

11/98

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Mémoire

En vue d'obtenir le diplôme
D'ingénieur d'Etat en GENIE CIVIL

THEME

**ETUDE D'UN AEROREFRIGERANT
EN HYPERBOLOÏDE DE
REVOLUTION**

Proposé et dirigé par :

Mme. CHIKH

Etudié par :

Mr H. RAHEM
Mr N. MEHIDI

PROMOTION 1998

DEDICACE

A mes chers parents

A mes frères

A mes sœurs

A tous ceux qui me sont chers

(SALAH, AHMED, MESSAOUD, HAKIM, DJAMEL,
ALI, YACINE, ABD ELAZIZ, FATAH, AMAR,)

Je dédie ce modeste travail

NASSIM

DEDICACE

A mes chers parents;

A mon frère;

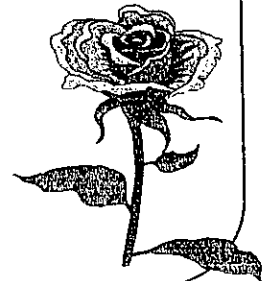
A mes sœurs;

*A la mémoire de mes deux
grands-pères;*

*ET à tous ceux qui me
sont chers*

Je dédie ce modeste travail

Hocine

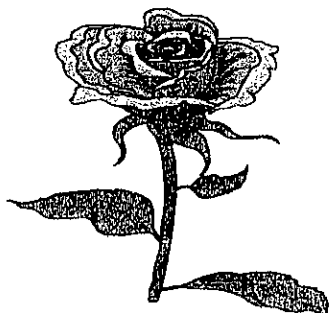




REMERCIEMENTS

Nous remercions nos parents pour leur soutien physique et moral durant toute notre scolarité, ainsi que nos enseignants de tout notre parcours scolaire et universitaire, en particulier notre promotrice Mme CHIKH pour ces conseils et son aide précieuse.

Nos remerciements vont également à tous ceux qui nous ont aidé, de près ou de loin à l'élaboration de ce travail et que tous les membres du jury trouvent ici nos vifs remerciements anticipés.



هذا العمل يتمثل في دراسة نظرية لبرج تبريد (Aéroréfrigérant) ذو شكل (Hyperboloïde) مدور و يحسب بطريقة تتركز على نظرية (La membrane) مصادقة لقوانين (BAEL 83) .

RESUME :

Ce travail consiste en une étude théorique d'un aeroréfrigérant en hyperboloïde de révolution et sera calculé par une méthode basée sur la théorie de la membrane conformément aux règles BAEL 83.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

SOMMAIRE

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I-1. INTRODUCTION.....	1
I-2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.....	1
I-3. GEOMETRIE DE L'HYPERBOLOIDE DE REVOLUTION.....	2
I-4. DIMENSIONS ET DIFFERENTS PARTIES CONSTITUANT LA TOUR.....	3
I-4-1. DIMENSIONS DE LA TOUR.....	3
I-4-2. DIFFERENTES PARTIES CONSTITUTIVES DE LA TOUR.....	3
I-4-2-1. LA CEINTURE SUPERIEURE.....	3
I-4-2-2. LA COQUE.....	3
I-4-2-3. LA CEINTURE INFERIEURE.....	3
I-4-2-4. LES POTEAUX.....	3
I-4-2-5. LA JUPE DE FONDATION.....	3
I-4-2-6. LA FONDATION.....	4
I-4-2-7. LA CUVE.....	4

CHAPITRE II : CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

II-1. BETON.....	9
II-1-1. RESISTANCE MECANIQUE DU BETON.....	9
II-1-2. CONTRAINTES LIMITES.....	9
II-1-3. DIAGRAMME DE CALCUL.....	11
II-1-4. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE.....	11
II-1-5. COEFFICIENT DE POISSON.....	11
II-2. LES ACIERS.....	12
II-2-1. NUANCES DES ACIERS UTILISES.....	12
II-2-2. DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION.....	12
II-2-3. CONTRAINTES LIMITES.....	13

II-3. HYPOTHESES DE CALCUL.....	13
II-4. DIAGRAMME CONTRAINTES-DEFORMATIONS.....	14

CHAPITRE III : RAPPELS SUR LA THEORIE DES COQUES MINCES
AXISYMETRIQUE

III-1. DEFINITION.....	15
III-2. PROPRIETES GEOMETRIQUES.....	15
III-3. RELATION CONTRAINTES-EFFORTS.....	16
III-4. RELATION DEPLACEMENTS-DEFORMATIONS.....	16
III-5. RELATION CONTRAINTES-DEFORMATIONS.....	17
III-6. EXPRESSION DES DEPLACEMENTS EN COORDONNEES POLAIRES.....	19
III-6-1. RELATIONS DEFORMATIONS-DEPLACEMENTS.....	19
III-6-2. RELATIONS CONTRAINTES-DEFORMATIONS.....	21
III-7. EQUATIONS D'EQUILIBRE.....	22

CHAPITRE IV : CALCUL DES CHARGES ET DES EFFORTS DE
MEMBRANES

IV-1. DETERMINATION DES EFFORTS PAR INTEGRATION NUMERIQUE.....	24
IV-2. INFLUENCE DE LA CEINTURE SUPERIEURE.....	25
IV-3. DETERMINATION DU POIDS DE LA CEINTURE SUPERIEURE.....	26
IV-4. EVALUATION DES EFFORTS DE MEMBRANE DUS A LA CEINTURE DANS LA TOUR.....	26
IV-5. INFLUENCE DU POIDS PROPRE DU PROFIL HYPERBOLIQUE.....	27
IV-5-1. DETERMINATION DES EFFORTS DE MEMBRANE.....	27
IV-6. DETERMINATION DU POIDS DE LA CEINTURE INFERIEURE.....	37
IV-6.1 DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE DE LA SECTION DE LA CEINTURE.....	37
IV-7. DETERMINATION DU NOMBRE DE POTEAUX.....	37
IV-8. CALCUL DE LA PERIODE T.....	39
IV-9. CALCUL DE LA FORCE HORