

UNIVERSITE D'ALGER

23/78

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
THESE DE FIN D'ETUDES
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHÈQUE

1ex

CHATEAU D'EAU
EN BETON PRECONTRAIT 1500 m³

Proposée par :

P. BONNEVILLE

Dr Ingénieur

Professeur à L'E.N.P.A.

Etudié par :

SAICHI Khaled

et

SAOUDI Senoussi

Promotion : JANVIER 1978

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

UNIVERSITE D'ALGER

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

THESE DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU
EN BETON PRECONTRAIT 1500 m³

Proposée par :

P. BONNEVILLE

Dr Ingénieur

Professeur à L'E.N.P.A.

Etudié par :

SAICHI Khaled

et

SAOUDI Senoussi

Promotion : JANVIER 1978

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

REMERCIEMENTS

EN CETTE GRANDE OCCASION , NOUS TENONS A REMERCIER
TOUS LES PROFESSEURS QUI ONT CONTRIBUE , D'UNE FACON TRÈS
HONORABLE , A NOTRE FORMATION .

AUSSEI , NOUS TENONS A REMERCIER PLUS PARTICULIÈRE-
MENT MONSIEUR PIERRE . BONNEVILLE . POUR SES CONSEILS QU'IL
N'A CESSE DE NOUS PRODIGUER PENDANT L'ELABORATION DE CETTE
THÈSE .

QUE TOUS CEUX QUI NOUS ONT AIDE DE PRES OU DE LOIN
TROUVENT ICI NOTRE PROFONDE RECONNAISSANCE ET NOTRE PLUS
GRAND RESPECT .

SAOUDI Senoussi

JE DEDIE CE TRAVAIL A :

- MA MERE
 - MON PERE
 - MES FRERES ET SOEURS
 - A TOUT CEUX QUI , DE LOIN OU DE PRES M'ONT AIDE DURANT MES ETUDES
 - MES AMIS
-



SAICHI khaled

JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

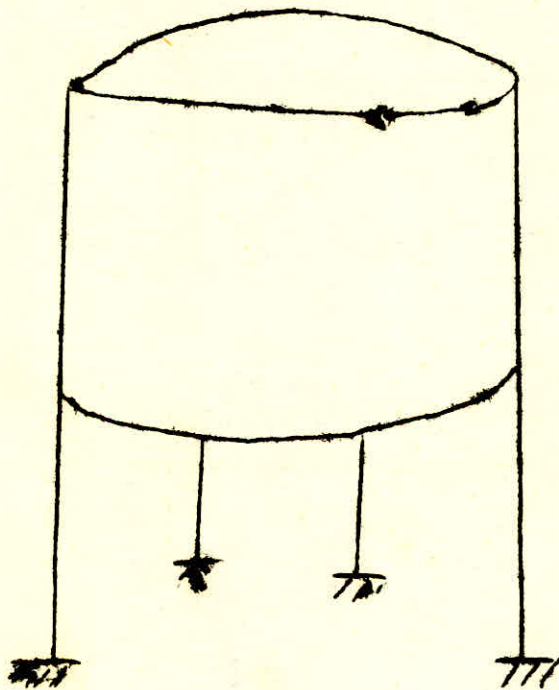
- MON PERE
- MA MERE
- MES FRERES ET A MA SOEHR
- MES AMIS ET A TOUT CEUX QUI, DE PRES OU DE LOIN M'ONT AIDE DURANT MES ETUDE .



SUJET

chateau d'eau en béton précontraint (cylindrique)

- surélevé sur piliers
- capacité 1500 m³
- côte inférieure minimale d'alimentation 7,00 m
- implantation Alger
- séismicité moyenne
- taux de travail admissible du sol 2 bars



CHAPITRE

I

INTRODUCTION

- 1 - classification des réservoir
- 2 - rôle des réservoirs d'eau
- 3 - règles imposées par l'hygiène
- 4 - règles imposées par l'exploitation
et l'entretien

INTRODUCTION

1 - CLASSIFICATION DES RESERVOIRS ET DEFINITION :

On définit un réservoir comme étant un ouvrage à contenir un liquide

On classe les réservoirs selon :

- leur position par rapport au sol (enterrés , sur sol , surélevé)
- la forme de la cuve
- le mode de fermeture (couvert , non couvert)
- le mode de construction (B.A. , B . P. , Acier)
- leur capacité

2 - RÔLE DES RESERVOIRS D'EAU :

Ils assurent en premier l'alimentation en eau potable, mais peuvent aussi être utilisés par la protection civile en cas de besoin urgent .

3 - REGLES IMPOSEES PAR L'HYGIENE :

Le réservoir d'eau doit être étanche , construit avec un matériau qui n'altère pas l'eau , et à l'abri de toute contamination de celle - ci .

Une aération est prévue pour changer l'air en contact avec l'eau.

Le réservoir doit être aménagé de telle sorte qu'il n'y ait aucune possibilité de stagnation d'eau , celle - ci étant propice au développement de micro-organisme.

L'eau contenue dans le réservoir doit être à l'abri de la lumière du jour pour éviter le développement d'algues.

4 - REGLES IMPOSEES PAR L'EXPLOITATION ET L'ENTRETIEN :

Les réservoirs doivent - être établis de façon à permettre facilement leur vidange et leur nettoyage .

De même, il faudrait prévoir un trop plein pour éviter , à cause du débordement, la mise en pression des voutes (coupole supérieure), ainsi qu'un lanterneau de visite et et d'aération .

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUE ET CHOIX DES MATERIAUX

A - Caractéristiques des matériaux

- 1 - contraintes admissibles pour le béton
- 2 - contraintes admissibles pour les aciers
- 3 - contraintes d'adhérences
- 4 - aciers de précontrainte

B - Choix des matériaux

- 1 - béton pour B.A.
- 2 - béton pour B.P

A - CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I

1 - CONTRANTES ADMISSIBLES POUR LE BERON

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible de compression

σ_b : contrainte nominale de compression

γ : facteur de sécurité < 1

α : fonction de la classe du ciment

pour notre cas nous avons classe du ciment : 325

$$\alpha = 1$$

β : fonction de l'efficacité éscotée du contrôle du béton
contrôle strict

$$\beta = 1$$

γ : fonction du rapport de l'épaisseur minimale e_m de la pièce
à fabriquer par rapport à la grosseur du plus gros granulat D

$$e_m \geq 4D$$

$$\gamma = 1$$

δ : fonction de la nature de la sollicitation (1^{er} genre)

- flexion composée

- effort normal de traction = 0,6

- effort normal de compression

$$\delta = 0,30 \left(1 + \frac{e_0}{e_1} \right) \quad \text{si } \lambda < 0,60$$

$$\delta = 0,60 \quad \text{si } 0,60 < \lambda$$

e_1 : excentricité de la résultante / au c.d.g. du béton seul

e_0 : distance de la limite du noyau central au c.d.g. du béton seul

ϵ : fonction de la forme et du % d'armature et selon la solli-
citation .

$\epsilon = 1$ compression simple

$0,5 \leq \epsilon \leq 1$ fléxion simple

$\bar{\sigma}'_{bc}$: contrainte admissible de compression en compression simple

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

$$\theta = 1,5(0,018 + \frac{2,1}{-})$$

: résistance nominale de traction

$$= 7 + 0,06.$$

2 - CONTRAINTES ADMISSIBLES POUR LES ACIERS :

$\bar{\sigma}_L$: contraintes de traction admissible

σ_{en} : limite d'élasticité nominale

ρ_a : coefficient de sécurité

$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitations du 1^{er} genre

$\rho_a = 1$ " " 2^{ème} genre

idèm pour les contraintes de compression

3 - CONTRAINTES D'ADHERANCES :

F : effort normal

$$\Pi = 3,14$$

ϕ : diamètre de la barre ancrée

l : longueur d'ancrage

$\bar{\sigma}_a$: contrainte d'adhérence

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{F}{\Pi \cdot \phi \cdot l}$$

$\bar{\sigma}'_a$: contrainte admissible

ψ_d : coefficient de scellement (caractérisant la nature du contact acier-béton)

$\eta_s = 1$ pour les barres rods lisses

$\eta_s = 1,5$ pour les barres haute adhérence

$\bar{l}_d = 1,25 \psi_s^2 \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_b}$ pour les ancrages normaux

$\bar{l}_d = 1,25 \psi_s^2 \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_b}$ pour les ancrages en pleine masse

longueur de scellement droit pour ancrage droit

$$L_d = \frac{\sigma_s}{4} \frac{\sigma_s}{\bar{\sigma}_b}$$

4 - ACIER DE PRECONTRAINTTE :

- 12 fils de 5mm - force maximum = 33 t
- force d'utilisation = 30 t
- 12 fils de 7 mm - force maximum = 65 t
- force d'utilisation = 40 t
- 12 fils de 8 mm - force maximum 85 t
- force d'utilisation = 52 t

B - CHOIX DES MATERIAUX

1 - Pour béton armé

CPA 325 dosage 350 kg/m²

$\sigma_b = 275 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_s = 82,5 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{sd} = 23,5 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_b = 7,15 \text{ kg/cm}^2$

tableau récapitulatif

dosage	classe	$\sigma_b = 275 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_s = 23,5 \text{ kg/cm}^2$
350	325	$\sigma_b = 82,5 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_s = 7,15 \text{ kg/cm}^2$

2 - Béton pour béton précontraint

CPA 325 dosé à 400 kg/m²

$\sigma_{s1} = 450 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{s2} = 135 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{s3} = 34 \text{ kg/cm}^2$

tableau récapitulatif

dosage	classe	σ_{s1}	=	450 kg/cm ²
400	325	σ_{s2}	=	135 kg/cm ²

95
95

C H A P I T R E I I I

C A R A C T E R I S T I Q U E S G E O M E T R I Q U E D U R E S E R V O I R

1 - calcul des dimensions

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU RESERVOIR

Pour la détermination du diamètre et de la hauteur du réservoir, nous essayons d'avoir des dimensions optimales c.à d; telles que la matière utilisée soit minimale.

Considérons par exemple un cylindre de volume donné V , son rayon étant R et sa hauteur H à déterminer .

Surface totale

$$S = 2 \pi R H + 2 \pi R^2 \quad (1)$$

Volume

$$V = \pi R^2 H \quad (2)$$

(2) nous donne

$$H = \frac{V}{\pi R^2}$$

en remplaçant dans (1), nous aurons

$$S = 2 \pi R^2 + 2 \pi R \frac{V}{\pi R^2} = 2 \pi R^2 + \frac{2V}{R}$$

Pour minimiser la matière, il faudra donc minimiser S

$$\frac{dS}{dR} = 0 = 4 \pi R - \frac{2V}{R^2} = 2 \pi R - \frac{V}{R^2}$$

d'où

$$R = \sqrt[3]{\frac{V}{2 \pi}}$$

Application numérique :

$$V = 1500 \text{ m}^3$$

$$R = 6,20 \text{ m}$$

ce résultat nous donne

$$D = 12,40 \text{ m}$$

$$H = 12,42 \text{ m}$$

Ces dimensions sont déterminées pour un cylindre parfait mais cela nous permettra de donner un ordre de grandeur des dimensions qu'on adoptera par la suite.

~~de ce réservoir, on se rend compte qu'il faut faire un coupole de fond et une partie par les deux ceintures.~~

Pour le cas de notre réservoir , nous aurons une diminution de volume par la coupole de fond et par une partie des deux ceintures .

Calcul de volume :

Adoptons en premier lieu les dimensions suivantes :

$$H = 10 \text{ m}$$

$$D_i = 14 \text{ m}$$

$$f = (1/10)D$$

D_i : diamètre intérieur

f : flèche de la coupole

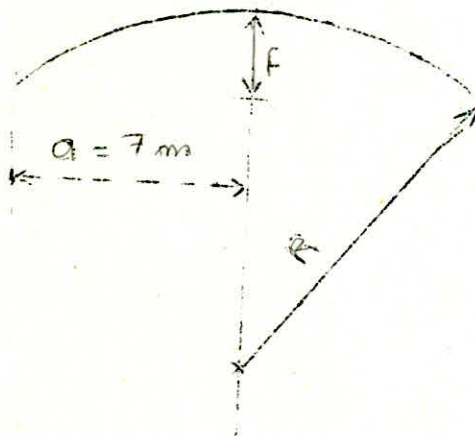
a) Volume d'eau dans un cylindre tel que :

$$H = 10 \text{ m}$$

$$D_i = 14 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{\text{II } D_i H}{4} = \frac{\text{II } 14^2 10}{4} = 1539,38 \text{ m}^3$$

b) Volume occupé par la coupole de fond :



Il est donné par la formule suivante

$$V_2 = \text{II } f^2 (3R - f) 1/3$$

Calcul de de R

$$R^2 = a^2 + (R - f)^2$$

$$R = \frac{(a^2 + f^2)}{2f} = 18,20 \text{ m}$$

$$V_2 = 1/3 \cdot \text{II } 1,4^2 (3 \cdot 18,20 - 1,4)$$

$$V_2 = 109,19 \text{ m}^3$$

c) Volume occupé par une partie des deux ceintures, le calcul simple donne

$$V_3 = 6,4 \text{ m}^3$$

d) Volume réel du réservoir

$$V = V_1 - V_2 - V_3 = 1423,79 \text{ m}^3$$

Nous adopterons les dimensions suivantes :

$$H = 10,50 \text{ m}$$

$$D_i = 14 \text{ m}$$

Ce qui nous donnera un volume d'eau ($V = 1500,76 \text{ m}^3$)

C H A P I T R E I V

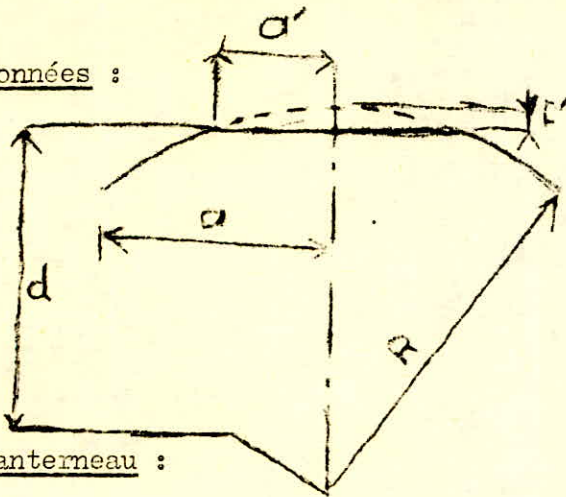
C A L C U L D E L A C O U P O L E S U P E R I E U R E

1) C o u p o l e

2) L a n t e r n e a u

CALCUL DE LA COUPOLE SUPERIEURE

Données :



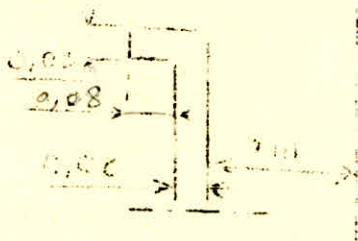
Rayon $R = 18,20$ m

Flèche $f = 1,40$ m

Epaisseur $e = 0,08$ m

$a = 7,00$ m

Lanterneau :



Epaisseur paroi $0,08$ m

Hauteur $0,40$ m

Fentes d'aération - $0,20$ m x $0,10$ m

Diamètre intérieur - $2,00$ m

1) Coupole :

$a = 14/2 = 7,00$ m

$a' = 1,04$ m

$d = \sqrt{R^2 - a'^2} = \sqrt{18,20^2 - 1,04^2} = 18,17$ m

$f' = 18,20 - 18,17 = 0,03$ m

section de coupole enlevée

$S = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f' = 2 \cdot \pi \cdot 18,20 \cdot 0,03 = 3,43$ m²

section de la coupole sans ouverture

$S_1 = 2 \cdot \pi \cdot R \cdot f = 2 \cdot \pi \cdot 18,20 \cdot 1,40 = 160,10$ m²

section de la coupole avec ouverture

$S = S_1 - S' = 160,10 - 3,43 = 156,67$ m²

poids de la coupole avec ouverture

$P = e \cdot S = 0,08 \cdot 2500 \cdot 156,67 = 31334$ kg

poids au m²

$P' = e \cdot \gamma = 0,08 \cdot 2500 = 200$ kg/m²

2) Lanterneau

Volume de la partie cylindrique

$$V_1 = \pi \cdot D \cdot h \cdot e = \pi \cdot 2,08 \cdot 0,32 \cdot 0,08 = 0,16 \text{ m}^3$$

Volume restant

$$V_2 = 0,08 \cdot 0,16 \cdot \pi \cdot 2,16 = 0,09 \text{ m}^3$$

Volume total

$$V = V_2 + V_1 = 0,16 + 0,09 = 0,25 \text{ m}^3$$

Poids total

$$P' = V \cdot \gamma = 0,25 \cdot 2500 = 625 \text{ kg}$$

Nous voyons que le poids du lanterneau n'est pas plus défavorable que celui de la surface de coupole enlevée, nous considérons donc la coupole fermée tout en prévoyant un anneau de renforcement pour l'assise du lanterneau.

Poids total de la couverture

$$P_t = 160,10 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 32020 \text{ kg}$$

Nous prévoyons une chape de protection de 40 kg/m^2 , le vent à peu de prise sur la coupole (surbaissée) .

Calcul de la surcharge climatique : (Neige)

Pression de base pour la neige à Alger

$$P_n = P_{n_0} = 20 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{normale})$$

Pression extrême :

$$P_e = 1,75 \cdot P_{n_0} = 35 \text{ kg/m}^2$$

Charge totale s'appliquant par m^2

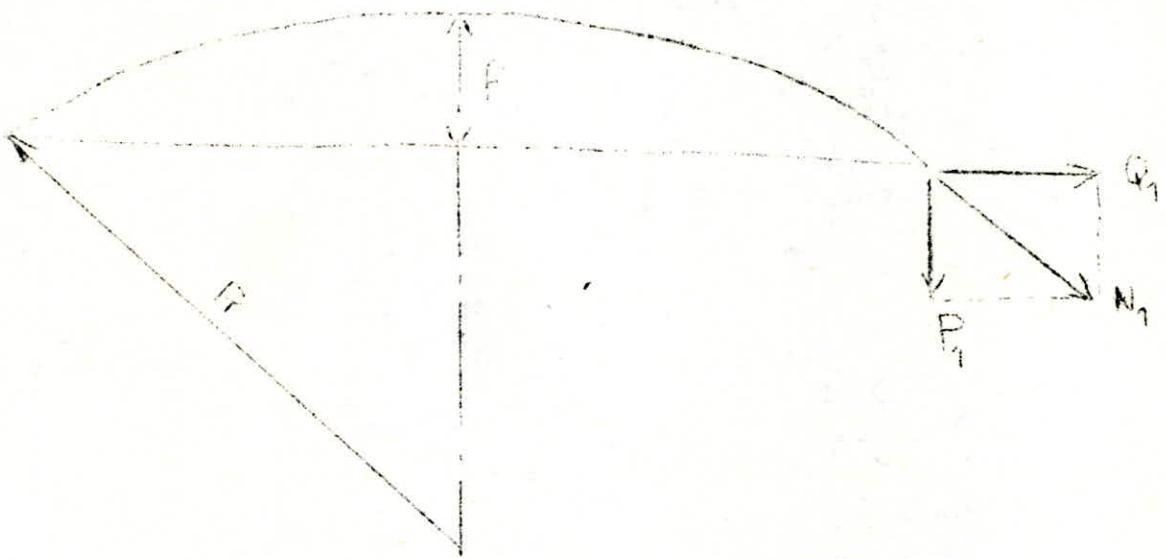
$$\text{Poids propre} + \text{Chape} + \text{Neige} = 35 \text{ kg/m}^2$$

Soient :

P_1 : charge verticale /ml de ceinture

Q_1 : charge horizontale/ml de ceinture

N_1 : effort de compression dans la coupole



D'après les relations dans les triangles semblables, nous avons

$$\frac{P_1}{Q_1} = \frac{a}{R - f} \quad \text{d'où} \quad Q_1 = P_1 \frac{R - f}{a}$$

$$P_1 = \frac{P_t}{II \cdot D} = \frac{q \cdot f \cdot R}{D/2}$$

$$q = 275 \text{ kg/m}^2$$

Application numérique

$$P_1 = \frac{275 \cdot 1,40 \cdot 18,20}{1,4/2} = 1000 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 1 \text{ t}$$

$$Q_1 = \frac{1000(18,20 - 1,40)}{7,00} = 2400 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 2,40 \text{ t}$$

$$N_1 = Q_*^2 + P_1^2 = 1000^2 + 2400^2 = 2600 \text{ kg/ml} \\ \text{soit} \quad 2,6 \text{ t}$$

N_1 : étant l'effort de compression sur une bande de 1 m

$$\text{contrainte de compression dans le béton} = \frac{N_1}{100 \cdot e} = \frac{2600}{100 \cdot 8} = 3,25 \text{ kg/cm}^2$$

Nous voyons que seul le béton peut résister mais nous armerons la coupole avec un minimum d'armature

7 ϕ 6 par mètre de développement de la méridienne

5 ϕ 6 " " " de la prallèle .

CHAPITRE

V

Etude de la ceinture supérieure et de la coupole
inférieure :

A - Etude de la ceinture supérieure

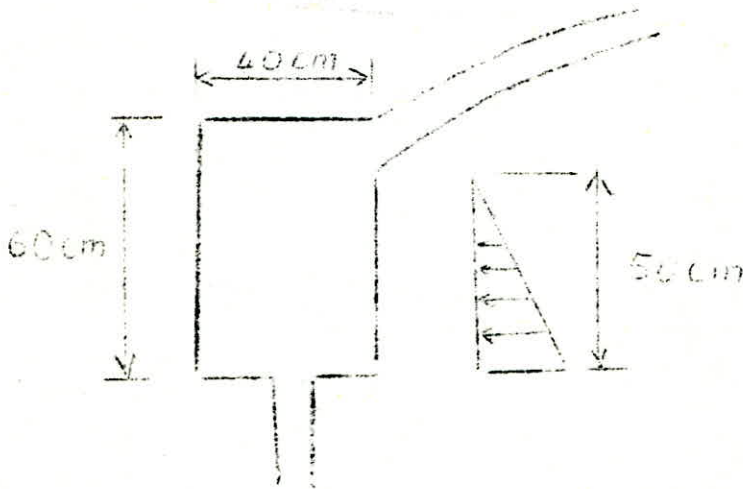
B - Etude de la coupole inférieure

1 - sections et poids

2 - surcharges

3 - contraintes

A - ETUDE DE LA CEINTURE SUPERIEURE



Les efforts horizontaux sur la ceinture supérieure sont :

- Q_1 : poussée horizontale due à la coupole
- Q_2 : poussée due à 50 cm d'eau
- Q_3 : effort tranchant due à la poussée hydrostatique

Calcul de Q_2

$$Q_2 = \frac{\rho \cdot h^2}{2} = \frac{1000 \cdot 0,5^2}{2} = 125 \text{ kg/ml}$$

La charge totale horizontale par m de ceinture est :

$$Q = Q_1 + Q_2$$

Application numérique :

$$Q_1 = 2600 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 2,6 \text{ t/ml}$$

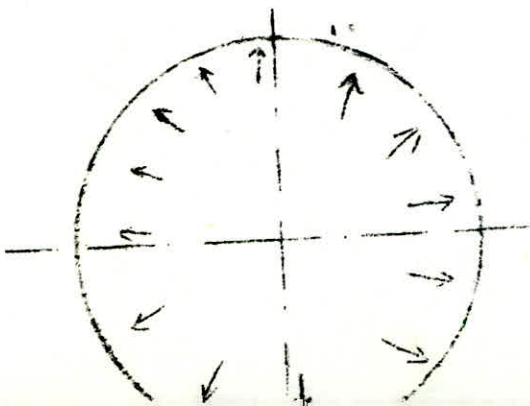
$$Q_2 = 125 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 0,125 \text{ t/ml}$$

$$Q_3 = 332 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 0,332 \text{ t/ml}$$

d'où

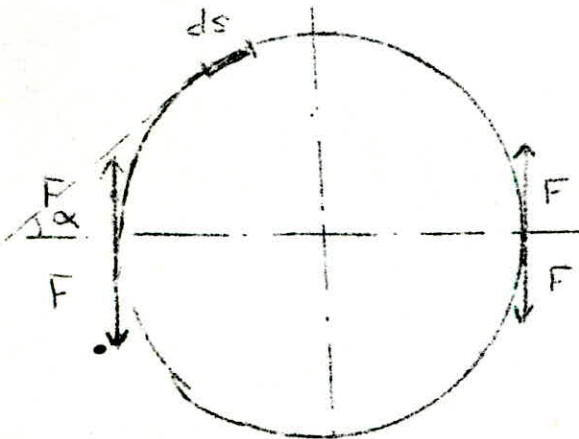
$$Q = 3057 \text{ kg/ml} \quad \text{soit} \quad 3,057 \text{ t/ml}$$

Le schéma de calcul est le suivant :



sous cette pression extérieure Q
nous avons une force de traction F
dans la ceinture telle que $F = Q \cdot R$
 R : étant le rayon moyen du réservoir

Démonstration :



Pour l'élément ds , la force agissante est
cette force a pour composantes :

suisant : Ox $Q.ds.\sin$

suisant : Oy $Q.ds.\cos$

Si on cherche la force qui tend à enlever la
partie supérieure de la partie inférieure du
cercle schématisé, on aura :

$$\sum Q.ds.\cos = 2.Q.R = 2.F$$

$$\sum Q.ds.\sin = 0 \text{ pour raison de symétrie par rapport à } Oy.$$

$$\boxed{F = Q.R}$$

Remarque :

Dans le calcul nous avons déterminé les efforts dans la ceinture sans tenir compte des effets de la précontrainte ni de la torsion de la ceinture sous l'effet du moment de flexion dans la paroi et en tant que poutre courbe.

Pour le calcul définitif nous renvoyons le lecteur au calcul définitif ultérieur .

B - ETUDE DE LA COUPOLE INFERIEURE

1) - Séction et poids :

épaisseur de la coupole $e = 0,16$ m

flèche à la ligne moyenne $f = 1,40$ m

séction :

$$S_i = 2.II.R.f$$

$$S_i = 2.II.18,20;1,40 = 160,10m^2$$

Poids/m² :

$$P_i = e. \gamma = 0,16.2500 = 400 \text{ kg/m}^2$$

Poids total :

$$P_t = S_i. P_i = 160,10.400 = 64040 \text{ kg soit } 64,04 \text{ t}$$

Poids (charge verticale)/ml de ceinture :

$$P = \frac{P_t}{II.D} = \frac{64040}{II.14} = 1456,04 \text{ kg/ml}$$

2) - Surcharges :

La prèssion s'exerçant sur la coupole est due à la prèssion hydrostatique.

Poids total d'eau

$$P_e = 1500 \text{ t } (1500 \text{ m}^3)$$

Prèssion verticale/ml de ceinture :

$$\frac{P_e}{II.D} = 34104,63 \text{ kg/ml}$$

Efforts résultants :



Préssion totale verticale s'exerçant /ml de ceinture

$$P_1' = \frac{P_E + P_t}{II.D} = 34104,63 + 1456,04 = 35560,67 \text{ kg/ml}$$

Préssion horizontale /ml de ceinture :

$$Q_1' = P_1' \cdot \frac{R - f}{D/2} = 35560,67 \cdot \frac{18,20 - 1,40}{7,00} = 85345,61 \text{ kg/ml}$$

Effort de compression dans la coupole :

$$N_1' = \sqrt{P_1'^2 + Q_1'^2} = 92457,74 \text{ kg/ml}$$

3) - Contraintes :

$$= \frac{N_1'}{B} = \frac{92457,74}{16 \cdot 100} = 57,79 \text{ kg/cm}^2$$

Nous voyons que seul le béton peut résister .LE ferrailage sera étudié ultérieurement .

C H A P I T R E V I

ETUDE DE LA CUVE

A-→ CAS DE L'ENCASTREMENT

- 1) équation de déformation sous pression
hydrostatique
- 2) équations des moments et efforts tranchant
- 3) application numérique

ETUDE DE LA CUVÉ

La cuve est constituée par une paroi cylindrique doublement précontrainte. Pour le calcul, nous considérons deux cas.

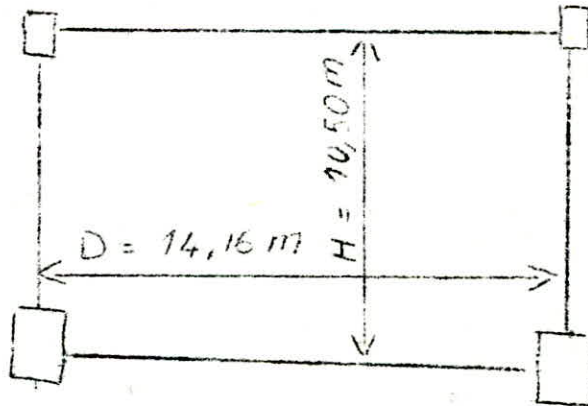
1er CAS

Le réservoir plein.

- Avec paroi encastree sur les deux ceintures.
- Avec rotation des ceintures.

2° CAS : Le réservoir vide.

- Avec paroi encastree.
- Avec rotation des ceintures sous charges exterieures.



CAS DE L'ENCASTREMENT

I)- Equation de déformation sous pression hydrostatique.:

Sous la pression hydrostatique, la théorie de l'élasticité donne l'équation de la déformée de la paroi sous la forme différentielle suivante:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + 4\beta^4 y = \frac{P}{D} \quad \text{avec} \quad \beta^4 = \frac{E \cdot e}{4r^2 D}$$

ou D est la rigidité à la flexion

$$D = \frac{E \cdot e^3}{12(1 - \nu^2)}$$

E = module de young

e = épaisseur paroi

ν = coefficient de Poisson.

L'intégrale générale donnée par MUZET est:

$$y = - \frac{W r^2}{E \cdot e} \quad (AU + BV + CW + DR + H - x)$$

où A, B, C, D désignent quatre constantes avec:

$$U = \operatorname{ch} \beta x \cdot \cos \beta x$$

$$V = \operatorname{ch} \beta x \cdot \sin \beta x$$

$$W = \operatorname{sh} \beta x \cdot \cos \beta x$$

$$R = \operatorname{sh} \beta x \cdot \sin \beta x$$

Dans notre cas (encastrement en haut et en bas) les constantes sont données avec $h = \phi$ comme suite

$$A = -H$$

$$B = \frac{1}{\beta} \left(1 + \frac{\sin \phi}{\operatorname{sh} \phi + \sin \phi} \right) - H \frac{\operatorname{sh} 2 \phi + \sin 2 \phi}{\operatorname{ch} 2 \phi + \cos 2 \phi - 2}$$

$$C = \frac{1}{\beta} \frac{\sin \phi}{\text{sh } \phi \sin \phi} + H \frac{\text{sh } 2\phi \sin \phi}{\text{ch } 2\phi \cos \phi - 2}$$

$$D = \frac{1}{\beta} \frac{\text{ch } \phi + \cos \phi}{\text{sh } \phi - \sin \phi} + H \frac{\text{ch } 2\phi - \cos 2\phi}{\text{ch } 2\phi + \cos 2\phi - 2}$$

Dans notre cas, ϕ est très grand. Par conséquent $\text{ch } \phi$ et $\text{sh } \phi$ deviennent très grands d'où une simplification donnant pour le calcul des effets tranchants et moments de flexion les équations suivantes :

2°) Equations des moments et effort tranchants .

a) Bord supérieur

$$M_s = M_{0s} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T_s = T_{0s} e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

$$M_{0s} = \frac{\bar{w}}{2\beta^3} \quad T_{0s} = \frac{\bar{w}}{2\beta^2}$$

b) Bord inférieur :

$$M_i = M_{0i} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$T_i = T_{0i} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$M_{0i} = \frac{\bar{w}}{2\beta^2} \left(H - \frac{1}{\beta} \right)$$

$$T_{0i} = \frac{\bar{w}}{2\beta} \left(2H - \frac{1}{\beta} \right)$$

CALCUL de M_{0s} , T_{0s} , M_{0i} , T_{0i} :

$$M_{0s} = \frac{\bar{w}}{2 \cdot \beta^3}$$

$\nu = 0,15$ pour le béton

3°) Application numérique.

calcul de β

$$\beta = \frac{E \cdot e}{4 r^2 D} = \frac{(1 - \nu^2) \cdot 3}{r^2 \cdot e^2} \quad \text{d'où } \beta = \sqrt[4]{\frac{3(1 - \nu^2)}{r^2 e^2}}$$

$$\beta = 1,227$$

$$M_{0s} = \frac{\bar{w}}{2\beta^3} = \frac{1000}{2 \cdot 1,227^3} = 270,67$$

$$M_{0s} = 271 \text{ kg.m/m.}$$

$$T_{0s} = \frac{\bar{w}}{2\beta^2} = \frac{1000}{2 \cdot 1,227^2} = 332,109$$

$$T_{0s} = 332 \text{ kg./m}$$

$$M_{0i} = \frac{\bar{w}}{2\beta^2} \left(H - \frac{1}{\beta} \right) = \frac{1000}{2 \cdot 1,227^2} \left(10,5 - \frac{1}{1,227} \right)$$

$$M_{0i} = 3216 \text{ kg.m/m}$$

$$T_{0i} = \frac{\bar{w}}{2\beta} \left(2H - \frac{1}{\beta} \right) = \frac{1000}{2 \cdot 1,227} \left(2 \cdot 10,5 - \frac{1}{1,227} \right)$$

$$T_{0i} = 8225 \text{ kg./m.}$$

TABEAU DONNANT LES VALEURS DU MOMENT FLECHISSANT
ET DE L'EFFORT TRANCHANT SOUS LAPRESSION D'EAU.

X (m)	βX (rd)	$\cos \beta x$	$\sin \beta x$	$e^{-\beta x}$	M kg.m/ml	T kg/ml
0	0,000	1,00	0,000	1	3216	8225
0,5	0,614	0,818	0,576	0,541	421	3640
1,0	1,227	0,337	0,941	0,293	- 569	812
1,5	1,841	-0,266	0,964	0,159	-629	-348
2,0	2,454	-0,773	0,635	0,086	-389	-547
2,5	3,068	-0,997	0,074	0,047	-162	-385
3,0	3,681	-0,858	-0,514	0,025	-27,66	-176
3,5	4,295	-0,406	-0,914	0,014	22,88	-47
4,0	4,908	0,194	-0,981	0,007	26,46	11,17
4,5	5,522	0,724	-0,690	0,004	18,19	23,82
5,0	6,135	0,989	-148	0,002	7,31	16,27
5,5	6,749	0,894	0,449	0,001	1,43	7,35
6,0	7,362	0,472	0,881	0,001	-1,32	3,88
6,5	4,908	0,194	-0,981	0,007	-1,42	-1,83
7,0	4,295	-0,406	-0,914	0,014	- 2	- 6,14
7,5	3,681	-0,858	-0,154	0,025	- 6	-11,39
8,0	3,068	-0,997	0,074	0,047	- 13	-14,41
8,5	2,454	-0,773	0,635	0,086	- 18	-3,94
9,0	1,841	-0,266	0,964	0,159	- 11	37
9,5	1,227	0,337*	0,941	0,541	27	124
10,0	0,614	0,818	0,576	0,541	120	33
10,5	0,00	1,00	0,00	1,00	271	332

Diagramme du moment fléchissant de la paroi sous la pression hydrostatique

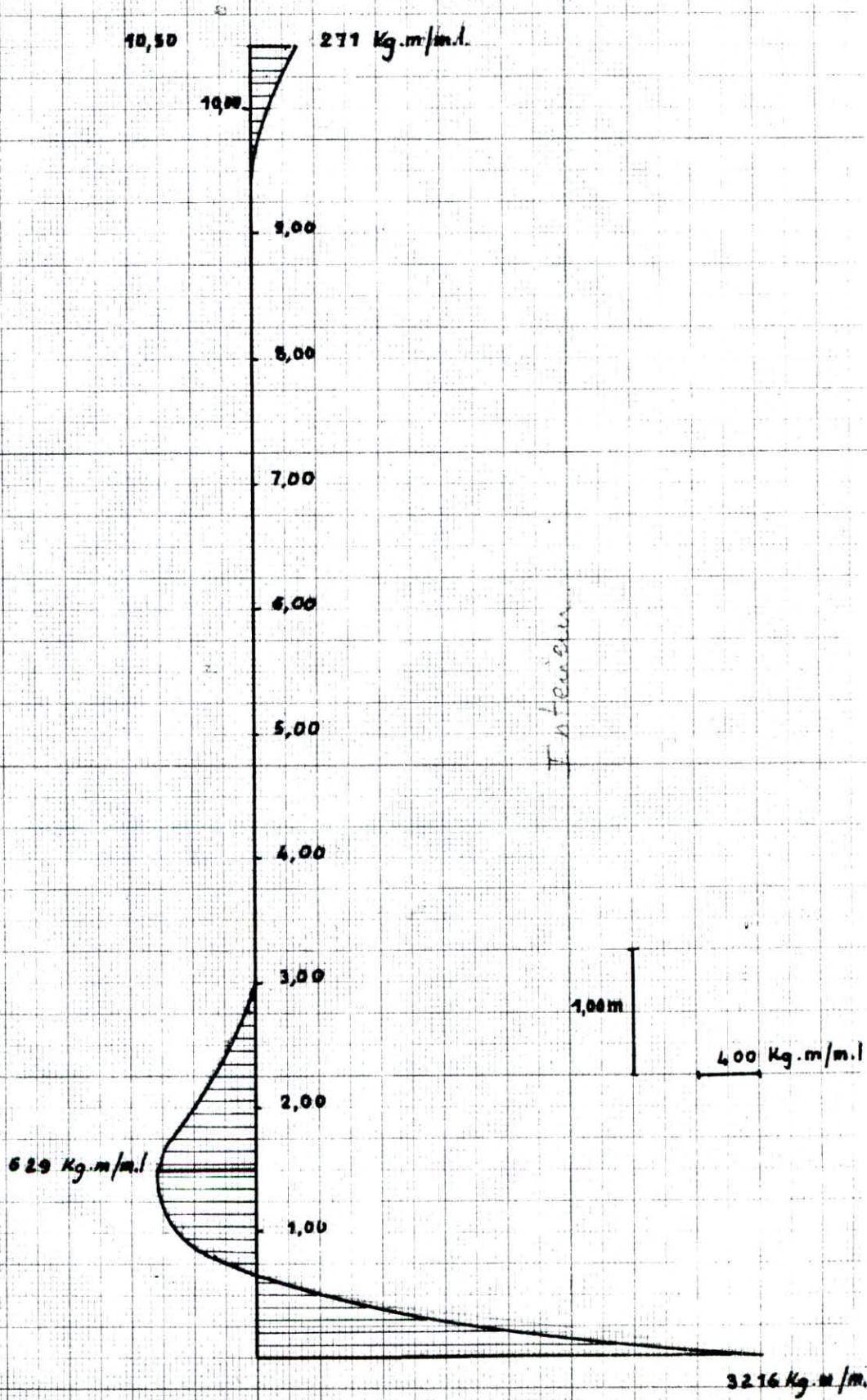


Diagramme de l'effort tranchant de la paroi
sous la pression hydrostatique

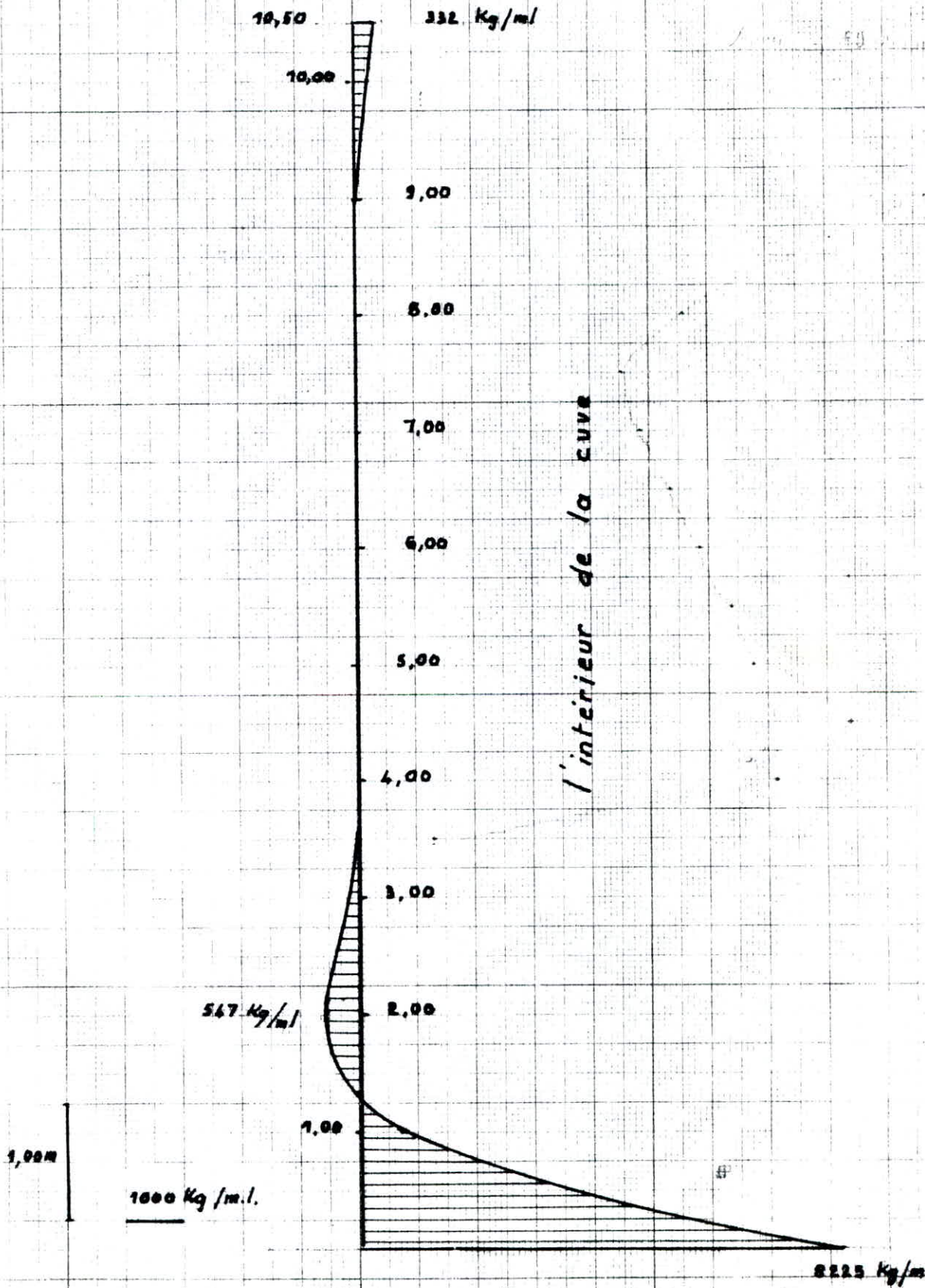
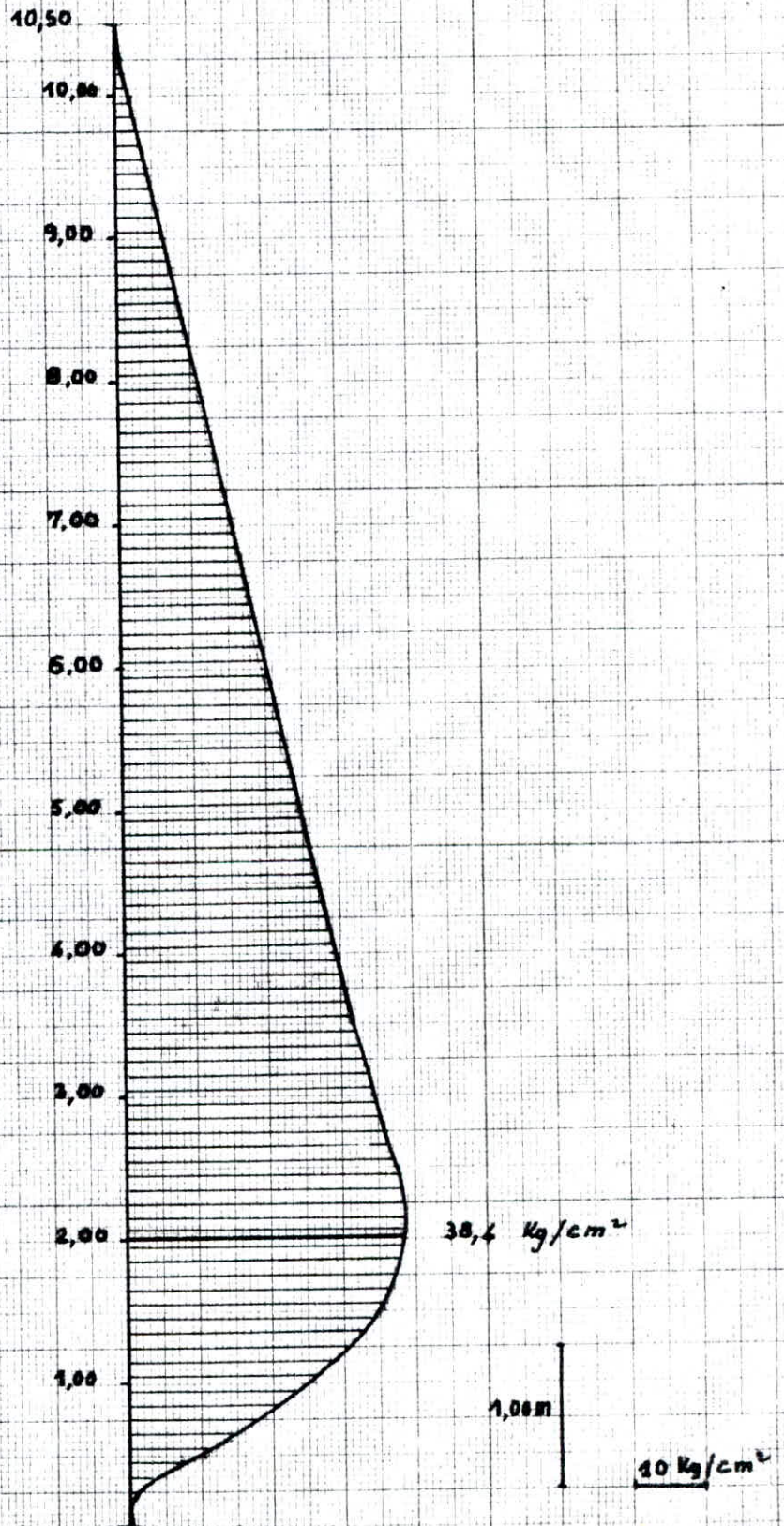


TABLEAU DONNANT LES CONTRAINTES DE DEFORMATION
SOUS LA PRESSION HYDROSTATIQUE DANS LES CERCS

X	βX	$\cos \beta x$	$\sin \beta x$	$e^{-\beta x}$	σ' pression hydrostatique kg/cm^2
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
0,5	0,614	0,818	0,576	0,541	-10,33
1,0	1,227	0,337	0,941	0,293	-25,63
1,5	1,841	-0,266	0,964	0,159	-35,22
2,0	2,454	-0,773	0,635	0,086	-38,36
2,5	3,068	-0,997	0,074	0,047	-37,43
3,0	3,682	-0,858	-0,514	0,025	-34,35
3,5	4,295	-0,406	-0,914	0,014	-31,79
4,0	4,908	0,194	-0,981	$7,39 \cdot 10^{-3}$	-29,01
4,5	5,522	0,726	-0,690	$4,00 \cdot 10^{-3}$	-26,53
5,0	6,135	0,989	-0,148	$2,17 \cdot 10^{-3}$	-24,30
5,5	6,749	0,894	0,449	$1,17 \cdot 10^{-3}$	-22,05
6,0	7,362	0,472	0,881	$6,35 \cdot 10^{-4}$	-19,87
6,5	7,976	-0,121	0,993	$3,44 \cdot 10^{-4}$	-17,69
7,0	8,589	-0,671	0,742	$1,86 \cdot 10^{-4}$	-15,49
7,5	9,203	-0,975	0,220	$1,01 \cdot 10^{-4}$	-13,28
8,0	9,816	-0,924	-0,381	$5,46 \cdot 10^{-5}$	-11,07
8,5	10,43	-0,536	-0,844	$2,96 \cdot 10^{-5}$	-8,85
9,0	11,043	0,047	-0,939	$1,60 \cdot 10^{-5}$	-6,64
9,5	11,657	0,614	-0,789	$0,66 \cdot 10^{-6}$	-4,43
10,0	12,270	0,956	-0,292	$4,69 \cdot 10^{-6}$	-2,21
10,5	12,884	0,950	0,312	$2,54 \cdot 10^{-6}$	0

Diagramme des contraintes de déformation des cerces sous la pression hydrostatique

l'intérieur de la cuve



CHAPITRE VII

- 1) Etude de la précontrainte transversale
 - 1) équation de déformation sous pression extérieure uniforme
 - 2) contraintes
 - 3) calcul de la pression uniforme extérieure
 - 4) application numérique
 - 5) tableaux des effort M et T
 - 6) tableau des contraintes de déformation
 - 7) calcul des efforts
 - 8) détermination du nombre de cable

- 2) étude de la précontrainte verticale

ETUDE DE LA PRECONTRAINTE TRANSVERSALE

Le but de la précontrainte transversale est d'éliminer la traction dans les cerces par l'application d'une pression extérieure uniforme p qui agit de l'extérieure vers l'intérieur du réservoir.

1) Equation de déformation sous pression uniforme extérieure:

Au voisinage d'une ceinture d'encastrement, l'équation de la déformée sous une pression extérieure uniforme p est :

$$y = \frac{p R^2}{E e} \left\{ 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right\}$$

Nous voyons que cette expression tend vers une valeur constante : $y = \frac{p R^2}{E e}$

A partir d'une certaine valeur de x (voir diagramme de contrainte sous la précontrainte) d'où la double application pour les deux extrémités:

séction $x = 0$ nous avons $y = 0$

section $x = H$ " $y = 0$ origine en haut

2) Contraintes :

$$y = \Delta R$$

$$\frac{\Delta R}{R} = \frac{y}{R} = \frac{\sigma}{E} \quad (\text{loi de Hooke}) \quad \text{d'où} \quad \sigma = E \frac{y}{R}$$

La contrainte de compression sous la précontrainte est donc:

$$\sigma = \frac{p R}{e} \left[1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right]$$

3) Calcul de la pression uniforme extérieure p :

Cette pression doit donner des contraintes de compression telle que toute la traction dans les cerces soit annulée le diagramme dans cette doit être un diagramme résultant de compression uniquement

$$\sigma_{\max} = -\sigma_{\max}$$

σ_{\max} : contrainte de traction maximale

cette contrainte max est donnée pour la valeur de ($x = 2 \text{ m}$)

(voir diagramme)

$$\text{d'où} \quad \sigma = \frac{p R}{e} \cdot 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x)$$

en posant $\phi_1 = \beta x$

$$\sigma = \frac{p R}{e} \cdot 1 - e^{-\phi_1} (\cos \phi_1 + \sin \phi_1) = 38,4 \text{ kg/cm}^2$$

4°) Application numérique .

$$A = 1,012$$

$$p = \frac{38,4 \times 0,16}{7,08 \times 1,012} = 0,8576 \text{ kg/cm}^2 = 8576 \text{ kg/m}^2$$

$$\underline{p = 8576 \text{ kg/m}^2}$$

En considérant les chutes de précontrainte de l'ordre de 10 % , nous prenons la valeur de p telle que :

$$\underline{p = 9500 \text{ kg/m}^2}$$

Donc, pour un anneau de hauteur 1 m , il faut utiliser des cables tirés avec une force $F = pR$. C'est la force de précontrainte qu'il faut exercer sur un anneau de hauteur 1 m.

$$F = p R = 9500 \times 7,08$$

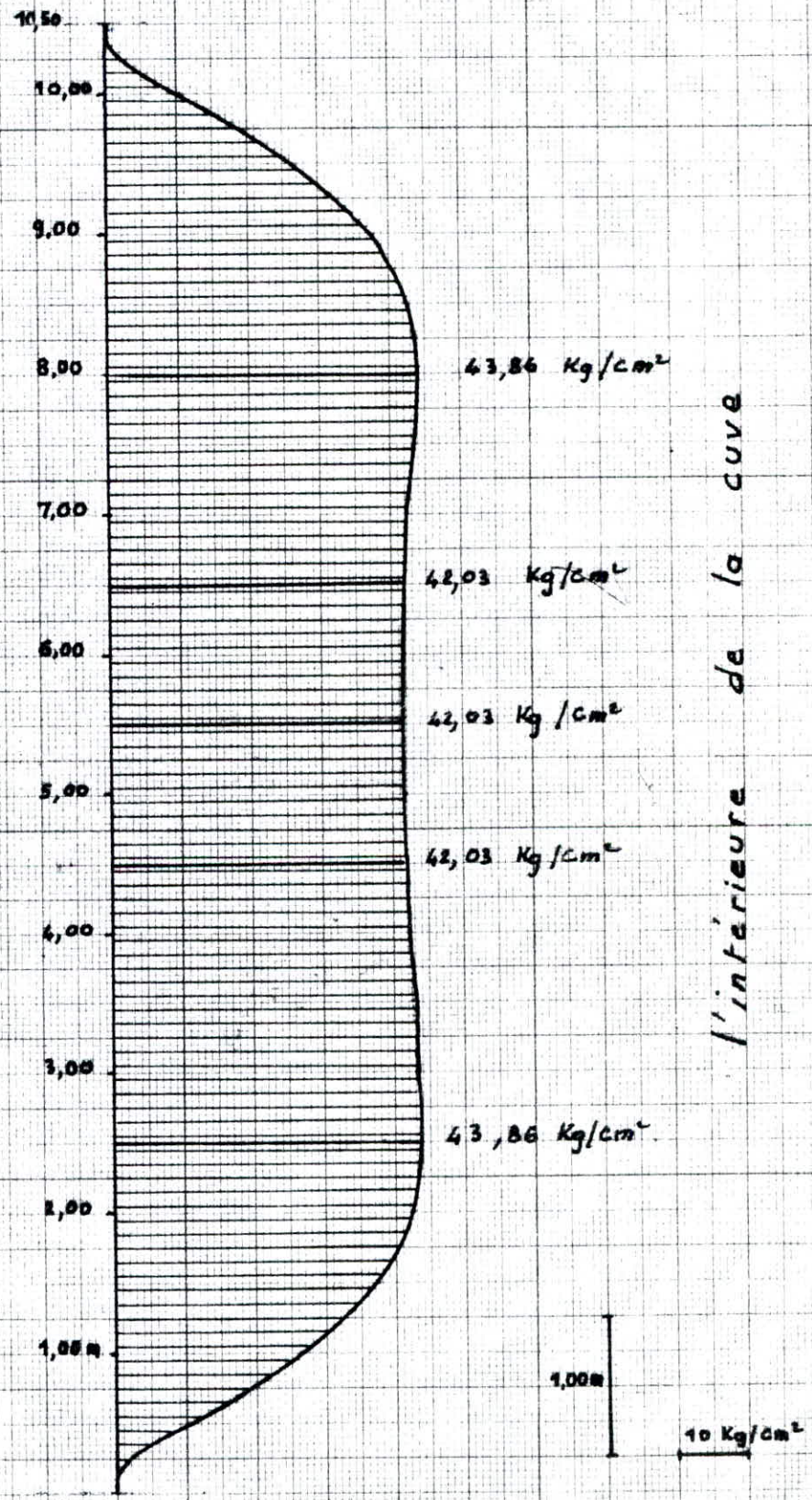
$$F = 67260 \text{ kg.}$$

$$\text{D'où } \sigma'_{P_{\max}} = \sigma'_{2_{\max}} = 43,86 \text{ kg/cm}^2 \quad (x = 2,5).$$

TABLEAU DONNANT LES CONTRAINTEES DE DEFORMATION DES CERCLES
SOUS LA PRECONTRAINTE LATÉRALE.

X	βX	$\cos.x/\beta$	$\sin.x/\beta$	$e^{-x/\beta}$	Precontrainte
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
0,5	0,614	0,818	0,576	0,541	10,33
1,0	1,227	0,337	0,941	0,293	26,30
1,5	1,841	-0,266	0,964	0,159	37,37
2,0	2,454	-0,773	0,635	0,086	42,54
2,5	3,068	-0,997	0,074	0,047	43,86
3,0	3,681	-0,858	-0,154	0,025	43,10
3,5	4,295	-0,406	-0,914	0,014	42,81
4,0	4,908	0,194	-0,981	0,007	42,28
4,5	5,522	0,724	-0,690	0,004	42,03
5,0	6,135	0,989	-0,148	0,002	42,03
5,5	6,749	0,894	0,449	0,001	42,03
6,0	7,362	0,472	0,881	0,001	42,03
6,5	7,976	0,194	-0,981	0,007	42,28
7,0	8,589	-0,406	-0,914	0,014	42,81
7,5	9,203	-0,858	-0,154	0,025	43,10
8,0	9,816	-0,997	0,074	0,047	43,86
8,5	10,43	-0,113	0,635	0,086	42,54
9,0	11,043	-0,266	0,964	0,159	37,37
9,5	11,654	0,337	0,941	0,293	26,30
10,0	12,270	0,818	0,516	0,541	10,33
10,5	12,884	1,00	0,00	1,00	0,00

Diagramme des contraintes de déformation des cerces sous la précontrainte latérale



7) CALCUL DES EFFORTS .

Calcul des moments et efforts tranchants de précontrainte l'équation de la déformée est :

$$Y = \frac{p R^2}{E.e} \left\{ 1 - e^{-\beta x} (\cos \beta x + \sin \beta x) \right\}$$

$$Y' = \frac{2\beta p R^2}{E.e} e^{-\beta x} \sin \beta x$$

$$Y'' = \frac{2\beta^2 p R^2}{E.e} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

a) MOMENT :

$$M_x = -Dy'' = -2D\beta^2 \frac{p R^2}{E.e} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

$$D = \frac{E.e^3}{12(1-\nu^2)}$$

$$\beta^4 = \frac{E.e}{4 R^2 D}$$

$$M_x = -\frac{p}{2\beta^2} e^{-\beta x} (\cos \beta x - \sin \beta x)$$

b) EFFORT TRANCHANT /

$$Y''' = -\frac{4\beta^3 p R^2}{E.e} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T_x = -Dy''' = \frac{4\beta^3 p R^2}{E.e} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

$$T_x = \frac{p}{\beta} e^{-\beta x} \cos \beta x$$

Application numérique voir Tableaux ci-après.

TABLEAU DONNANT LES MOMENTS FLECHISSANT ET L'EFFORT TRANCHANT DE LA PAROI SOUS LA PRECONTRAINTE LATÉRALE

x	$\beta \cdot x$	$\cos.x/\beta$	$\sin.x/\beta$	$e^{-x/\beta}$	M	T
0,0	0,00	1,00	0,00	1,00	-3155,04	7742,46
0,5	0,614	0,576	0,576	0,541	+ 558,35	3426,23
1,0	1,227	0,337	0,941	0,293	558,35	764,50
1,5	1,841	-0,266	0,964	0,159	617,03	-327,46
2,0	2,454	-0,773	0,635	0,086	382,04	-516,70
2,5	3,068	-0,997	0,074	0,047	158,82	-362,80
3,0	3,681	-0,858	-0,514	0,025	27,13	-166,08
3,5	4,295	-0,406	-0,914	0,014	-22,44	11,10
4,0	4,908	0,194	-0,981	$7,39 \cdot 10^{-3}$	-27,40	11,10
4,5	5,522	0,724	-0,690	$3,998 \cdot 10^{-3}$	-17,84	22,41
5,0	6,135	0,939	-0,148	$2,166 \cdot 10^{-3}$	-7,77	16,59
5,5	6,749	0,984	0,449	$1,17 \cdot 10^{-3}$	-7,77	16,59
6,0	7,362	0,472	0,881	$6,35 \cdot 10^{-4}$	-17,84	22,41
6,5	7,976	-0,121	0,993	$3,44 \cdot 10^{-4}$	-27,40	11,10
7,0	8,589	-0,671	0,742	$1,86 \cdot 10^{-4}$	-22,44	-44,01
7,5	9,203	-0,976	0,220	$1,01 \cdot 10^{-4}$	27,13	-166,08
8,0	9,816	-0,924	-0,381	$5,46 \cdot 10^{-5}$	158,82	-362,80
8,5	10,430	-0,536	-0,844	$2,96 \cdot 10^{-5}$	382,04	-514,70
9,0	11,043	0,047	-0,999	$1,60 \cdot 10^{-5}$	617,03	-327,46
9,5	11,657	0,614	-0,789	$866 \cdot 10^{-6}$	558,35	764,50
10,0	12,270	0,956	-0,292	$4,69 \cdot 10^{-6}$	-413,06	3426,23
10,5	12,884	0,950	0,312	$2,54 \cdot 10^{-6}$	-3155,04	7742,46

Diagramme de l'état tranchant de la paroi
sous la précontrainte latérale

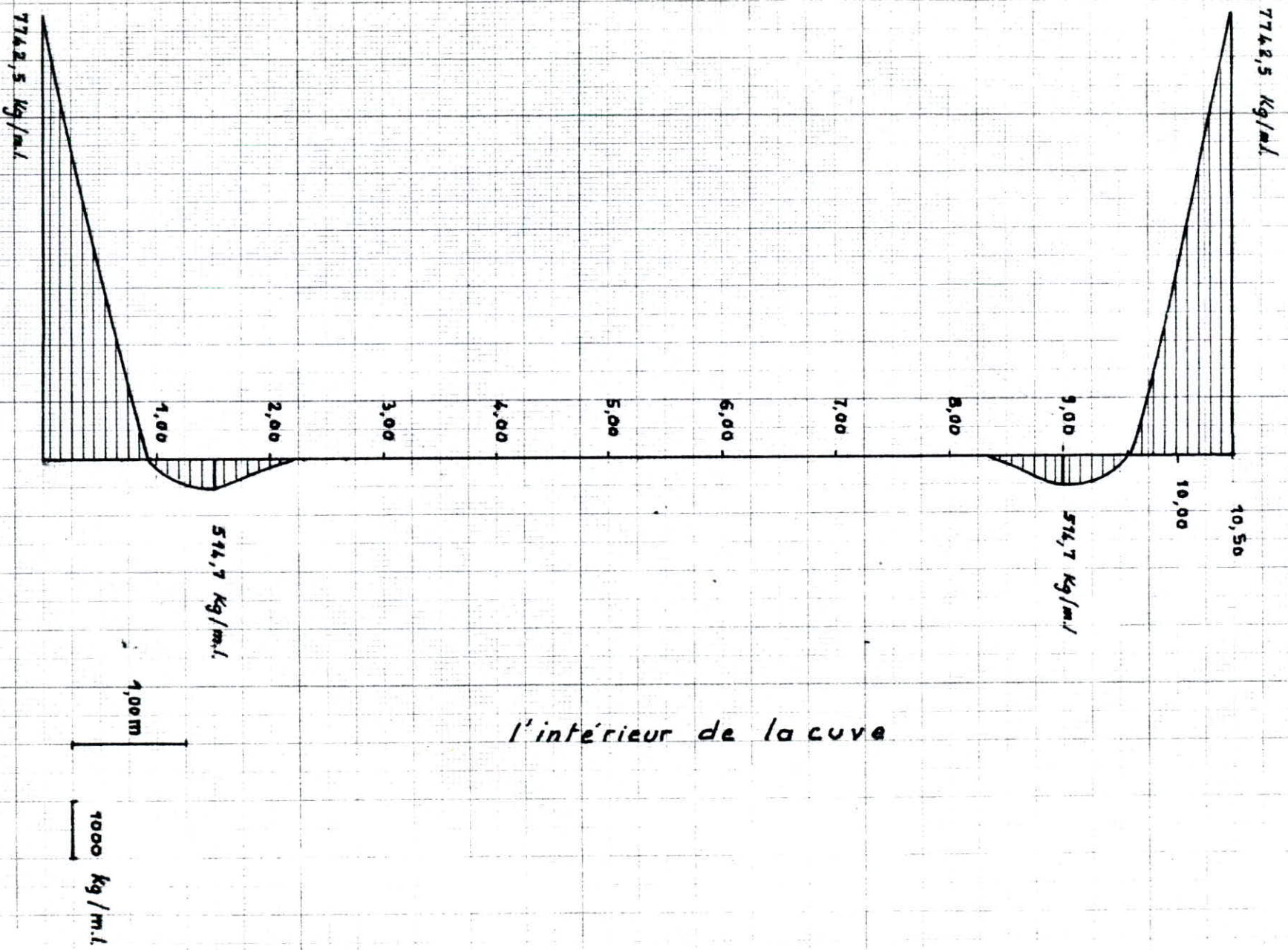


Diagramme du moment Fléchissant de la paroi
sous la précontrainte latérale

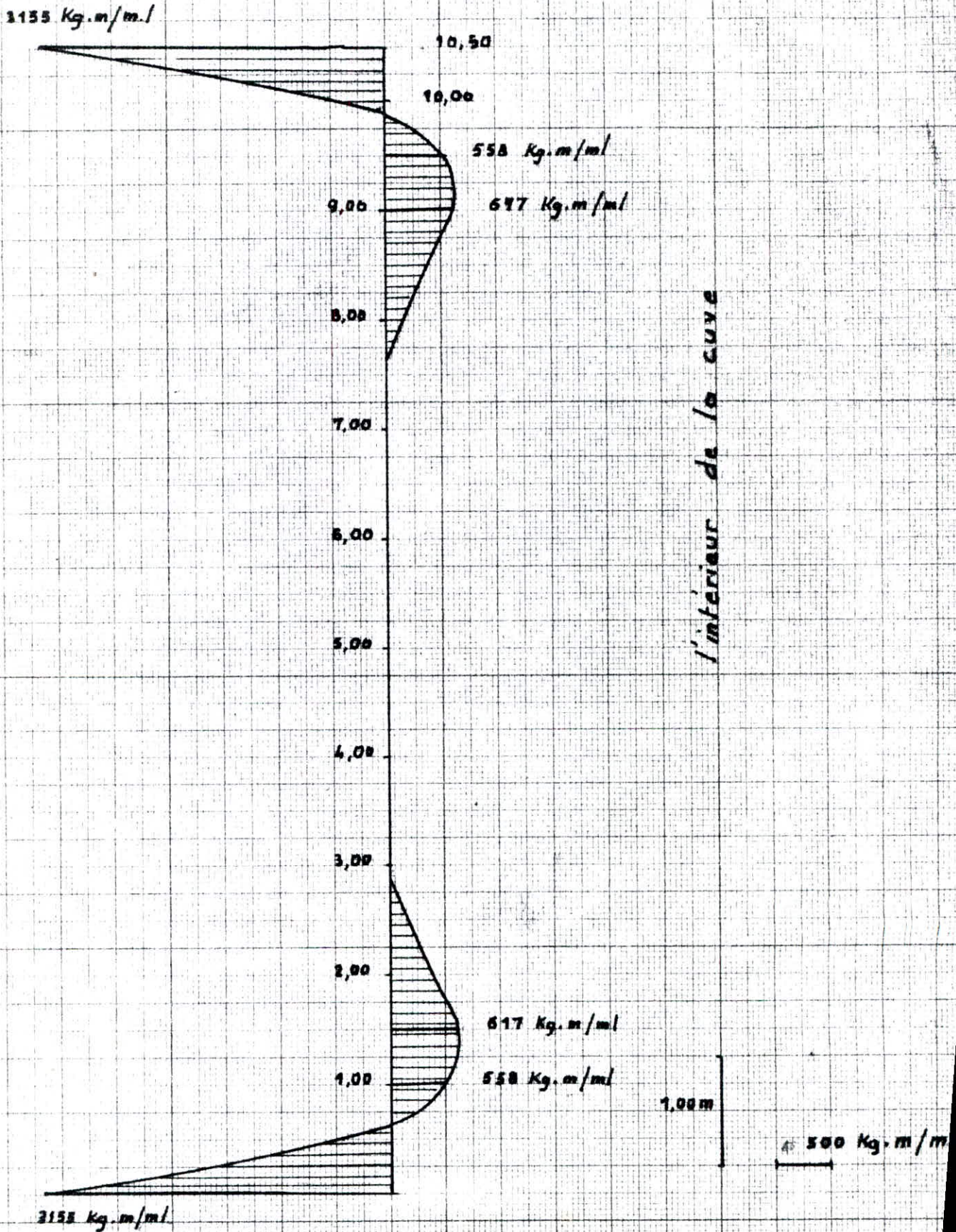
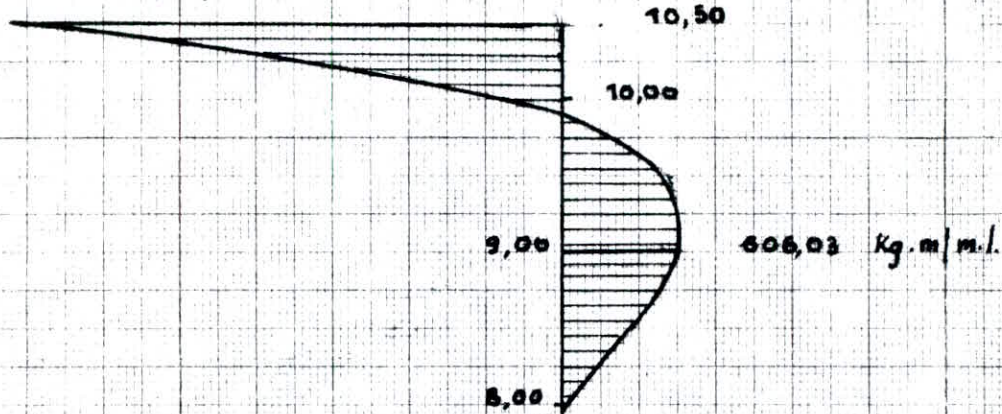


TABLEAU DONNANT LA VALEUR DU MOMENT FLECHISSANT RESULTANT
SOUS LA PRECONTRAINTE LATERALE ET LA PRESSION HYDROSTATIQUE.

X (m)	M précontrainte kg.m/ml	M pression hydro- statique (kg.m/ml)	M résultant kg .m/ml
0,0	-3155,04	3216,00	60,96
0,5	-413,06	421,00	7,94
1,0	558,35	-569,00	-10,65
1,5	617,03	-629,00	-11,97
2,0	382,04	-389,00	-6,96
2,5	158,82	-162,00	-3,18
3,0	27,13	-27,66	-0,53
3,5	-22,44	22,88	0,44
4,0	-27,40	26,46	-0,94
4,5	-17,84	18,19	0,35
5,0	-7,77	7,31	0,46
5,5	-6,88	1,43	-5,45
6,0	-17,84	0,78	-18,62
6,5	-27,40	0,37	-27,03
7,0	-22,44	-2,01	-24,45
7,5	27,13	-6,03	21,10
8,0	158,82	-13,10	135,72
8,5	382,04	-18,02	364,02
9,0	617,03	-11,01	606,02
9,5	558,35	27,21	585,47
10,0	-413,06	120,05	-293,01
10,5	-3155,04	271,06	-2883,98

Diagramme du moment fléchissant résultant de la paroi sous la précontrainte latérale et la pression hydrostatique

2884,04 Kg.m/m.l.



7,00

6,00

5,00

4,00

3,00

2,00

1,00

l'intérieur de la cuve

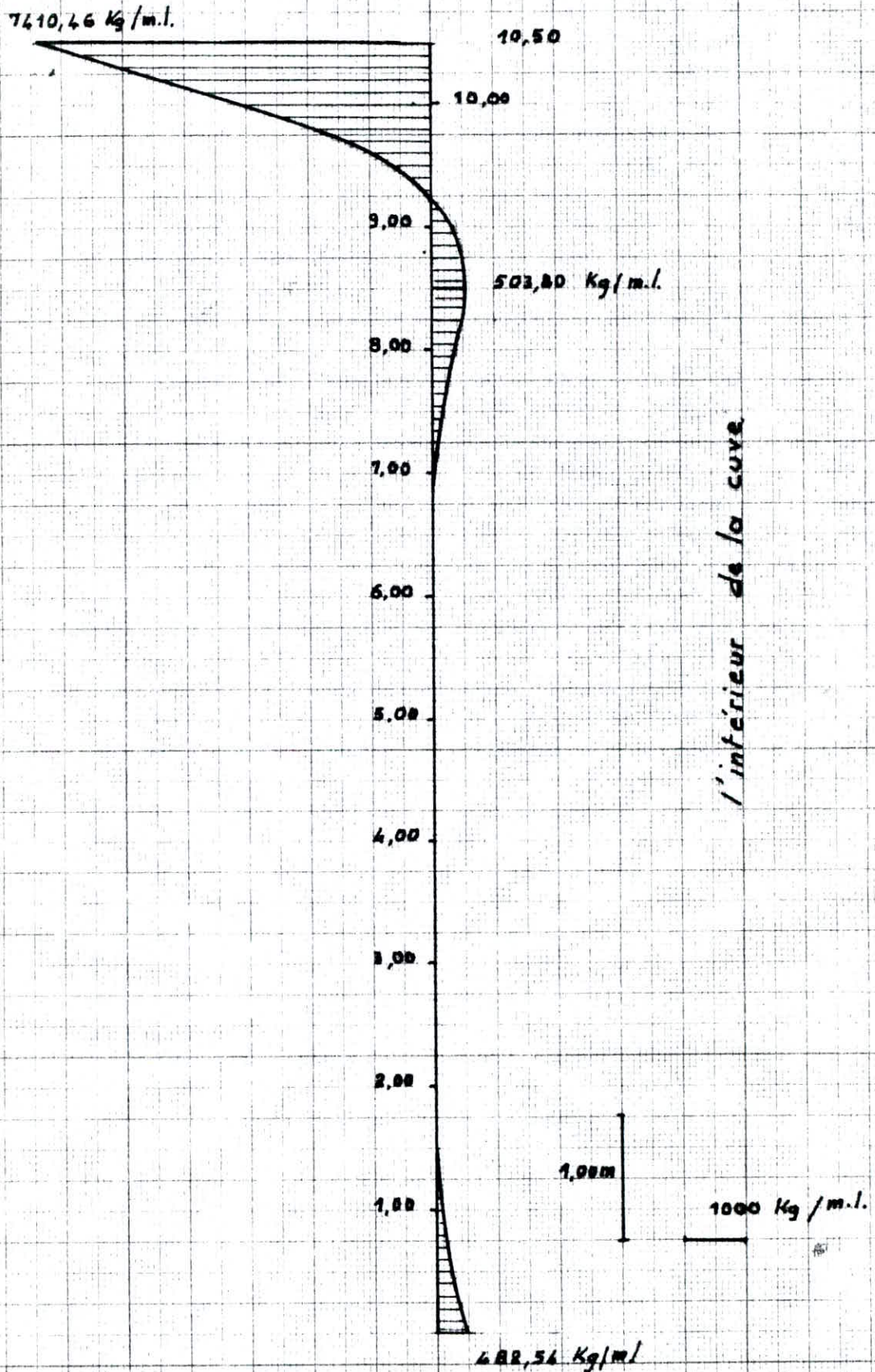
1,00 m

4,05 Kg.m/m.l.

TABLEAU DONNANT LA VALEUR DE L'EFFORT TRANCHANT RESULTANT
SOUS LA PRECONTRAINTE LATERALE ET LA PRESSION HYDROSTATIQUE

X i	T précontrainte	T pression hydro- statique.	T Résultant
0	-7742,46	8225	482,54
0,5	-3426,63	3640	214
1,0	-755,00	812	58
1,5	327,5	-348	-20,5
2,0	515	-547	-32
2,5	363	-385	-22
3,0	166,10	-176	-9,9
3,5	44,01	-47,01	-3,0
4,0	-11,1	11,17	0,07
4,5	-22,41	23,82	1,41
5,0	-16,39	16,27	-0,32
5,5	-12,18	7,35	-4,83
6,0	-16,59	3,88	-18,29
6,5	-11,10	-2,0	-13,10
7,0	44,01	-6,0	38,01
7,5	166,08	-13,0	153,08
8,0	362,80	-18,0	344,80
8,5	514,70	-11,0	503,80
9,0	327,46	37,0	364,46
9,5	-755,00	124,0	-630,50
10,0	-3426,33	250,0	-3176,33
10,5	-7742,46	332,0	-7410,46

Diagramme de l'effort tranchant résultant de la paroi
sous la précontrainte latérale et la pression hydrostatique



(8) DETERMINATION DU NOMBRE DE CABLES DANS LA PRECONTRAINTE LATERALE.

L'effort de compression est :

$$F = 67260 \text{ kg.}$$

Nous appliquons la précontrainte latérale par fil ϕ 7 force d' utilisation d'un fil.

$$F = \frac{40.000}{12} = 3333,33 \text{ Kg}$$

12 ϕ 5 ————— force d'utilisation 40 t.

Le nombre de fils (cerces) par mètre est donc

$$n = \frac{F}{F}$$

$$n = \frac{67260}{3333,33} = 20 \text{ Fils.}$$

Nous utiliserons donc 20 Fils par mètre - Ce qui nous donne un pas :

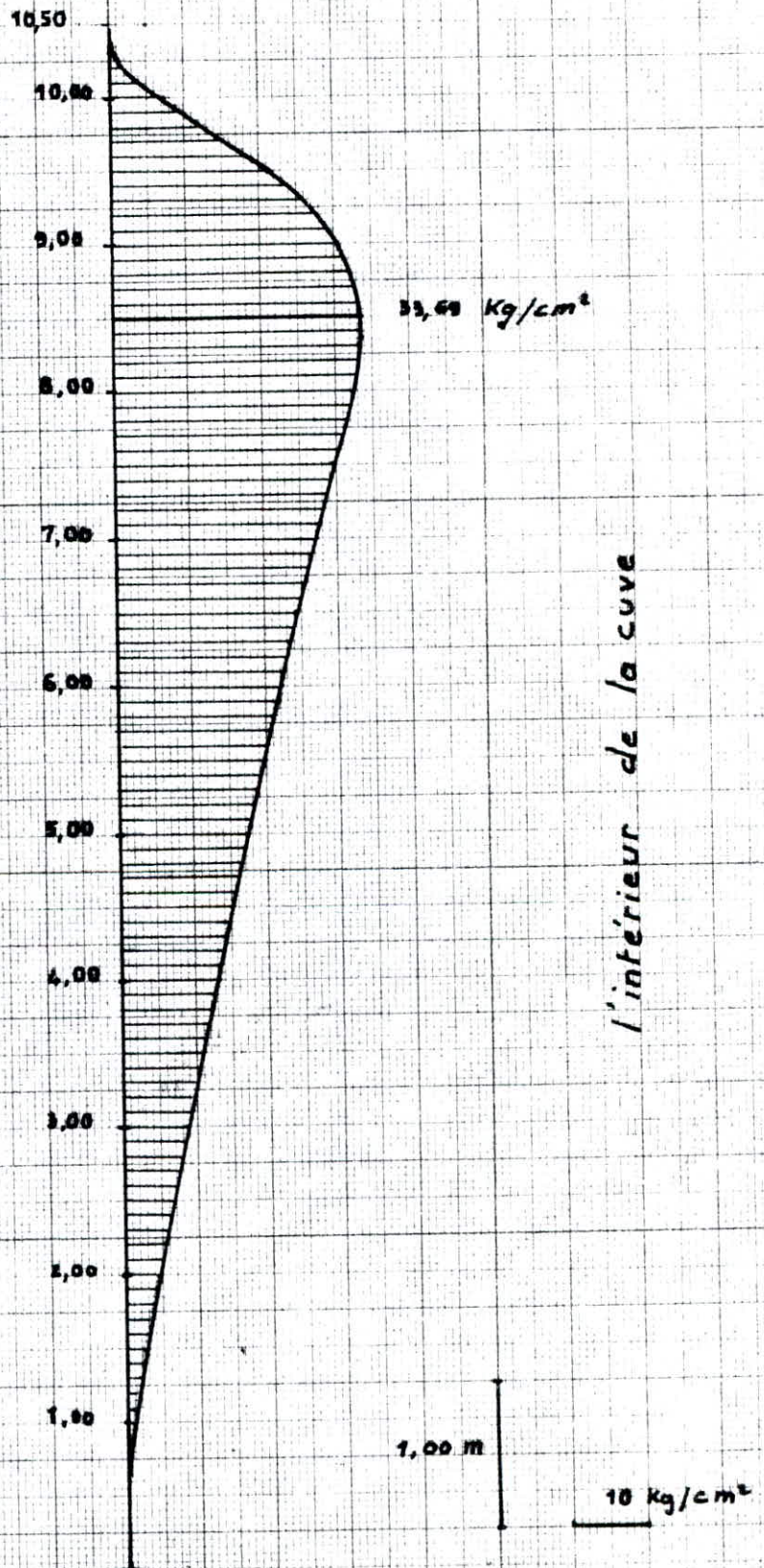
$$s = 4,52 \text{ cm.}$$

Nous avons tenu compte du diamètre des fils (7 mm).

TABLEAU D'ENNANT LES VALEURS DES CONTRAINTES RESULTANTES DANS LES CERCS
 S US LA PREC NTRAINTE LATERALE ET LA PRESSI N HYDR STATIQUE

X (m)	PREC NTRAINTE (Kg / Cm ²)	PRES I N HYDR STATIQUE (Kg / Cm ²)	RESULTANTES (Kg / Cm ²)
0	0,00	0,00	0,00
0,5	10,33	- 1,33	0,00
1,0	26,3	- 25,63	0,67
1,5	37,37	- 35,22	2,15
2,0	42,54	- 38,36	4,18
2,5	43,86	- 37,43	6,43
3,0	43,10	- 34,35	8,75
3,5	42,81	- 31,79	11,02
4,0	42,28	- 29,01	13,27
4,5	42,03	- 26,53	15,50
5,0	42,03	- 24,26	17,77
5,5	42,03	- 22,05	19,98
6,0	42,03	- 19,87	22,16
6,5	42,28	- 17,69	24,59
7,0	42,81	- 31,79	11,02
7,5	43,10	- 13,28	29,82
8,0	43,86	- 11,07	32,79
8,5	42,54	- 8,85	33,69
9,0	37,37	- 6,64	30,73
9,5	26,3	- 4,43	21,87
10,0	10,33	- 2,21	8,12
10,5	0,00	0,00	0,00

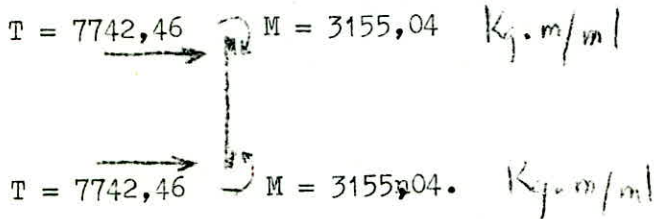
Diagramme des contraintes résultantes des déformations
des cerces sous la précontrainte et la pression hydrostatique



ETUDE DE LA PRECONTRAINTE VERTICALE .

1er Cas : Réservoir vide .

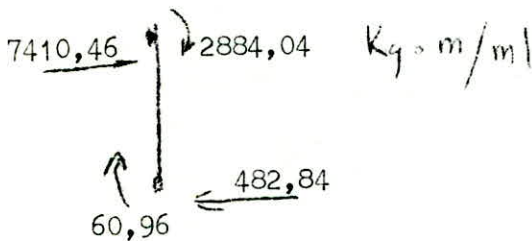
Dans ce cas, nous n'avons que les efforts dûs à la précontrainte latérale.



Par raison de symetrie, les moments et efforts tranchants en haut et en bas sont égaux car la pression extérieurs latérale a été prise uniforme.

2° Cas Réservoir Plein .

Le schéma résultant est le suivant :



Nous voyons que le cas le plus défavorable est le 1er cas le moment M donne une contrainte de traction dans une poutre verticale de largeur 1 m et d'épaisseur $0,16 \text{ m}$ telle que :

$$\sigma_b = \frac{Mv}{I} \quad h = 0,16$$

$$v = \frac{h}{2} \quad I = \frac{bh^3}{12} \quad \text{D'où } W = \frac{I}{v} = \frac{bh^2}{6}$$

$$\sigma_b = \frac{M}{W} = \frac{6M}{bh^2} = \frac{6 \cdot 3155,04 \cdot 10^2}{100 \times 16^2} = 73,95 \text{ Kg/cm}^2$$

Le but de la précontrainte est d'éliminer cette traction Il faudra donc exercer une contrainte de compression uniforme par la précontrainte.

Soit N l'effort de compression.

$$\frac{N}{B} = \sigma_b \quad \text{D'où } N = B \cdot \sigma_b = 100 \times 16 \times 73,95 = 118320 \text{ Kg.}$$

$$N = 118320 \text{ Kg.}$$

On utilisera 6 cables de $12 \text{ } \phi 5$ tirés à 20.000 Kg chacun.

C H A P I T R E V I I I

A - Cas de l'encastrement parfait

Calcul des ceintures

1) Ceinture supérieure

2) Ceinture inférieure

B - Cas de la rotation des ceintures

1) Ceinture supérieure

2) Ceinture inférieure

CALCUL DE CEINTURE1) CEINTURE SUPERIEURE .a) Efforts :

Les efforts auxquels est soumise la ceinture sont :

- effort tranchant dû à la précontrainte latérale $T_1 = 7742,46$ Kg/m
- Poussée due à la couple $T_2 = (-) 2600$ //
- Efforts tranchant dû à la pression hydrostatique $T_3 = (-) 332$ //
- Poussée due à 50 cm d'eau sur la ceinture $T_4 = (-) 125$ //

b) Contrainte .

Nous voyons que $T_1 > T_2 + T_3 + T_4$

Nous n'aurons donc pas de traction dans la ceinture supérieure. Le cas le plus défavorable de compression est quand le réservoir est vide.

D'où $T = T_1 + T_2 = 7742,46 - 2600 = 5142,46$ Kg/m

L'Effort total de compression sur la ceinture est donc

$$F = T \times R$$

$$F = 5142,46 \times 7,08 = 36408,62 \text{ Kg.}$$

$$\sigma_b = \frac{F}{B} = \frac{36408,62}{50 \times 40} = 15,17 \text{ Kg/cm}^2.$$

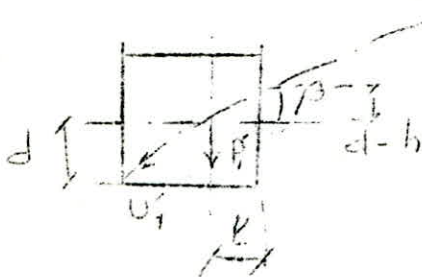
Nous voyons que le béton seul peut résister mais nous mettons une section minimale d'acier de 4 $\phi 10$.

II) Ceinture inférieure : a) Efforts horizontaux .

- Effort tranchant de précontrainte. $T_1 = 7742,46 \text{ kg/ml}$.
- Poussée due à la coupole non chargée $T_2 = -3494,5 \text{ kg/ml}$
- Poussée due à la coupole chargée; $T_3 = -85345,61 \text{ kg/ml}$
- Effort tranchant sous la pression hydrostatique.
 $T_4 = -8225 \text{ kg/ml}$.

- Poussée due à la pression d'eau au dessus de la ceinture. Soit h la hauteur d'eau au dessus de la ceinture, c

Considérons le schéma suivant:



Ligne moyenne de la coupole

puisque nous voulons qu l'effort tombe au milieu de la ceinture (Effort de coupole)

$$\sin \beta = \frac{P_1}{N_1} = \frac{35560,67}{92457,74}$$

d'où $\beta = 22,62^\circ$

$$\text{tg } \beta = 0,42$$

$$(d-h_1) = l \text{ tg } \beta = 0,5 \times 0,42 = 0,21 \text{ m.}$$

$$1/2 \text{ épaisseur de coupole} = 0,08 \text{ m}$$

$$\text{D'où } h = 0,75 - (0,21 + 0,08) = 0,46 \text{ m.}$$

La Hauteur d'eau sur la ceinture est donc de 46 cm.

On supposera que la pression moyenne s'applique dans l'axe de la ceinture.

$$p = \frac{P_2 + P_1}{2} = 10270 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_1 = \bar{\omega} (10,5 - 0,46) = 1000 \times 10,04 = 10040 \text{ Kg/m}^2$$

$$P_2 = \bar{\omega} 10,05 = 10500 \text{ Kg/m}^2$$

Effort sollicitant la ceinture sous, cette pression :

$$10270 \times 0,46 \quad T_5 = -4724,2 \text{ Kg/ml}$$

Effort horizontal total :

$$T = T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_5$$

$$T = 7742,46 - 3494,5 - 85345,61 - 8225 - 4724,2 = T = -94046,85$$

b) Calcul des charges Verticales.

- Effort transmis par la coupole Superieure : $P_1 = 1000 \text{ Kg/ml}$.

- Effort transmis par la coupole inferieure : $P_1 = 35560,67 \text{ Kg/ml}$.

- Poids de la ceinture supérieure : $P_2 = 0,4 \times 0,6 \times 2500 \times 1 = 600 \text{ Kg}$

- Poids de la paroi + 2 Cm de chape sur celle-ci :

$$P_3 = 0,18 \times 9,25 \times 2500 = 2500 = 4162,5 \text{ Kg/ml}$$

- Poids de la ceinture inférieure : $P_4 = 1 \times 1,5 \times 2500 \times 1 = 3750 \text{ Kg}$

Effort Vertical Total :

$$P = P_1 + P_1 + P_2 + P_3 + P_4 = 45073,17 \text{ Kg/ml}$$

CAS DU RESERVOIR VIDE :

- Efforts Sollicitant de précontrainte $T_1 = 7742,46 \text{ Kg/ml.}$
- Poussé dû à la coupole $T_2 = 3494,5 \text{ "}$

Effort total T sollicitant la ceinture.

$$T = T_1 + T_2 = 7742,46 - 3494,5 = 4247,96 \text{ Kg/ml.}$$

Nous remarquons que le cas de sollicitation le plus défavorable est obtenu quand le réservoir est plein et que nous obtenons une compression dans la ceinture quand le réservoir est vide.

Cet effort de compression $F = T . R = 4247,96 \times 7,08 = 29367,56 \text{ Kg}$
donne d'une contrainte $= \frac{F}{B} = \frac{29367,56}{150 \times 100} = 1,96 \text{ Kg/cm}^2$

Pour le calcul de la ceinture, on retiendra les efforts du 1er Cas (réservoir plein) auxquels s'ajouteront les efforts de torsion de la ceinture. sous les charges verticales.

Effort de traction dans la ceinture (réservoir plein)

$$F = R.T = 7,08 \times 94046,85 = - 665851,69 \text{ Kg.}$$

Torsion :

CALCUL DE LA CEINTURE INFERIEURE EN POUTRE COURBE .

La cuve est supportée par 6 poteaux, nous supposons que la portion de ceinture est parfaitement encastree.



Calcul de J

Nous prenons l entre axes des poteaux.

$$D'axe = \frac{2 \pi}{6} = 1,05 \text{ rd.}$$

Longueur d'arc entre axes :

$$L = \alpha R = 1;05 \times 7;08 = 7,43 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad L = \alpha R$$

Nous choisirons des poteaux circulaires de diametre 1 m.

D'où longueur entre nu d'appuis.

$$L = 7,43 - 1 \text{ m} = 6,43 \text{ m.}$$

Les valeurs des moments (fléxions et torsion) à l'encastrement sont donnés par les formules suivants (voir RDM de l'Hemite page 373)

Fléxion

$$M_{2A} = M_{2B} = - \frac{pl^2}{12} \left(1 + \frac{\alpha^2}{20} \right)$$

p = Charge/ml.

Torsion

$$M_{1A} = M_{1B} = \frac{pl^2 \alpha}{720}$$

LA Valeur du moment de flexion maximum en travée est donnée par la formule :

$$M_{2 \text{ max}} = - \frac{pl^2}{24} \left(1 - \frac{3 \alpha^2}{80} \right)$$

Aplication numérique :

$$M_{1A} = M_{2B} = - \frac{45073,17 \times 6,43^2}{12} \left(1 + \frac{1,05^2}{20} \right) = - 163856,14 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2A} = M_{2B} = - 163856,14 \text{ Kg.m}$$

$$M_{1A} = M_{1B} = \frac{45073,17 \times 6,43^2 \times 1,05^3}{720} = 2996,23 \text{ Kg.m}$$

$$M_{1A} = M_{1B} = 2996,23 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2 \text{ max}} = - \frac{45073,17 \times 6,43^2}{24} \left(1 - \frac{3 \cdot 1,05^2}{80} \right) = 74437,49 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{2 \text{ max}} = - 74437,5 \text{ Kg.m.}$$

Nous calculons la ceinture inférieure en deux étapes .

- a) Fléxion avec l'effort normal de traction (Flexion composée)
- b) Torsion.

Nous superposerons les deux cas pour le calcul définitif.

a) Fléxion composée :

en travée :

$$M = M_2 \text{ max} = 74437,5 \text{ kg.m}$$

$$N = 665951,69 \text{ kg}$$

$$e_o : \text{éxcentricité de } N ; \quad e_o = \frac{M}{N} = \frac{74437,5}{665851,59} = 11,2 \text{ cm}$$

Nous voyons que l'effort normal est à l'intérieure du noyau central de traction formé par les aciers .

sur appui :

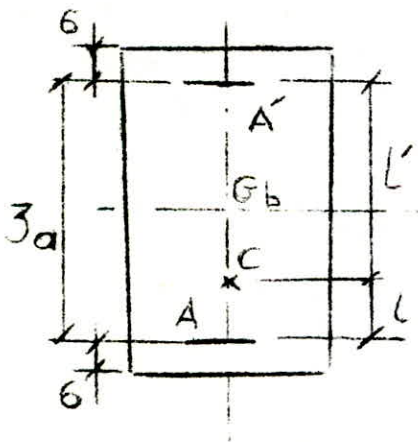
$$M = 163856,14 \text{ kg.m} \quad N = 665851,69 \text{ kg} \quad e_o = \frac{163856,14}{665851,69} = 24,6 \text{ cm}$$

Nous voyons que dans ce cas aussi , l'effort normal se trouve appliqué à l'intérieur du noyau central de traction

Nous calculerons donc dans le premier cas la ceinture en considérant la section entièrement tendue.

Nous considérons , pour simplifier les calcul la section à 2 nappes d'acier.

en travée



écrivons l'équivalence

$$N_A \times z_A = N \times l$$

$$\text{d'où } N_{A'} = N \times l / z_a \quad (1)$$

$$\text{d'autre part , nous avons } N_A + N_{A'} = N$$

$$N_A = N - N_{A'} = N - N.l/z_a = N(1 - l/z_a)$$

$$\text{d'où } N_A = N.l/z_a \quad (2)$$

Nous aurons donc

$$\sigma_{A'} = N_{A'} / A' = N.l / A'.z_a$$

$$\sigma_A = N_A / A = N.l / A.z_a$$

Avant de donner des valeurs à $\sigma_{A'}$ et σ_A , faisons un calcul de fissuration .

$$\text{Donnons en premier lieu } \bar{\sigma}_{A'} = \bar{\sigma}_A = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Application numérique :

$N = 665851,69 \text{ Kg.}$

$l = 53,8 \text{ Cm}$

$l' = 76,2 \text{ cm}$

$z_a = 130 \text{ Cm}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2.$

$A' = \frac{665851,69}{2800} \times \frac{53,8}{130} \times 98,415 \text{ cm}^2$

$A = \frac{665851,69}{2800} \times \frac{76,2}{130} = 139,39 \text{ cm}^2$

Section totale d'acier.

$A = A' + A = 98,415 + 139,39 = 237,805 \text{ cm}^2$

D'où $w_f = \frac{A}{B} = \frac{237,805}{150 \times 100} = 0,0159$

$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \times \frac{w_f}{1 + 10 w_f} + 300 \quad \eta$ $k = 0,5 \cdot 10^6$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \sigma_1} + 300 \quad \eta$ $\eta = 1,6$
 $\phi = 32 \text{ mm}$

Application numérique

$\sigma_1 = 0,5 \times 10^6 \cdot \frac{1,6}{32} \times \frac{0,0159}{1 + 0,159} + 300 \times 1,6$

$\sigma_2 = 2,4 \cdot 0,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6}{32} \times 7,15 + 300 \cdot 1,6$

$\sigma_1 = 822,97 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 1494,69 \text{ Kg/cm}^2$

La contrainte dans l'acier doit être telle que.

$\bar{\sigma}_a = \text{Inf} \left\{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 1494,69 \text{ Kg/cm}^2$

Nous calculerons donc A' et A avec cette contrainte.

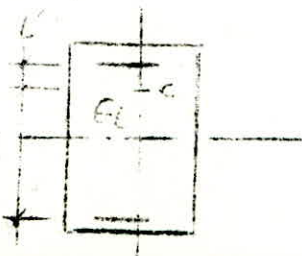
$A' = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{l}{z_a} = \frac{665851,69}{1494,69} \times \frac{57,8}{138} = 186,59 \text{ cm}^2$

$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \times \frac{l'}{z_a} = \frac{665851,69}{1494,69} \times \frac{80,2}{138} = 258,9 \text{ cm}^2.$

$A = 33 \text{ T } 32 \quad (265,32 \text{ cm}^2)$

$A' = 24 \text{ T } 32 \quad (192,96 \text{ cm}^2)$

Nous avons le même schéma de calcul à la différence que dans ce cas, le centre de pression se trouve dans la partie supérieure de la section.



Equilibre en A'

$N_A \times z_a = N \cdot l$ d'où

$N_A = N \times \frac{l}{z_a}$

$N_{A'} = N \times \frac{l'}{z_a}$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{A'} &= \frac{N_{A'}}{A'} = \frac{N}{A'} \times \frac{l'}{z_a} & \text{D'où } A' &= \frac{N}{\sigma_{A'}} \times \frac{l'}{z_a} \\ \sigma_A &= \frac{N_A}{A} = \frac{N}{A} \times \frac{l}{z_a} & \text{D'où } A &= \frac{N}{\sigma_A} \times \frac{l}{z_a} \end{aligned} \right.$$

Prenons $\sigma_{A'} = \sigma_A = \bar{\sigma}_a$, nous aurons donc en application numérique :

$$N = 665851,69 \text{ kg.}$$

$$l = 84,6 \text{ cm}$$

$$l' = 35,4 \text{ cm}$$

$$z_a = 120 \text{ cm}$$

$$A' = \frac{665851,69}{2800} \times \frac{35,4}{120} = 70,15 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{665851,69}{2800} \times \frac{84,6}{120} = 167,65 \text{ cm}^2$$

Section d'acier.

$$A = A + A' = 167,65 + 70,15 = 237,8 \text{ cm}^2$$

Nous voyons que σ_a ne change pratiquement pas, par conséquent $\bar{\sigma}_a$ ne change pas. Nous gardons donc la valeur de $\bar{\sigma}_2$ qui doit être la contrainte dans les aciers.

$$\text{D'où } A' = \frac{N}{\bar{\sigma}_2} \times \frac{l'}{z_a} = \frac{665851,69}{1494,69} \times \frac{35,4}{120} = 131,416 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_2} \times \frac{l}{z_a} = \frac{665851,69}{1494,69} \times \frac{84,6}{120} = 314,062 \text{ cm}^2$$

$$A = 40 \text{ T } 32 \quad (321,60 \text{ cm}^2)$$

$$A' = 18 \text{ T } 32 \quad (144,720 \text{ cm}^2) \quad (20 \text{ T } 32 \quad (160,8 \text{ cm}^2))$$

(P)

CAS DE LA ROTATION DES CEINTURES

ETUDE DES ROTATIONS DES CEINTURES

- 1°) Nous avons considéré un encastrement parfait dans les ceintures ce qui nous donne 1 moment M_0 .
- 2°) L'étude des relations consiste à voir ce qui se passe réellement en considérant que la ceinture ne peut être infiniment rigide. Nous prenons maintenant l'hypothèse que la coupole est une plaque circulaire.
Le moment M_0 dans le cas de rotation se distribue selon les raideurs de la plaque et de la paroi dans celle-ci.

- CALCUL DES RAIDEURS

a) Raideurs de la plaque circulaire.

Soit M_1 le moment qui revient à la plaque. Ce moment constant le long du pouteur donne la déformation telle que:

$$Y = \frac{C_1 R^2}{4} + C_2 \text{LOG} \frac{R}{a} + C_3$$

Y ne peut être infini au milieu de la plaque

$$\text{d'où } C_2 = 0$$

$$Y = 0 \text{ pour } R = A \text{ d'où } \frac{C_1 A^2}{4} + C_3 = 0$$

$$\text{d'où } C_3 = - \frac{C_1 A^2}{4}$$

$$\text{d'où } Y = C_1 \frac{R^2 - A^2}{4}$$

les dérivées de Y par rapport à R sont:

$$\frac{dy}{dr} = \frac{C_1 R}{2}$$

$$\frac{d^2 y}{d r^2} = \frac{C_1}{2}$$

$$\frac{d^3 y}{d r^3} = 0$$

le moment radial est tel que

$$M_R = -d \left(\frac{d^2 y}{d r^2} + \frac{y}{r} - \frac{d y}{d r} \right) \quad \text{DRM page 430}$$

$$= -d \left[\frac{C_1 y}{2} + \frac{y}{R} - \frac{C_1 R}{2} \right] = - \frac{d C_1}{2} (1 - \dots) \quad (1)$$

au pourtour, ce moment radial est égal à M_1 , d'autre part

$$\frac{dy}{dr} = \frac{C_1 a}{2} = \frac{M_1}{4ER_1} \quad (1) \quad (2)$$

R_1 : raideur de la plaque (1) donne $C_1 = - \frac{2 Mr}{D(1 + \nu)}$

remplaçant dans (2) nous aurons

$$\frac{a}{D(1 + \nu)} = \frac{1}{4ER}$$

$$R_1 = \frac{D(1 + \nu)}{4 E a}$$

$$R_2 = \frac{e_1^3}{48(1 - \nu)} a$$

e_1 : épaisseur de la plaque

b) raideur de la paroi :

Soit M_2 le moment qui revient à la paroi, ce moment constant donne

$$y = \frac{e^{-\beta x}}{2 \beta^2 D} M_2 (\sin \beta x + \cos \beta x)$$

$$y' = M_2 e^{-\beta x} (\cos \beta x / 2 D - \beta \sin \beta x)$$

$$R_1 = \beta^2 D / 4E$$

$$R_2 = \beta^2 e_1^3 / 48(1 - \nu)$$

CALCUL DES COEFFICIENTS DE REPARTITION

$$K_1 = R_1 / (R_1 + R_2) \quad (\text{plaque})$$

$$K_2 = R_2 / (R_1 + R_2) \quad (\text{paroi})$$

Application numérique:

$$R_1 = 0,08^3 / 48(1-0,15) \cdot 7 = 1,79 \cdot 10^{-6}$$

$$R_2 = 1,227 \cdot 0,18^3 / 48(1-0,0225) = 1,525 \cdot 10^{-4}$$

$$K_1 = 1,79 \cdot 10^{-6} / (1,79 \cdot 10^{-6} + 1,525 \cdot 10^{-4}) = 0,00251$$

$$K_2 = 1,525 \cdot 10^{-4} / (1,525 \cdot 10^{-4} + 1,79 \cdot 10^{-6}) = 0,998$$

$$K_2 = \frac{1,525 \cdot 10^{-4}}{1,7927 \cdot 10^{-6} + 1,525 \cdot 10^{-4}}$$

$$\begin{aligned} K_1 &= 0,00251 \\ K_2 &= 0,998 \end{aligned}$$

Moment constant sur le pourtour de la plaque

$$M_1 = M_0 \times K_1 = 3155 \times 0,00251$$

$$M_1 = 36,65 \text{ kg m/m}$$

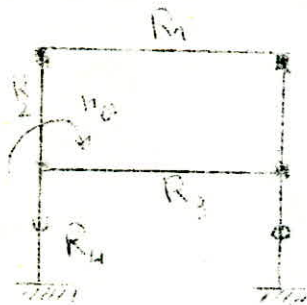
Moment constant sur le pourtour de la paroi

$$M_2 = M_0 \times K_2 = 3155 \times 0,98838$$

$$M_2 = 3148,34 \text{ kg m/ml.}$$

Nous voyons que le moment M_2 est pratiquement égal au moment M_0 . - Il n'y a pas d'influence de la rotation de la ceinture sur le paroi. L'hypothèse d'encastrement était donc valable.

Rotation de la ceinture inferieure



R_1 et R_2 sont connues car nous les avons calculés au paravant. $R_4 = \frac{I}{L}$
 I = moment d'inertie du poteau
 L = longueur de poteau (à l'axe)

La raideur R_4 du poteau qui sera prise en considération est celle correspondant à 1 ml de ceinture. C'est à dire qu'il faudrait diviser R_4 par la longueur L d'arc de ceinture intéressé par un poteau.

$$R_4' = \frac{R}{L} = \frac{I}{L} \times \frac{1}{L} = \frac{7,01248 \cdot 10^{-3}}{7,09 \times \text{Rayon}}$$

$$R_4' = \frac{7,01248 \cdot 10^{-3}}{1,05 \times 7,09} = 0,942 \cdot 10^{-3}$$

$$R_3 = \frac{e_3^3}{48(1-\nu)a} \quad \text{avec } e_3 = 18 \text{ cm} \quad R_3 = 1,43417 \cdot 10^{-5}$$

De là nous déterminons les coefficients de restitution

$$K_2 = \frac{R_2}{\sum R_i} = \frac{1,525 \cdot 10^{-4}}{R_2 + R_3 + R_4} = \frac{1,525 \cdot 10^{-4}}{110,885 \cdot 10^{-5}}$$

$$K_2 = 0,138$$

$$K_3 = 0,013$$

$$K_4 = 0,85$$

Les moments respectifs sont:

$$M_2 = K_2 M_0 = 435,4 \text{ t. m}$$

$$M_3 = K_3 M_0 = 41,015 \text{ t. m}$$

$$M_4 = K_4 M_0 = 2681,75 \text{ t.m}$$

REMARQUE

Nous voyons que le moment est très faible sur la coupole, Par conséquent, nous avons jugé inutile de procéder à une vérification car nous avons déjà prévu un ferrailage.

C H A P I T R E I X

C A L C U L A U V E N T

- 1) Vent normal
- 2) Vent extrême

CALCUL AU VENT

I°) Vent normal.

Pression dynamique de base pour ALGER.

$$q_{10} = 69 \text{ Kg/m}^2$$

La pression pour une hauteur H est donnée par la formule :

$$q_H = 2,5 \frac{H + 18}{H + 60} = q_{10}$$

Surfaces exposées au vent.

- Lanterneau : $2,16 \times 0,4 = 0,86 \text{ m}^2$
- Coupole Supérieure : $-\frac{2}{3} \pi r^2 = \frac{2}{3} 14 \times 1,4 = 13,07 \text{ m}^2$
- Ceinture supérieure : $14,58 \times 0,6 = 8,69 \text{ m}^2$
- paroi : $14,36 \times 9,25 = 132,83 \text{ m}^2$
- Ceinture inférieure : $15,18 \times 1,50 = 22,77 \text{ m}^2$

Surface exposée pour la Cuve.

$$S_c = 178,59 \text{ m}^2$$

$$\text{poteaux : } (1 \times 6,25) \times 6 = 37,50 \text{ m}^2$$

CALCUL DES PRESSIONS NORMALES:

- Hauteur 0 - 10 m D'où $q_H = q_{10} = 69 \text{ kg/m}^2$
- Hauteur + de 10 m D'où $q_H = q_{10} = 2,5 \times \frac{H + 18}{H + 60}$

Nous considérons une Hauteur totale de 20 m.

$$q_{20} = 2,5 \times 69 \times \frac{20 + 18}{20 + 60} = 109,25 \text{ kg/m}^2$$

En plus, nous supposons que cette pression s'applique sur toute la hauteur de la Cuve y compris la ceinture inférieure.

La force totale s'appliquant sur la Cuve est donc :

$$F_1 = 178,59 \times 109,25 = 19510,96 \text{ kg.}$$

La pression q_{10} s'appliquant sur le support donnera une force telle que :

$$F_2 = 37,50 \times 69 = 2587,5 \text{ Kg.}$$

Les 2 forces s'appliquent respectivement à une hauteur à partir du niveau +0,00 du niveau + 0,00

$$H_1 = 13 \text{ m}$$

$$H_2 = 3,13 \text{ m (milieu des poteaux).}$$

MOMENT DE RENVERSEMENT / A LA BASE :

$$M_r = F_1 \times H_1 + F_2 \times H_2 = 19510,96 \times 13 + 2587,5 \times 3,13 = 261741,36$$

SOIT $M_r = 262 \text{ t.m.}$

1) CALCUL DU MOMENT STABILISANT :

- Poids total du réservoir vide :

- Coupole Supérieure : $P_1 = 32020 \text{ Kg.}$
- Ceinture Supérieure : $P_2 = 26715,12 \text{ Kg.}$
- Parois : $P_3 = 185341,2 \text{ Kg.}$
- Coupole de fond : $P_4 = 64040 \text{ Kg.}$
- Ceinture inférieure : $P_5 = 166969,5 \text{ Kg.}$
- 6 Poteaux : $\frac{11 \times 1}{4} \times 6,25 \times 2500 \times 6 \quad P_6 = 73631,08 \text{ Kg.}$

Total $P = \sum_{i=1}^6 P_i$

$P = 548716,9 \text{ Kg.}$ Soit $P = 548,7 \text{ t.}$

Moment Stabilisant/à la base d'1 poteau.

$M_s = P \times R = 548,7 \times 7,09 = 3890,283 \text{ t.m.}$

$M_s > M_r$

Nous remarquons que même le poids du réservoir vide assure la stabilité de celui-ci contre le vent .

2) CALCUL DES EFFORTS DANS LES POTEAUX :

- Nous faisons le calcul en considérant deux directions du vent.
(Voir fig en bas).

Le vent a pour effet de créer des moments de flexion dans les poteaux de surcharger certains tout en soulageant d'autres.

- Pour calculer ces surcharges et la stabilité, nous considérons que dans une section horizontale x - x quelconque toutes les sections des piliers travaillent comme une section unique soumise à un effort normal N (poids du réservoir vide ou plein) et à un moment M (moment dû au vent agissant au dessus de la section considérée x - x).

Direction 1 (Fig 1). Calcul des efforts :

I = moment d'inertie .

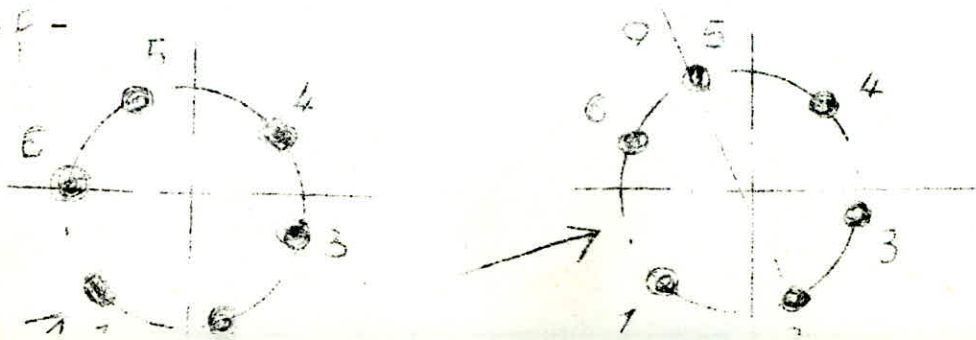
$I_{aa'} = 2 S r^2 + 45 \left(\frac{r}{2} \right)^2 \equiv 35 r^2 \quad (d = r/2) \quad d = r/2$

Nous négligeons l'inertie propre de chaque section.

fig 1

fig 2

Soit S la section de chacun des piliers - piliers sont disposés sur un cercle de rayon r -



* Contrainte moyenne dans le pilier (4).

$$\sigma_H = \frac{N}{6S} + \frac{M p}{3S^2} = \frac{N}{6S} + \frac{M}{3p S}$$

* Effort normal dans le pilier (4).

$$N_4 = 6 \cdot S = \frac{N}{6} + \frac{M}{3p}$$

* Contrainte dans le pilier (1).

$$\sigma_1 = \frac{N}{6S} - \frac{M}{3S}$$

* Effort normal dans le pilier (1)

$$N_1 = \frac{N}{6} - \frac{M}{3p}$$

* Contrainte dans les piliers (2) et (6)

$$\sigma_2 = \sigma_6 = \frac{N}{6S} - \frac{M}{6S}$$

* Effort normal dans (2) et (6)

$$N_2 = N_6 = \frac{N}{6} - \frac{M}{6p}$$

* Contrainte dans les piliers (3) et (5)

$$\sigma_3 = \sigma_5 = \frac{N}{6S} + \frac{M}{6p S}$$

* Effort normal dans (3) et (5)

$$N_3 = N_5 = \frac{N}{6} + \frac{M}{6p}$$

Application Numérique :

$$S = \frac{1^2}{4} \times II = \frac{II}{4}$$

$$N = 548,7 \text{ t} \quad x - x \text{ au niveau } + 0,00$$

$$M = 262 \text{ t.m}$$

$$p = 7,09 \text{ m}$$

$$I_{aa} = 3 \frac{II}{4} \times 7,09^2 = 118,44 \text{ m}^4$$

Remarque :

Nous donnerons les résultats des calculs dans des tableaux.

Nous considérons les 2 cas de charges (réservoir vide) et réservoir plein, pour voir le cas le plus défavorable :

Cas du réservoir vide :

$$N = 548,7 \text{ t.}$$

$$M = 262 \text{ t.m.}$$

Cas de la fig 1.

Poteaux N°	Contrainte Moyenne kg/cm ²	Effort normal en t.
4	13,22	103,8
1	10,08	79,2
2,6	10,87	85,4
3,5	12,48	97,7

Cas du réservoir plein.

N = 2048,7 t.

M = 262 t.m.

Poteaux n°	Contrainte kg/cm ²	Effort normal t
4	45,05	353,82
1	41,91	329
2,6	42,7	335,2
3,5	44,27	347,7

Cas de la Fig 2 .

* Poteaux 1 et 6

$$\sigma_1 = \sigma_6 = \frac{N}{6S} - \frac{M}{2\sqrt{3}PS} = \frac{N}{6S}$$

$$N_1 = N_6 = \frac{N}{6} - \frac{M}{2\sqrt{3}P} = N_1$$

* Poteaux 3 - 4

$$\sigma_3 = \sigma_4 = \frac{N}{6S} + \frac{M}{2S\sqrt{3}P}$$

$$N_3 = N_4 = \frac{N}{6} + \frac{M}{2\sqrt{3}P}$$

* Poteaux 2 - 5

$$\sigma_2 = \sigma_5 = \frac{N}{6S}$$

$$N_2 = N_5 = \frac{N}{6}$$

Réservoir vide :

N = 548,7 t.

M = 262 t.m.

Poteaux N°	Contrainte kg/cm ²	Effort normal (t)
1 - 6	10,29	80,82
3 - 4	13,002	102,12
2 - 5	11,65	91,45

Réservoir Plein :

N = 2048,7 t

M = 262 t.m

Poteaux N°	Contrainte	Effort normal
1-6	42,12	330,79
3-4	45,13	354,41
2-5	43,48	341,45

Nous considérons maintenant une section x - x à mi-hauteur des poteaux à 3,13 à partir du sol .

Selon le même procédé de calcul, nous donnons les résultats suivants :

CAS DE LA FIG 1

* Réservoir vide :

N = 512 t.

M = 193 t.m

Poteaux	Contraintes	Effort Normal
4	12,02	94,41
1	9,71	76,26
2-6	10,29	80,8
3-5	11,44	89,87

* Réservoir Plein :

N = 2012 t

M = 193 t.m.

Poteaux	Contrainte	Effort Normal.
4	44,06	345,87
1	41,33	324,61
2-6	42,01	329,97
3-5	43,38	340,69

CAS DE LA FIG 2

* Réservoir Vide :

N = 512 t

M = 193 t.m

	Poteaux	Contraintes	Effort Normal
	1-6	9,87	77,48
	3-4	11,87	93,20
	2-5	10,86	85,33
<u>Réservoir</u>	1-6	41,70	327,52
<u>Plien.</u>	3-4	43,70	343,22
N=2012 t. M=193 t.m.	2-5	42,70	335,33

Considérons maintenant la section x - x juste à la base de la ceinture
C'est à dire à 6,25 m à partir du sol.

CAS DE LA FIG 1 .

* Réservoir vide :

N = 475 t

M = 134 t.m.

	Poteaux	Contraintes	Effort Normal
	4	10,88	86,47
	1	9,28	72,87
	2-6	9,68	76,02
	3-5	10,48	82,32

* Réservoir Plein :

N = 1975 t.

M = 134 t.m.

	Poteaux	Contraintes	Effort Normal
	4	43,58	342,29
	1	40,24	316,04
	2-6	41,07	322,60
	3-5	42,75	335,73

* Réservoir Vide :

N = 475 t.

M = 134 t.n.

Poteaux	Contraintes	Effort Normal
1-6	9,39	73,72
3-4	10,78	84,63
2-5	10,08	79,17

* Réservoir Plein :

N = 1975 t

M = 134 t.n.

Poteaux	Contraintes	Effort Normal
1-6	41,22	323,74
3-4	42,60	334,58
2-5	41,91	329,17

II) ETUDE AU VENT A VEC PRESSION EXTREME :

La valeur de N reste même qu'auparavant - par contre, celle du moment dû au vent doit être multipliée par le coeff. 1,75 - Nous reprenons les mêmes calculs en considérons cette nouvelle valeur de M.

SECTION X - X au niveau + 0,00Cas de la Fig 1* Réservoir Vide :

N = 548,7 t

M 262 x 1,75 = 458,5 t.n.

poteaux	Contraintes	Effort Normal
4	14,4	113,04
1	9,81	69,97
2-6	10,28	80,73
3-5	13,02	102,27

* Réservoir Plein

N = 2048,7 t

M = 458,5 t.n.

Poteaux	Contraintes	Effort Normal
4	46,22	363,03
1	40,74	319,60
2-6	40,14	315,26

20

CAS DE LA FIG 2

Réservoir Vide :

N = 548,7
M = 458,5

Réservoir Plein :

N = 2048,7
M = 458,5

Poteaux	Contrainte	Effort Normal	Poteaux	Contrainte	Effort Normal
1-6	9,27	72,80	1-6	41,09	322,72
3-4	14,02	110,12	3-4	45,86	360,15
2-5	11,65	91,45	2-5	43,48	341,50

SECTION X - X au Niveau 3,13 m.

CAS DE LA FIG 1

Réservoir Vide :

N = 512 t.
M = 337,75

Réservoir Plein :

N = 2012 T.
M = 337,75

Poteaux	Contrainte	Effort Normal	Poteaux	Contrainte	Effort Normal
4	12,88	101,18	4	44,71	351,18
1	8,85	69,49	1	40,68	319,49
2-6	9,86	77,41	2-6	41,69	327,41
3-5	11,87	93,26	3-5	43-71	343,26

CAS DE LA FIG 2

Réservoir Vide:

N = 512 t
M = 337,75 t.m

Réservoir Plein :

N = 2012 t
M = 337,75 t.m.

Poteaux	Contrainte	Effort Normal	Poteaux	Contrainte	Effort Normal
1-6	9,12	71,58	1-6	40,95	321,59
3-4	12,62	99,078	3-4	44,45	349,078
2-5	10,86	85,34	2-5	42,70	335,34

Section x - x à 6,25 m du Sol .

CAS DE LA FIG 1

Réservoir Vide :

N = 475 t. M = 234,5 t.m

Réservoir Plein

N = 1975 t. M = 234,5 t.m.

Poteaux	Contrainte	Effort Normal	Poteaux	Contrainte	Effort Normal
4	11,46	89,98	4	43,29	339,98
1	8,70	68,35	1	40,53	318,35
2-6	9,39	73,76	2-6	41,22	323,77
3-5	10,77	84,57	3-5	42,60	334,57

CAS DE LA FIG 2 .

Réservoir vide :

N = 475 t.

M = 234,5 t.m

Réservoir Plein .

N = 1975 t.

M = 234,5 t.m.

<u>Poteaux</u>	<u>Contrainte</u>	<u>Effort Normal</u>	<u>Poteaux</u>	<u>Contrainte</u>	<u>Effort Normal</u>
1-6	8,87	69,62	1-6	40,69	319,58
3-4	11,30	88,75	3-4	43,13	338,75
2-5	10,08	79,17	2-5	41,91	329,17

Conclusion :

- Nous voyons que le chargement le plus défavorable des poteaux est obtenu pour le réservoir plein sous charge extreme.

C H A P I T R E X

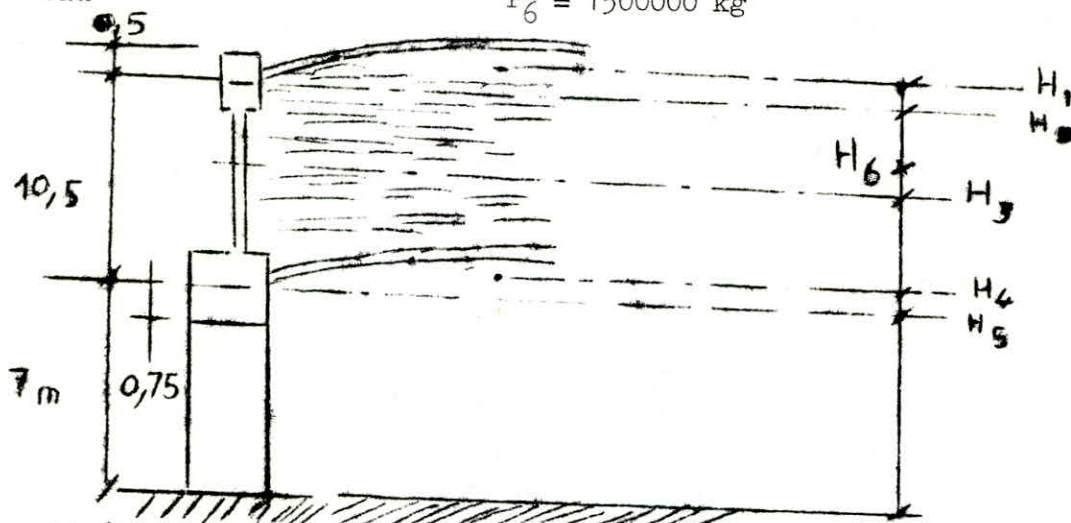
CALCUL SISMIQUE

- 1) Points d'application des forces
- 2) Calcul des forces sismiques
- 3) Effets sismiques sur les supports
- 4) Calcul des moments de flexion

ETUDE DU SEISME

1) Poids des éléments et points d'applications :

- coupole supérieure $P_1 = 32020 \text{ kg}$
- ceinture supérieure $P_2 = 26715 \text{ kg}$
- paroi $P_3 = 185341 \text{ kg}$
- coupole de fond $P_4 = 64040 \text{ kg}$
- ceinture inférieure $P_5 = 166970 \text{ kg}$
- eau $P_6 = 1500000 \text{ kg}$



$H_6 = 12,69 \text{ m}$

$H_5 = 7 \text{ m}$

$H_4 = 7 + 3/4 (1,4) = 8,05 \text{ m}$

$H_3 = 12,375 \text{ m}$

$H_2 = 17,3 \text{ m}$

$H_1 = 18,35 \text{ m}$

Pour chaque élément P_i la force horizontale due au séisme S_H est telle que $S_H = \alpha_x P_i$

Résultante des forces d'inertie:

* réservoir vide

$P_v = 475086 \text{ kg}$

* réservoir plein

$P_p = 1975086 \text{ kg}$

Détermination du point d'application de la résultante :

réservoir vide

$P_1 H_1 + P_2 H_2 + P_3 H_3 + P_4 H_4 + P_5 H_5$

$H_v = \frac{\sum P_i H_i}{\sum P_i} = 10,59 \text{ m}$

réservoir plein

$H_p = 12,19 \text{ m}$

2) Calcul de l'intensité de la force horizontale du séisme :

$S_H = \alpha_x P$

* α : coefficient d'intensité $\alpha = 1$ (zone de séismicité moyenne PS 69)

* β : coefficient de résonance $\beta = f(T)$
avec $T = 2; 3,14 (P I^3 / 3gEI)^{1/2}$

Nous considérons 1 poteau avec une masse m telle que $P_i = \frac{P}{6}$, nous négligeons le poids du poteau

$P_1 = \frac{P}{6} = \frac{1975086}{6} = 329181 \text{ kg}$

$E = 3,45 \cdot 10^9 \text{ kg/m}^4$
 $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$I = \frac{3,14 \cdot R^4}{4} = \frac{3,14 \cdot 0,5^4}{4} = 0,05 \text{ m}^4$

d'où $T = 0,79 \text{ s}$

$$\beta = \frac{0,103}{4 \sqrt{T^{3,7}}} = 0,125$$

REMARQUE :

La periode ainsi calculée sera la periode d'oscillation de tout le systeme.

* λ : coefficient de distribution

$$\lambda = h \frac{S}{I} \quad (\text{P.S page 92})$$

S = moment statique de la masse /1 repere (base)

I = moment d'inertie / au même repere

$$S = m h$$

$$I = m h^2$$

d'où $\lambda = 1$

* δ = coefficient de fondation

Terrain de consistance moyenne

fondation en Radier

$$S=1$$

Donc:

$$S_H = \lambda \beta \delta S \times P$$

$$S_H = 1 \times 0,125 \times 1 \times 1 \times 1975086 = 246,89 \text{ t.}$$

Intensité de la force verticale due au seisme

$$F = \pm \sigma_v \times P$$

$$\sigma_v = \frac{\pm 1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_x = \pm \sigma_x = \pm 0,125$$

car $\alpha = 1$

* Reservoir plein

$$F_p = 0,125 \times 1975086 = 246,89 \text{ t.}$$

* Reservoir vide

$$F_v = \pm 0,125 \times 475086 = 59,4 \text{ t.}$$

Moment de renversement dû au seisme (en charge)

$$M_{rc} = 246,89 \times 12,19 = 3009,6 \text{ t.m.}$$

Nous voyons que la stabilité du reservoir est assurée contre le seisme (voir calcul au vent)

$$M_{sc} = 2048,7 \times 7,09 = 14525,33 \text{ t.m.}$$

$$M_{sc} > \frac{5}{3} M_{rc}$$

Moment de renversement à vide

$$F_v = H \times P_v = 0,125 \times 475086 = 59,4 \text{ t.}$$

$$M_{rv} = F_v \times 12,19 = 59,4 \times 12,19 = 724,086 \text{ t.m.}$$

$$M_{rv} = 724,086 \text{ t.m.}$$

Moment stabilisant à vide

$$M_{sv} = 3890,283 \text{ t.m (voir calcul au vent)}$$

$$M_{sv} \quad \frac{5}{3} M_{rv} = 1206,81 \text{ t.m}$$

La stabilité est donc assurée

3°) EFFET DU SEISME SUR LES SUPPORTS

* Nous supposons que la force sismique agit de la même manière que celle du vent. Nous faisons donc les calculs comme précédemment en utilisant les mêmes formules.

* Aussi, nous rappelons que \checkmark le poteau, l'effort normal doit être positif pour éviter l'arrachement sans toutefois excéder la valeur $N/\bar{\sigma}$

CAS DU RESERVOIR PLEIN

section x - x au niveau + 0,60

$$N = 2048,7 \text{ t}$$

$$M = 3009,6 \text{ t.m}$$

Fig 1

Poteaux N°	contraintes	Effort normal
4	61,5	483,021
1	25,46	199,963
2-6	34,48	270,806
3-5	52,49	412,257

FIG 2

Poteaux N°	contraintes	Effort normal
1-6	27,88	218,97
3-4	59,082	464,03
2-5	43,48	341,5

section x-x au niveau + 3,13 m

$$N = 2012 \text{ t}$$

$$M = 2237 \text{ t.m}$$

FIG 1

poteaux N°	contrainte	Effort normal
4	60,59	475,874
1	33,8	265,465
2-6	36	282,744
3-5	49,4	387,99

FIG 2

poteaux N°	contrainte	Effort normal
1-6	31,103	244,29
3-4	54,3	426,472
2-5	42,7	335,334

section x-x au niveau 6,25 m

N = 1975 t

M = 1466,53 t.m

FIG I

poteaux N°	contrainte	Effort normal
4	50,68	398,04
1	33,12	260,125
2-6	37,51	294,604
3-5	46,29	363,56

FIG 2

poteaux N°	contrainte	effort normal
1-6	34,3	269,392
3-4	49,5	388,773
2-5	41,9	329,17

CAS DU RESERVOIR VIDE :

Section X - X au niveau + 0,00

N = 548,7 t.

M = 724,086 t.m.

Fig. 1

Poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
4	15,98	125,507
1	7,306	57,382
2-6	9,47	74,378
3-5	13,807	108,44

Fig 2

Poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
1-6	5,719	44,92
3-4	17,56	137,916
2-5	11,64	91,450

Section x - x au niveau 3,13

N = 512 t.

M = 538,164 t.m.

Fig 1

Poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
4	14,092	110,679
1	7,65	60,083
2-6	9,26	72,728
3-5	12,48	98,018

Fig 2

Poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
1-6	8,08	63,46
3-4	13,66	107,286
2-5	10,87	85,373

SECTION X - X AU NIVEAU 6,25 m.

N = 475 t.

M = 352,836 t.m.

Fig 1

poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
4	12,2	95,819
1	7,97	62,596
2-6	9,024	70,875
3-5	11,14	87,494

Fig 2

Poteaux N°	Contrainte	Effort Normal
1-6	8,25	64,796
3-4	11,9	93,463
2-5	10,08	79,168

Nous remarquons que la force sismique donne les plus grandes sollicitations des supports dans le cas du réservoir plein.

Nous calculerons donc les supports en utilisant la force sismique.

C A P I T R E X I

CALCUL DE POTEAUX ET FONDATIONS

CALCUL DES POTEAUX

- 1) Prédimensionnement
- 2) Ferrailage

CALCUL DES FONDATIONS

- 1) Prédimensionnement
- 2) Ferrallage

4) CALCUL DES MOMENTS DE FLEXION DANS LES PILIERS

Nous considerons une articulation au milieu de chaque pilier, c'est à dire que le moment y est nul et a la meme valeur à la partie superieure et inferieure de pilier.

F = Effort tranchant au milieu de chaque pilier. C'est cet effort tranchant qui donne le moment de flexion. Nous avons :

$$6 F = 246,89 \text{ t}$$

$$F = 41,15 \text{ t}$$

D'où la valeur du moment en haut et en bas de chaque pilier de longueur 6,25 m

$$M = 41,15 \times 6,25 / 2 = 128,8 \text{ t m .}$$

$$\text{Soit } M = 129 \text{ t m}$$

Nous verifierons également dans le cas où le reservoir est vide.

$$M = 59,4 / 6 \times 3,13 = 30,982 \text{ t m}$$

$$\text{Soit } M = 31 \text{ t m}$$

Remarque

Meme si le reservoir est vide, le vent extreme donne des sollicitations plus faibles que le seisme (la force sismique diminue car en fonction du poids)

5) Determination des armatures des piliers

a) Resume des resultats déjà obtenus

*Reservoir plein

α) Au niveau 6,25 m

$$N_{\text{total}} = 1975 \text{ t}$$

$$M = 1466,53 \text{ t m}$$

$$N_{\text{max}} = 398,04 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = 260,125 \text{ t}$$

β) Au niveau 0,00

$$N_{\text{total}} = 2049 \text{ t}$$

$$M = 3000,9 \text{ t m}$$

$$N_{\text{max}} = 483,021 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = 199,963 \text{ t}$$

* reservoir vide

α) Au niveau 6,25 m

$$N_{\text{total}} = 475 \text{ t}$$

$$M = 352,836 \text{ t m}$$

$$N_{\text{max}} = 95,819 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = 62,596 \text{ t}$$

β) Au niveau 0,00

$$N_{\text{total}} = 548,7 \text{ t}$$

$$M = 724,086 \text{ t m}$$

$$N_{\text{max}} = 137,916 \text{ t}$$

$$N_{\text{min}} = 44,92 \text{ t}$$

b) Efforts avec lesquels nous ferrailhons les poteaux.

Aux moments de flexion calculés, nous ajoutons un moment de 3 t m pour tenir compte de la rotation de ceinture .

RESULTATS DEFINITIFS DE CALCUL

SECTION 0,00

$$M = 132 \text{ t m}$$

$$N = 483 \text{ t}$$

SECTION 6,25 m

$$M = 132 \text{ t m}$$

$$N = 398 \text{ t}$$

Armatures pour chaque pilier

Le ferrailage de chaque pilier doit être symétrique car le seisme peut agir dans n'importe quelle direction .

Ferrailage dans la section 0,00

$$M = 132 \text{ t m}$$

$$N = 483 \text{ t}$$

Nous calculons la section circulaire en flexion composée parce-que nous considérons ces résultats.

Excentricité de l'effort : $e = M / N$ $e = 27 \text{ cm}$

Rayon du noyau central d' une section circulaire

$$e_1 = D / 8 \quad e_1 = 100 / 8 = 12,5 \text{ cm}$$

$e > e_1$ section partiellement comprimée

CALCUL DES POTEAUX

1) PREDIMENSIONNEMENT

Effort normal au niveau 0,00

$$N = 483 \text{ t}$$

σ_c Contrainte à la compression simple = $82,5 \text{ Kg/cm}^2$

Nous avons choisi un diamètre de poteau 1 m

verification avec cette section à la compression simple

$$\sigma_c' = N / B$$

$$B = 3,14 \times d^2 / 4$$

$$B = 7854 \text{ cm}^2$$

σ_c = Contrainte à la compression simple du beton

$$\sigma_c = 483 \times 10^3 / 7854$$

$$\sigma_c' = 61,50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 82,5 \text{ Kg/cm}^2$$

La section choisie est acceptable.

2) FERRAILLAGE DU POTEAU

Les poteaux seront ferrailés à la flexion composee

$$M = \text{Moment calculé} = 132 \text{ t m}$$

N = Effort normal maximum sous charges permanentes et charges

sismiques. N = 483 t (effort de compression)

Tout d'abord faisons une verification au flambement

L_c = longueur de flambement

Dans notre cas, nous avons un encastrement aux deux extremités

et ces deux encastremets peuvent se deplacer l'un par rapport à l'autre

CCBA 68 Art 53,22 donne $L_c = L_0 = 6,25 \text{ m} = 625 \text{ cm}$

λ = Elancement

$$\lambda = L_c / i$$

= rayon de giration tel que $i^2 = I / B$

$$I = \text{Moment d'inertie de la section} = 3,14 \times R^4 / 4$$

$$B = \text{section} = 3,14 \times R^2$$

Donc

$$i = R / 2$$

$$i = 25 \text{ cm}$$

$$\lambda = 625 / 25$$

$$\lambda = 25$$

Nous sommes donc dans le cas où l'élancement est inférieur à 35.

D'après l'article 32,21 du CCBA 68, le pilier doit être calculé en flexion composée en considérant l'excentricité réelle e

Dtermination des armatures

Nous utilisons le tableau 4 - 58 page 194 de l'aide mémoire du béton armé (Dunod). Nous prenons un enrobage de $10 \text{ cm} = d$

$$d / D = 0,10$$

DONNÉES

$$N = 483 \text{ t}$$

$$M = 132 \text{ t m}$$

$$R = 0,5 \text{ m (rayon du pilier)}$$

On se donne aussi la contrainte dans l'acier

$$K_e = (N \times R) / M = 1,8$$

$$K_a = (M) / R^3 \cdot \sigma_a$$

Puisque nous nous donnons la contrainte dans l'acier, ceci revient à dire que nous nous donnons le coefficient K_a ;

$$\text{Soit : } K_a = 0,15$$

Le tableau nous donne :

$$\tilde{u} = 2,46$$

$$K = 4,84$$

Avec ces valeurs nous aurons la section d'aciers nécessaire et la contrainte dans le béton telles que :

$$A = (\tilde{u} \times 3,14 \times R^2) / 100$$

$$\sigma'_b = (1 / K) \cdot \sigma_a$$

APPLICATION NUMÉRIQUE

armatures

$$A = 2,46 \times 3,14 \times 50^2 / 100$$

$$A = 193,11 \text{ cm}^2$$

$$K_a = 0,15 = M / R^3 \cdot \sigma_a$$

$$\sigma_a = M / R^3 K_a$$

La contrainte choisie pour l'acier est donc

la contrainte dans le béton est alors :

$$\sigma_b' = (1 / K) \times 704 = 145,46 \text{ Kg / cm}^2$$

$$A = 193,11 \text{ cm}^2 \quad \text{SOIT} \quad A = 196,36 \text{ cm}^2 \quad 40 \text{ } \phi 25$$

Compte tenu de la contrainte dans l'acier relativement faible nous utiliserons des aciers Fe E 22

ARMATURES TRANSVERSALES

Art 32,41 du CCBA 68

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs. La distance entre deux cours successifs est telle que

$$t \leq 15 \phi_1$$

Prenons $10 \phi_1 < t \leq 15 \phi_1$

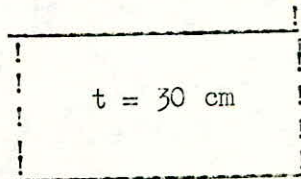
Le diamètre ϕ_t donné par le tableau, correspondant à notre cas

est : $\phi_t = 8 \text{ mm} \quad (\phi_1 = 25)$

$$10 \phi_1 < t \leq 15 \phi_1$$

$$250 \text{ mm} < t < 375 \text{ mm}$$

Nous adoptons la valeur de l'espacement entre cours



REMARQUE :

Au niveau des fondations et des ceintures, nous prendrons un espacement de 15 cm.

CALCUL DE FONDATION

Nous avons dit auparavant que le cas de seisme le plus defavorable s'obtient quand le reservoir est plein (force sismique d'intensité proportionnelle à la masse)

Donc pour le calcul de fondation nous considérons le reservoir plein.

Nous aurons alors :

$$N = 2049 \text{ t}$$

$$M = 3000,6 \text{ t m}$$

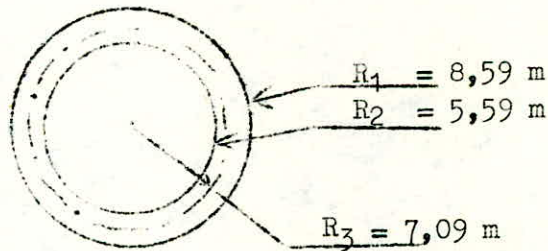
M est le moment de renversement dû au seisme.

Taux de travail admissible du sol

$$\bar{\sigma} = 2 \text{ bars} = 2 \times 1,02 = 2,04 \text{ Kg /cm}^2$$

REMARQUE

nous ne pouvons pas avoir des semelles isolées sous piliers car vu que les charges sont importantes nous aurons des semelles qui s'interferent Nous adoptons une fondation en couronne de rayon extérieur R_1 et rayon intérieur R_2



Excentricité de la force e

$$e = M / N = 3000,6 / 2049 = 1,47 \text{ m}$$

Noyau central de la section évidée est tel que :

$$r = i^2 / V \quad i = \text{rayon de giration de la section}$$

$$V = R_1$$

$$r = I / A \times R_1$$

$$I = 3,14 / 4 (R_1^4 - R_2^4) = 3507,57 \text{ m}^4$$

$$A = 3,14 (R_1^2 - R_2^2) = 133,58 \text{ m}^2$$

En remplaçant i et V par leur valeur , nous obtenons $r = 3,057 \text{ m}$

Nous voyons que nous sommes à l'intérieur du noyau central de la section évidée.

Contrainte du sol

contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars} = 2,04 \text{ Kg / cm}^2$

cette contrainte doit être majorée par un coefficient de 2,25 puisque nous calculons dans le cas du seisme qui est le deuxième genre de sollicitations. La contrainte admissible du sol est donc :

$$\bar{\sigma}_s = 2,25 \times 2,04 = 4,59 \text{ Kg / cm}^2$$

La pression du sol se calcule en utilisant les formules simples de flexion composée.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M \cdot y}{I} \quad (1)$$

Contrainte maximum

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{2049,9}{133,58} + \frac{3000,6 \cdot 8,59}{3507,57} = 22,69 \text{ t/m}^2$$

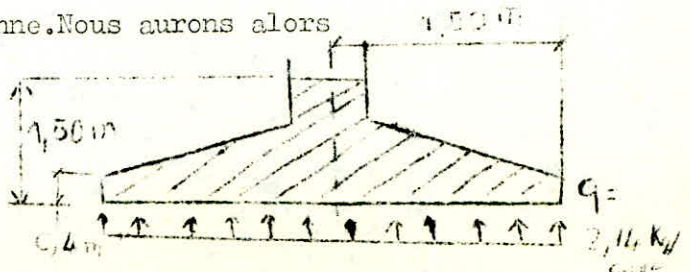
nous voyons que la contrainte admissible du sol n'est pas dépassée ce qui fait que la section considérée est bonne.

Pour le calcul de fondation, nous utiliserons la pression moyenne du sol (c'est à dire celle qui s'exerce à l'axe des poteaux) correspondant à $y = R_z$ dans la formule (1)

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot R_z}{I} = \frac{2049}{133,58} + \frac{3000,6 \cdot 7,09}{3507,57} = 21,4 \text{ t/m}^2$$

Nous considérerons dans les calculs que cette pression est uniformément répartie sur la surface de la couronne. Nous aurons alors

(VOIR SCHEMA CI APRES)



Nous utilisons la méthode des consoles pour le calcul.

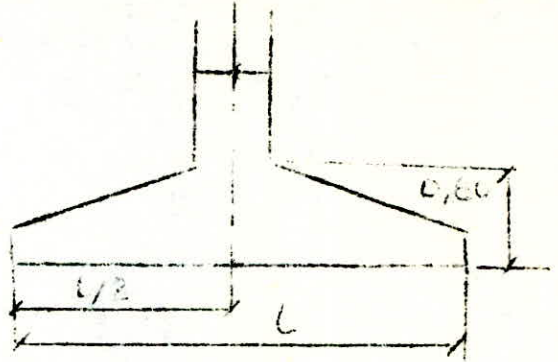
nous avons un débord important, nous calculons donc la console encastrée à l'axe du poteau.

Moment d'encastrement

$$M = q \times l^2 / 8$$

Avec : $q = 21,4 \text{ t / m}^2$

$$l = 3 \text{ m}$$



$$M = 24,075 \text{ t m / ml}$$

Nous prenons un enrobage de 10 cm

La hauteur utile de la section de console résistant à ce moment est donc de 50 cm. Aussi nous utiliserons la méthode de charbon pour le calcul des armatures.

$$\mu = n \times M / \bar{\sigma}_a B h^2 = 15 \cdot 24,075 / 2800 \cdot 100 \cdot 50^2$$

$$M = 24,075 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm / ml}$$

$$n = 15$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg / cm}^2$$

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

$$h = 50 \text{ cm}$$

Ce qui nous donne :

$$\mu = 0,0515$$

$$\epsilon = 0,9049$$

$$k = 37,6$$

VERIFICATION DE LA CONTRAINTE D U BETON

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 2800 / 37,6 = 74,47 \text{ Kg / cm}^2$$

SECTION D'ACIERS NECESSAIRE

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot n} = \frac{24,075 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9049 \cdot 50} = 19,0037 \text{ cm}^2$$

$$10 \text{ } \phi \text{ } 16$$

$$A = 20,10 \text{ cm}^2$$

CALCUL DU LIBAGE

ce calcul se fera comme celui d'une poutre courbe chargée uniformément. Cette poutre sera appuyée sur les poteaux.

Charge totale s'appliquant sur la surface de fondation :

$$P = 21,4 \text{ t/m}^2 \times 133,58 \text{ m}^2 \qquad P = 2858,612 \text{ t}$$

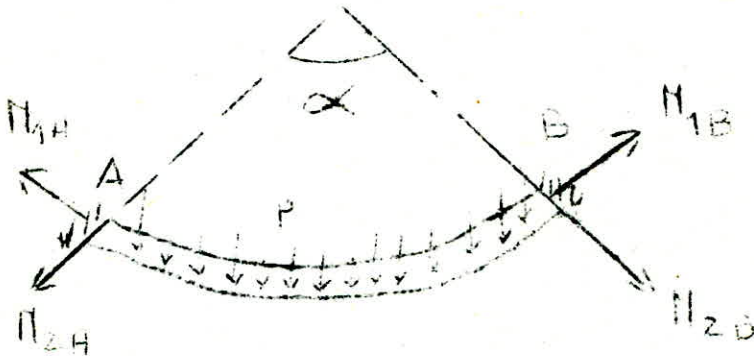
La charge par ml de poutre est :

$$P / 2 \times 3,14 \times R_3 = q$$

En application numérique nous trouvons :

$$q = 64,2 \text{ t / ml}$$

Nous appliquons le même procédé de calcul que pour la ceinture inférieure



FLEXION

En travée :

$$M_{2max} = - (q \times l^2 / 24) (1 - 3\alpha^2 / 80)$$

Sur appuis

$$M_{2B} = - (q \times l^2 / 12) (1 + \alpha^2 / 20)$$

TORSION

$$M_{1A} = M_{1B} = q \times l^2 \times \alpha^3 / 720$$

APPLICATION NUMERIQUE

ENCASTREMENT AU NU DU POTEAU

$$L_1 = R_3 \times \alpha_1 = 7,09 \times 1,05 = 7,45 \text{ m}$$

$$L = L_1 - 1 \text{ m} = 6,45 \text{ m} = R_3 \times \alpha_1$$

α : angle (en radian)

α_1 : angle (en radian)

$$\alpha = 0,9097 \text{ rad}$$

FLEXION

Appuis :

$$M_{2B} = M_{2A} = - (64,2 \times 6,45^2 / 12) (1 + 0,9097^2 / 20)$$

$$M_{2B} = M_{2A} = - 231,79 \text{ t m}$$

Travée :

$$M_{2Max} = (64,2 \times 6,45^2 / 24) (1 - 3 \times 0,9097 / 20)$$

$$M_{2Max} = 96,1 \text{ t m}$$

TORSION

$$M_{1A} = M_{1B} = q \times l^2 \times \alpha^3 = 64,2 \times 6,45^2 \times 0,9097^3 / 720$$

$$M_{1A} = M_{1B} = 2,8 \text{ t m}$$

Calcul des armatures pour la flexion

EN TRAVÉE

$$M_{2Max} = 96,1 \text{ t m}$$

$$\mu = n \times M / \sigma_c \times B h^2 = 15 \times 96,1 \times 10^5 / 2800 \times 100 \times 140^2$$
$$\mu = 0,0263$$

$$\epsilon = 0,9296$$

$$k = 56$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma'_c = \bar{\sigma}_c / k = 2800 / 56 = 50 \text{ Kg / cm}^2$$

A RMATURES

$$A = M / \sigma'_c \times \epsilon \times H = 96,1 \times 10^5 / 50 \times 0,9296 \times 140$$

$$\text{Soit } A = 26,37 \text{ cm}^2$$

Nous prendrons 14 ϕ 16 SOIT : A = 28,14 cm²

SUR APPUIS

$$M = 231,79 \text{ t m}$$

$$M = n \times M / \bar{\sigma}_a \text{ bh}^2 = 15 \times 231,79 \cdot 10^5 / 2800 \times 100 \times 140^2$$

$$n = 0,0633$$

$$\xi = 0,8960$$

$$k = 33,1$$

Contrainte dans le béton

$$\sigma'_c = \bar{\sigma}_a / k = 2800 / 33,1 = 84,6 \text{ Kg / cm}^2$$

ARMATURES

$$A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h = 231,79 \cdot 10^5 / 2800 \times 0,8960 \times 140$$

$$A = 65,99 \text{ cm}^2$$

SOIT 14 \emptyset 25

$$A = 68,72 \text{ cm}^2$$

CALCUL DES ARMATURES EN TORSION

Moment de torsion

$$M = 2,8 \text{ t m}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule

$$\tau_b = K \times M_t / a^2 b$$

Où K est donné dans un tableau en fonction de b/a

CCBA 68 DONNE

$$w_t = \frac{\text{volume armatures longitudinales}}{\text{volume du béton de la pièce}}$$
$$w_l = \frac{\text{section armatures longitudinales}}{\text{section du béton}} = \frac{A}{B}$$

Pour section rectangulaires

Si b/a est inférieur à 3,5 nous avons :

$$w_t = w_l = (a + b) \cdot \tau_b / 3b \times \bar{\sigma}_a$$

$$K = 4,37 \quad \text{car} \quad b/a = 1,5$$

$$a = 1 \text{ m} \quad b = 1,5 \text{ m}$$

$$\tau_{b,m} = 4,37 \times 2,8 / 1^2 \times 1,5 = 8,158 \text{ t / m}^2$$

$$\bar{\sigma}_{b,m} = 0,82 \text{ Kg / cm}^2$$

Dans la formule de w_l et w_t , la contrainte peut être différente pour les armatures longitudinales et transversales

$$\text{Prenons } \bar{\sigma}_a = 280 \text{ Kg / cm}^2$$

$$w_l = w_t = (1 + 1,5) \times 0,82 / 3 \times 1,5 \times 280 = 16,26 \cdot 10^{-5}$$

$$w_1 = \frac{a+b}{3b} \times \frac{(1+1,5) \times 0,82}{3 \times 1,5 \times 2800} = 16,26 \cdot 10^{-5}$$

$$A = B \times W_1 = 16,26 \cdot 10^{-5} \times 150 \times 100 = 2,439 \text{ cm}^2$$

*Pour une disposition symétrique, nous prenons une section de 6 ϕ 10

$$\text{SOIT : } A = 4,71 \text{ cm}^2$$

ARMATURES TRANSVERSALES

$$\text{Volume par cm} = 16,26 \cdot 10^{-5} \times 100 \times 150 \times 1 = 2,439 \text{ cm}^3$$

Cadre en ϕ 6 DONT LA SECTION EST : 0,28 cm²

Volume d' un cadre (VOIR SCHEMA)

$$0,28 (140 + 80) \times 2 = 123,2 \text{ cm}^3$$

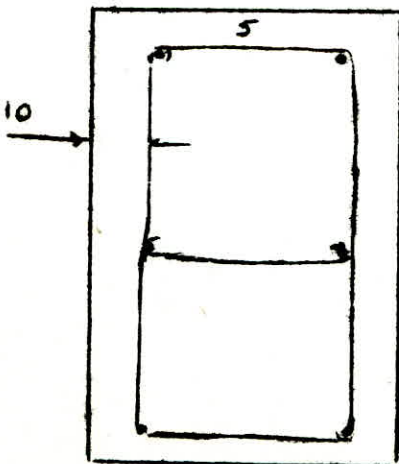
Espacement des cadres:

cet espacement doit être inférieur à la plus petite dimension de la pièce.

$$e = 123,2 / 2,439 \quad e = 50,5 \text{ cm} < 100 \text{ cm}$$

* Comme nous avons pris en flexion une section un peu plus grande que la section nécessaire et comme la section en torsion est assez faible, nous dirons que les aciers placés en haut et en bas (en torsion) peuvent être remplacés par l'excès d' aciers et que nous pouvons concentrer les aciers calculés en au milieu du plus grand côté, là où la contrainte tangente est maximale.

(VOIR DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES)



RECAPITULATION POUR LE FERRAILLAGE

1) PAROIS

Dans l'étude de la paroi , nous n'avons pas parlé du ferrailage mais seulement de la précontrainte. En réalité nous avons un ferrailage vertical et horizontal (cerces) de 5 \emptyset 12 par mètre. Ce ferrailage non calculé, permet à la paroi de se maintenir lors de la précontrainte.

2) Fondations

Les aciers de répartition ne sont pas calculés. Nous prenons 4 \emptyset 14 (6,15 cm²) correspondant à peu près au tiers de la section prise pour la console. Nous sommes alors sécuritaire.

3) RECOUVREMENTS

Il est à noter que nous n'avons pas parlé de recouvrement, et ceci pour deux raisons :

* Dans le cas du poteau, le recouvrement n'est pas nécessaire puisqu'il y'a sur le marché des barres de longueur 12 m; celle des poteaux avec leur ancrage, ne l'est pas.

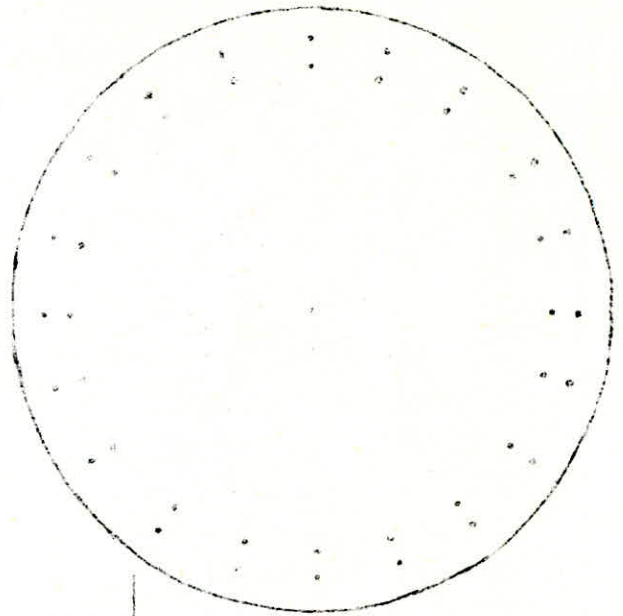
* Dans le cas de la ceinture et du libage , nous avons un ferrailage assez important et il nous est très difficile de réaliser un recouvrement acceptable. Donc nous prenons pour cela des dispositions telles que les barres se recouvrent d'elles mêmes.

REMARQUE

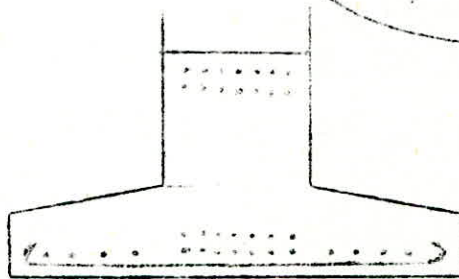
Nous avons pris la disposition schématisée des aciers inférieurs sur appuis de la ceinture pour pouvoir faire la jonction poteau-ceinture.

4) DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

* POTEAU



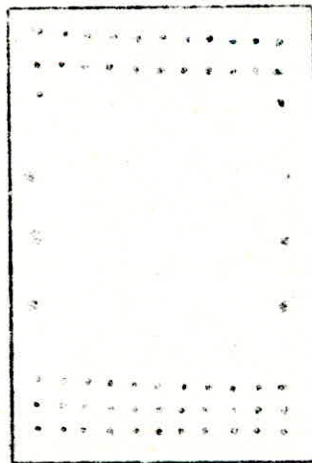
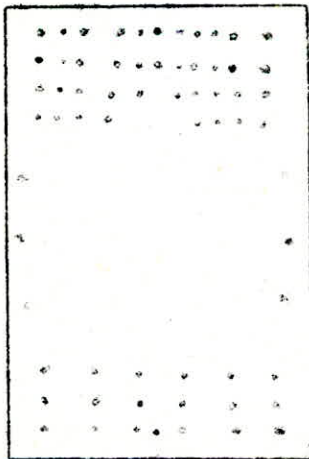
* FONDATION



* CEINTURE

Appui

Travée



BIBLIOGRAPHIE

- Résistance des matériaux R . L'HERMITE .
Calcul et vérification des ouvrages en B.A P . CHARON .
Aide mémoire en B.A (DUNOD)
Traité de B.A (Tome 6) A . GUERRIN
Traité de B.A (Tome 3) A . GUERRIN
Théorie des plaques et des coques S . TIROSIENGO
Règles C.C.B.A 68
Règles parasismiques 69
Règles Neige Vent (N . V 65)
Béton précontraint GUYON . Y .
Cours de béton armé P . BONDVILLE

T A B L E D E S M A T I E R E S

		<u>Pages</u>	
Chapitre	I	Introduction	1
Chapitre	II	Caractéristiques et choix des matériaux	2 à 5
Chapitre	III	Caractéristiques géométrique du réservoir	6 à 8
Chapitre	IV	Calcul de la coupole supérieure	9 à 11
Chapitre	V	Etude de la ceinture supérieure et de la coupole inférieure	12 à 15
Chapitre	VI	Etude de la cuve	16 à 22
Chapitre	VII	Etude de la précontrainte latérale	23 à 36
		Etude de la précontrainte verticale	37 à 38
Chapitre	VIII	Calcul des ceintures	39 à 48
Chapitre	IX	Calcul au vent	49 à 57
Chapitre	X	Calcul sismique	58 à 64
Chapitre	XI	Calcul des poteaux et fondation	65 à 75

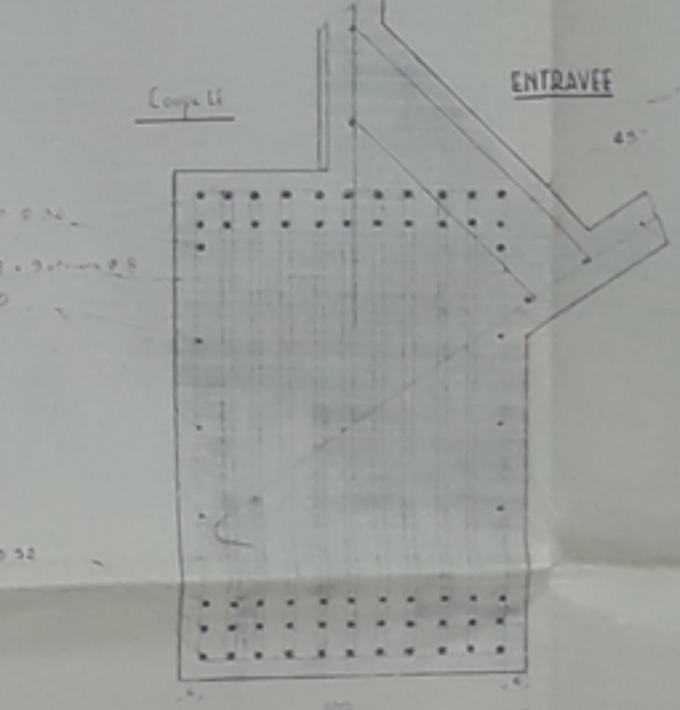
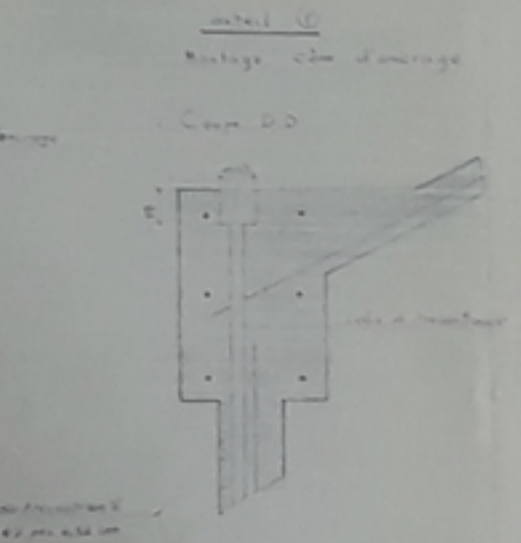
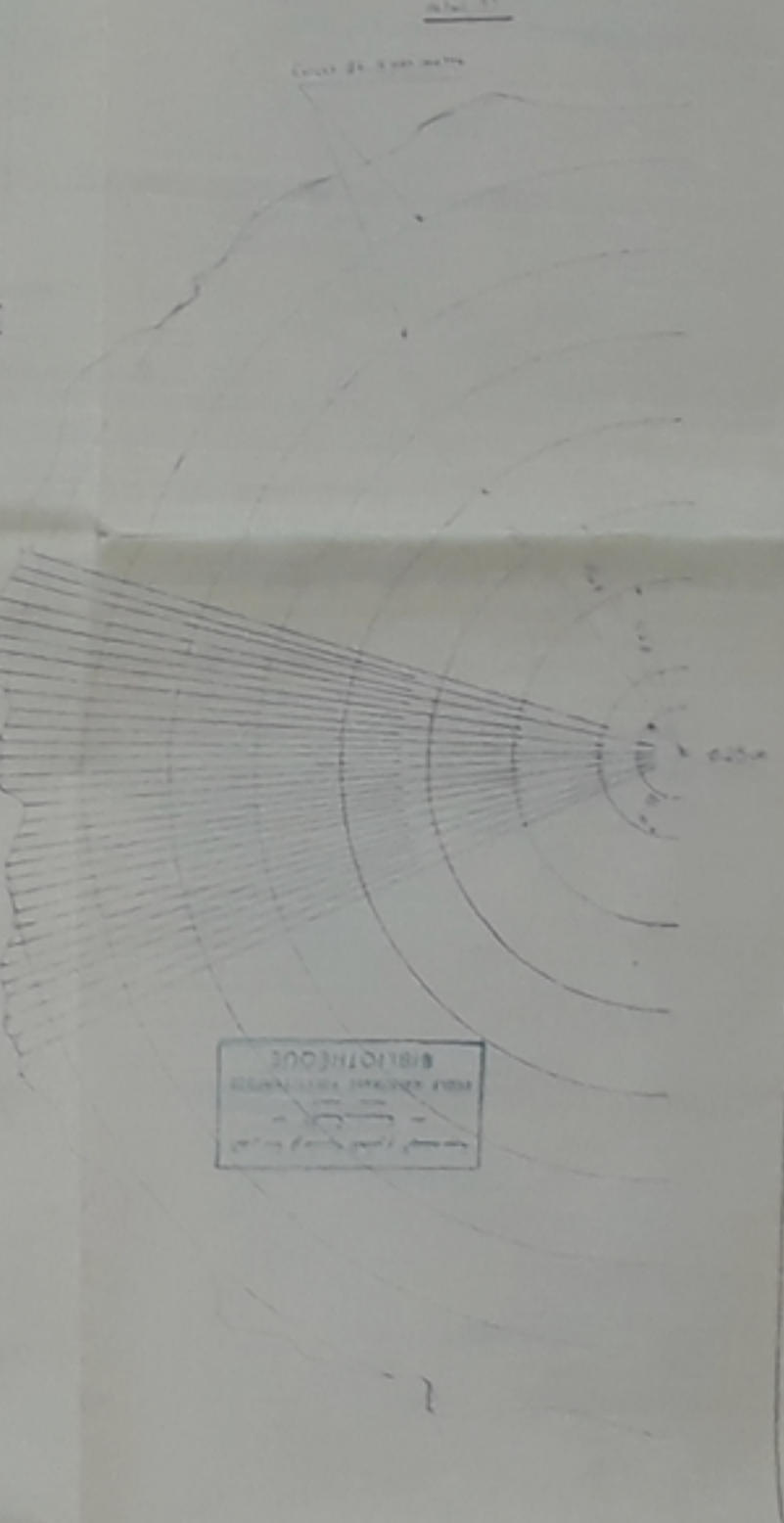
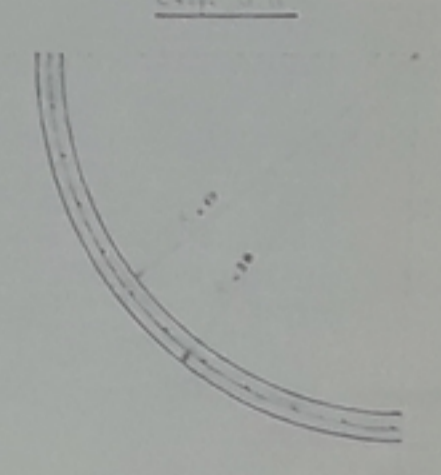
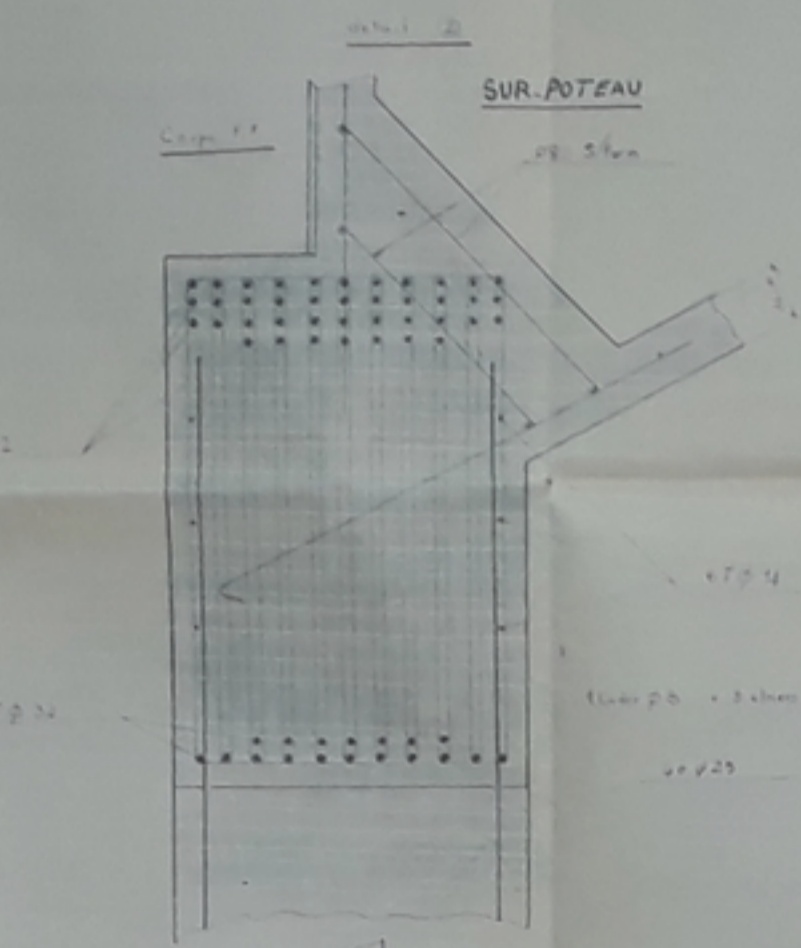
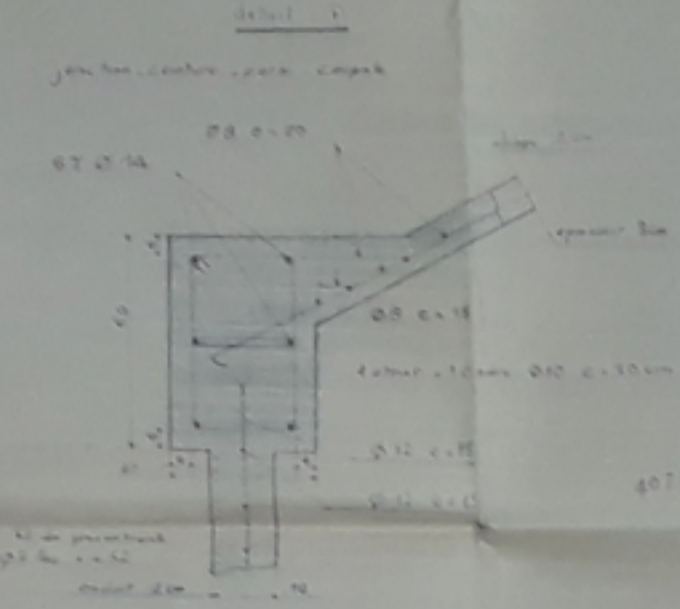
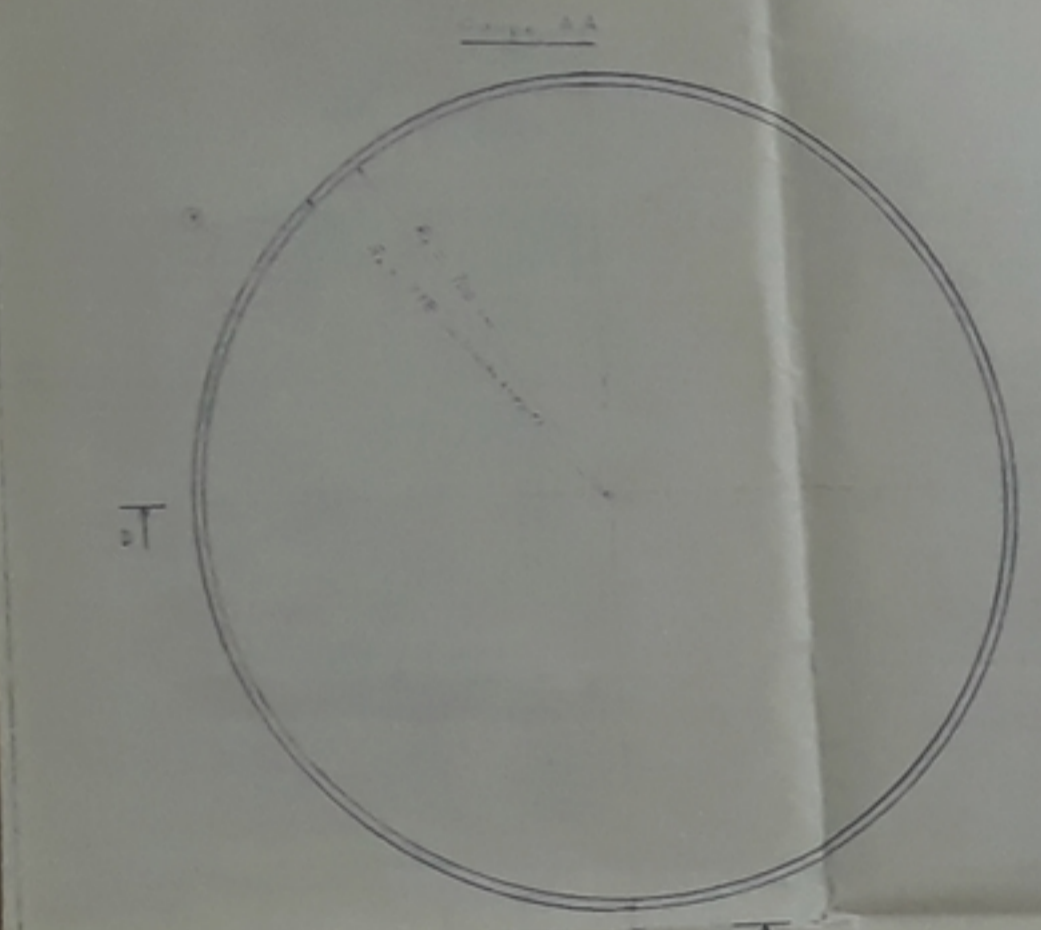
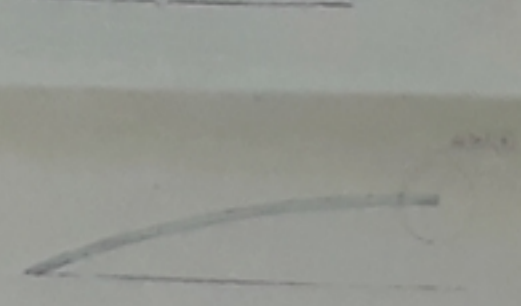
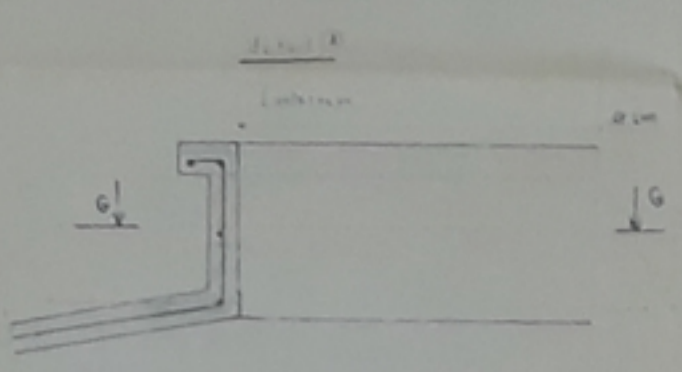
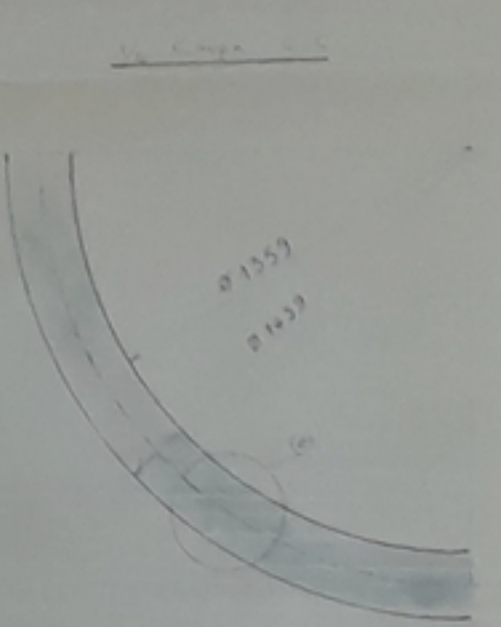
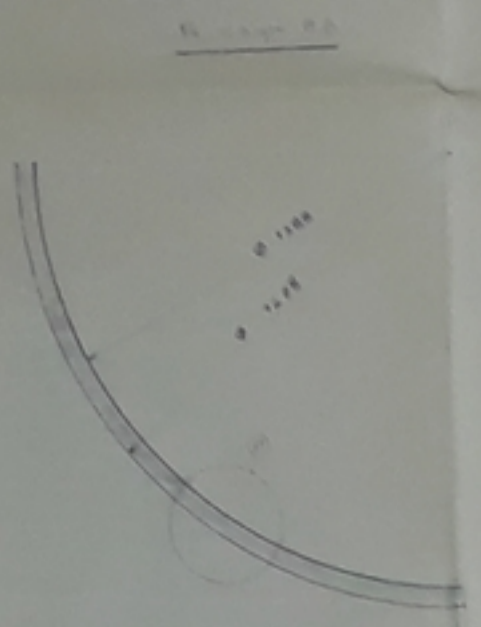
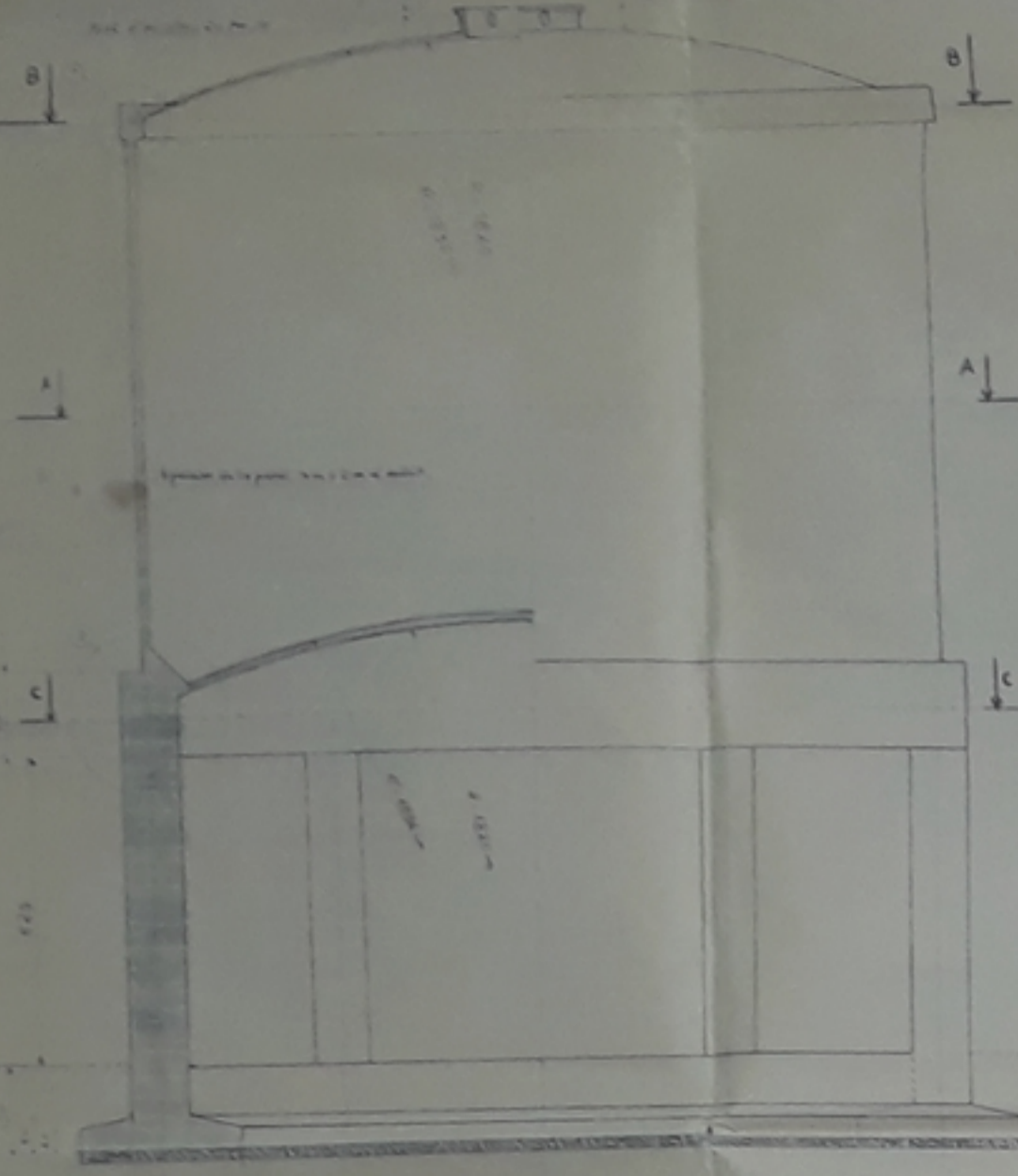
Dans l'axe de la coupure

Détails ceinture supérieure

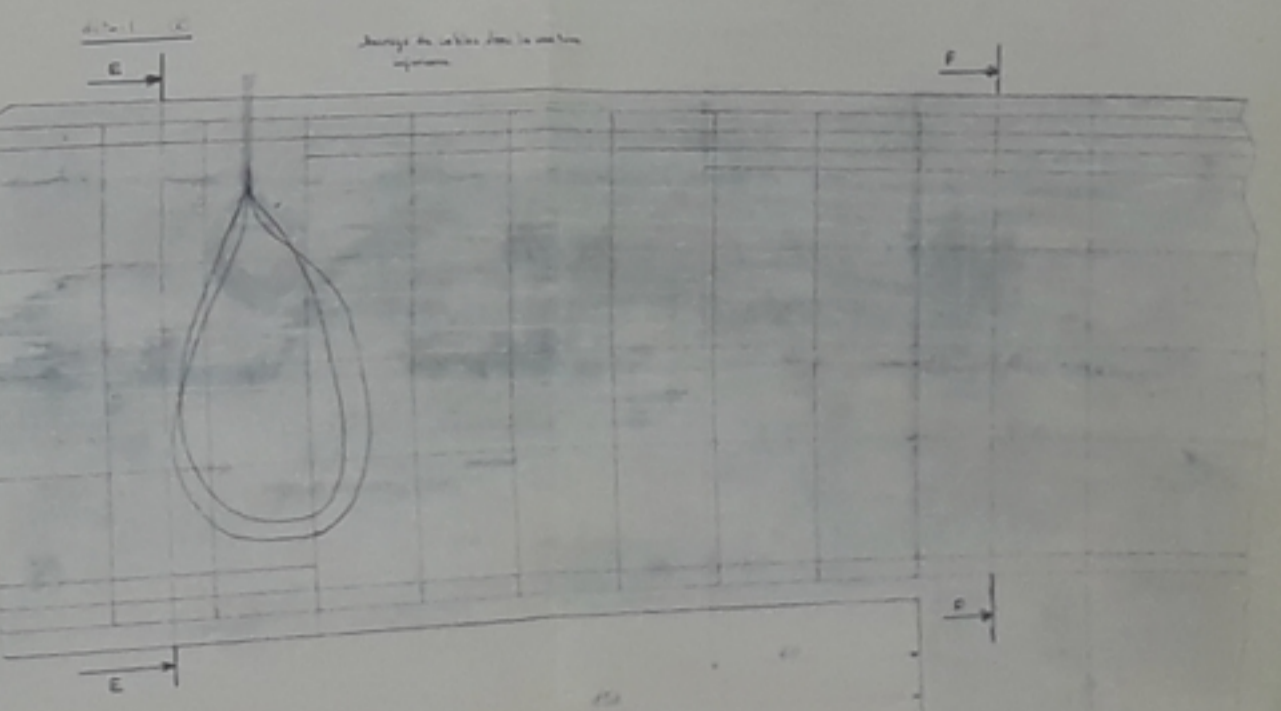
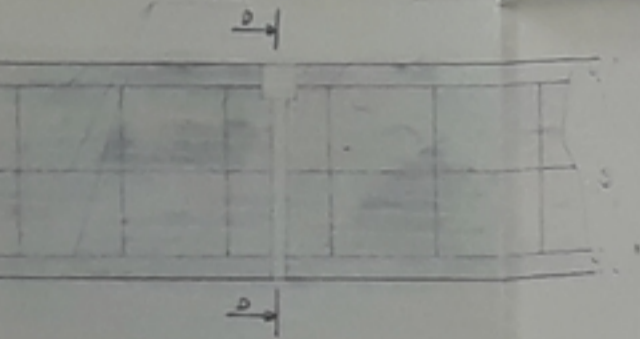
Détails ceinture inférieure

Détails coupure supérieure

Détails coupure inférieure



Détail paroi 3



UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

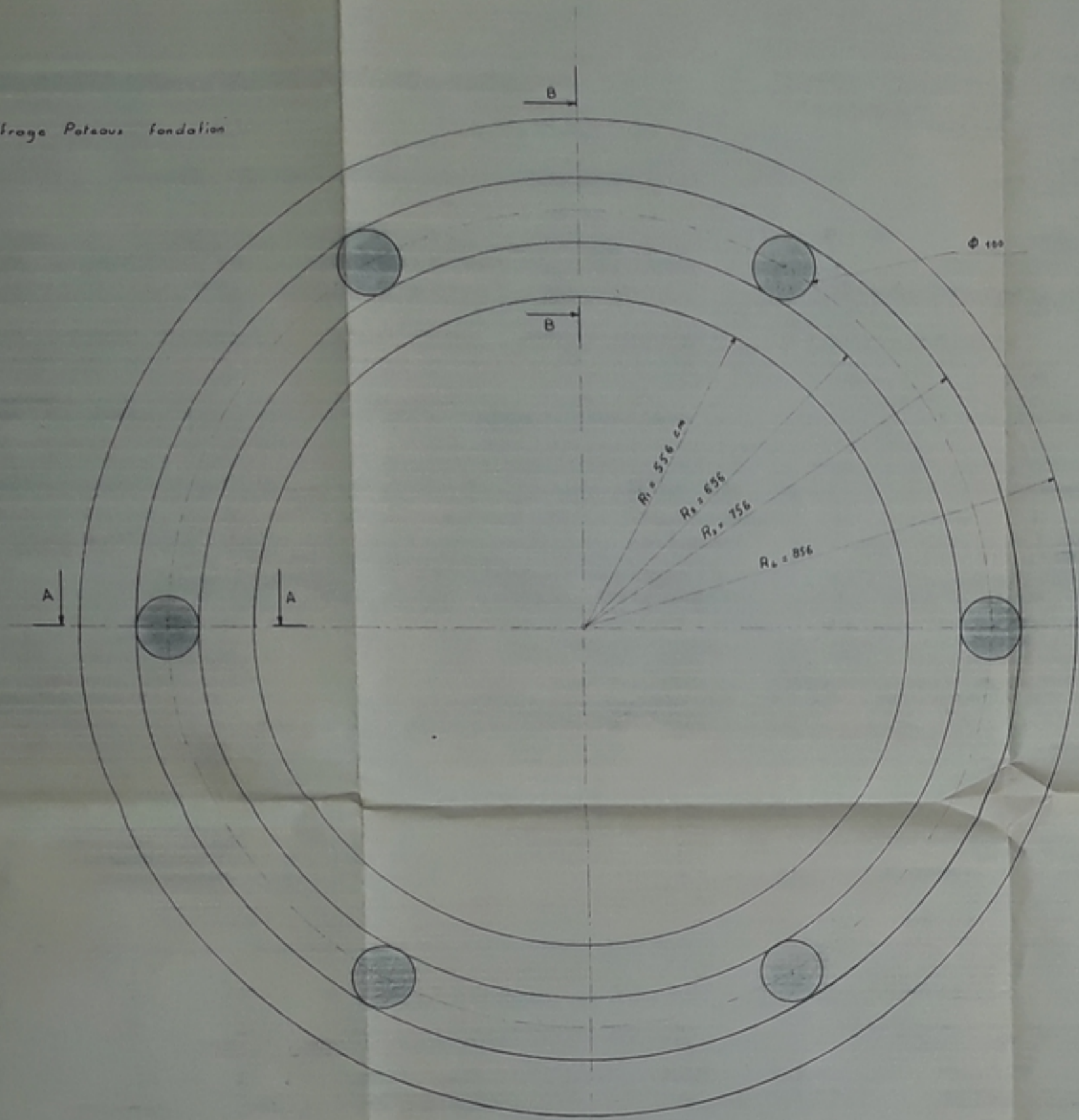
THESE DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU
 EN
 BETON PRECONTRAINTE

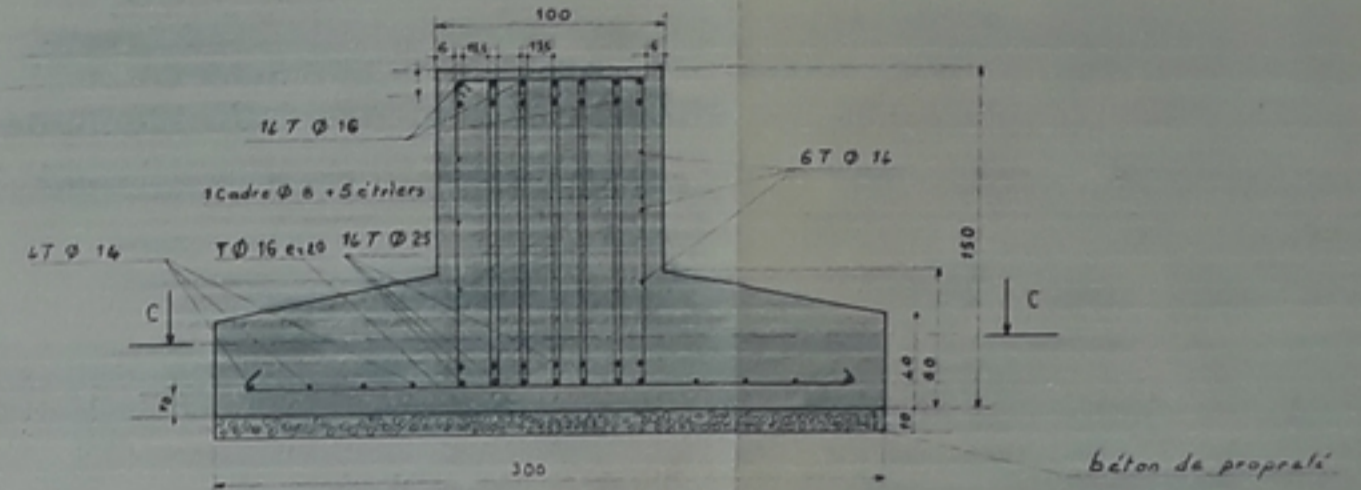
PLAN DE COIFFAGE (1/20) ET
 TITULAIRE

Plan de coffrage Ech. 1/20

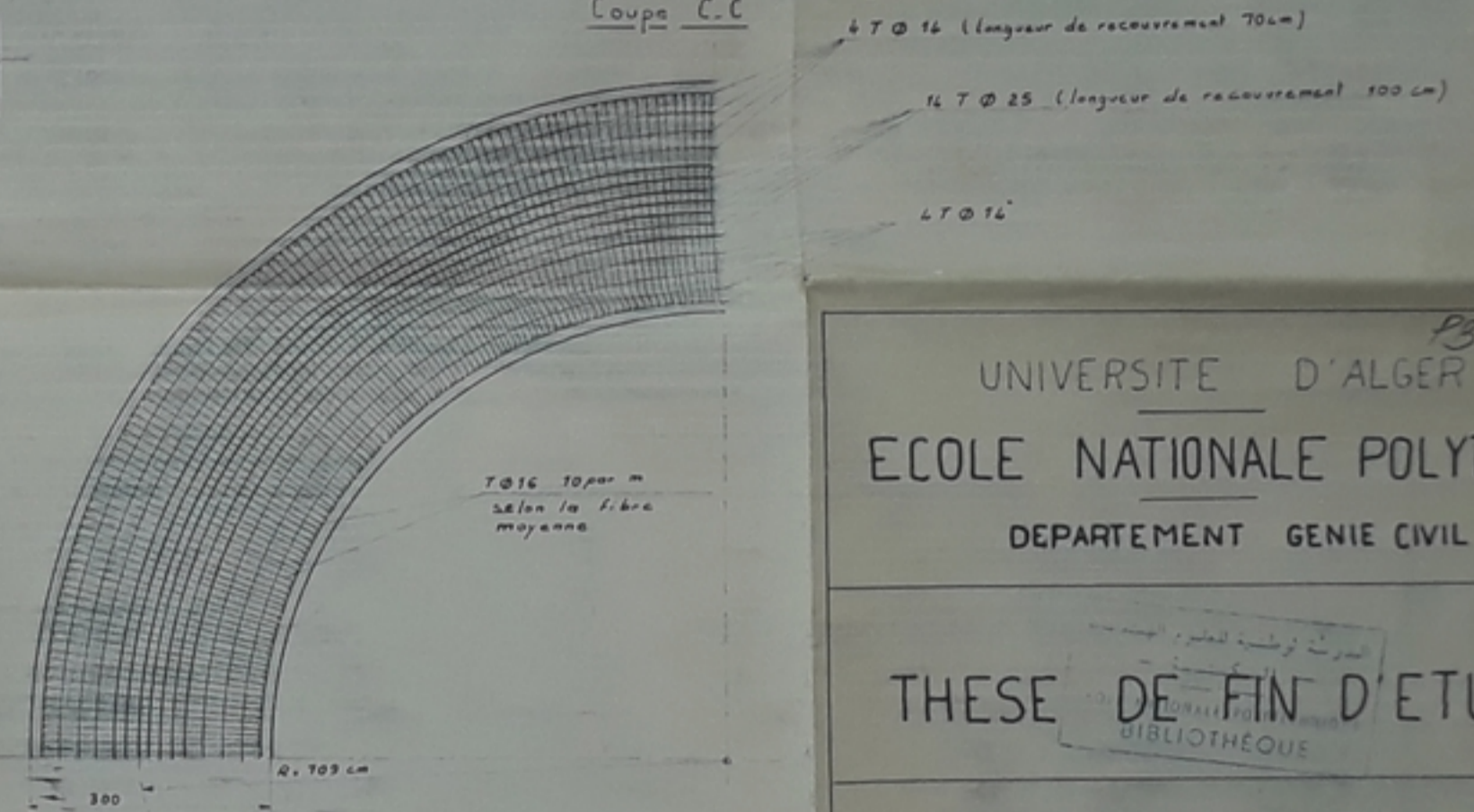
Coiffage poteaux fondation



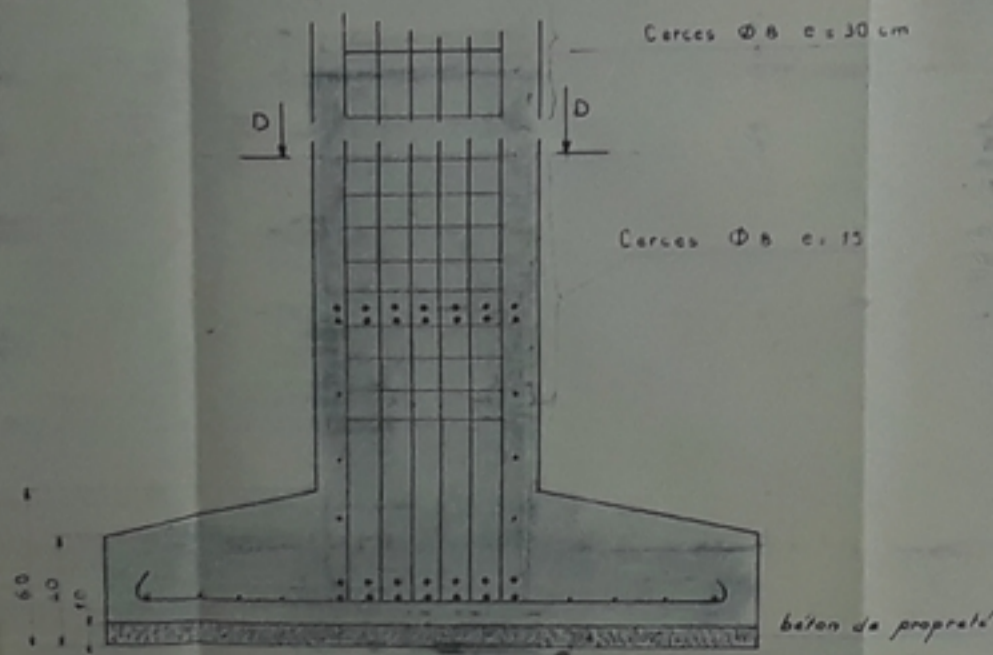
Coupe B-B



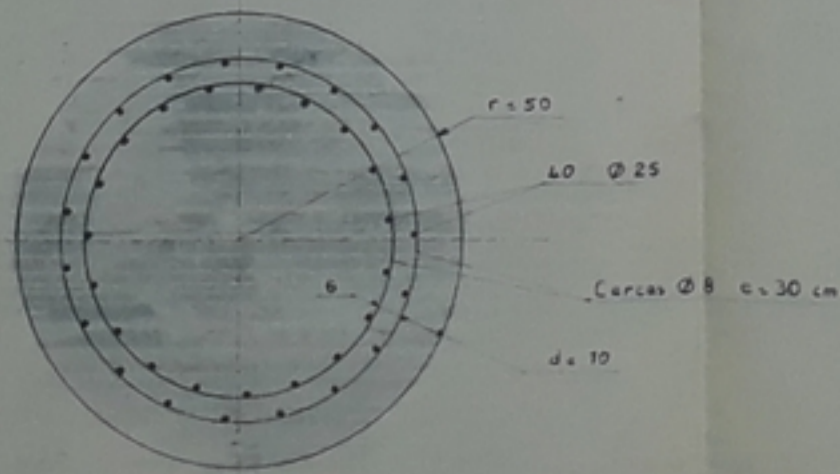
Coupe C-C



Coupe A-A



Coupe D-D



PB 023/78

UNIVERSITE D'ALGER
 ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DEPARTEMENT GENIE CIVIL

THESE DE FIN D'ETUDES

CHATEAU D'EAU
 EN
 BETON PRECONTRAINTE

Proposé par : P. Bonneville
 Docteur ingénieur

Etudié par : SAICHI Khataf et SAOUDI KENNASSI

Plan de coffrage et ferrailage
 Poteaux et fondation

Dessiné Janvier 78
 Plan N°2

Détails Echelle 1/10 1/20 Coffrage Echelle 1/50

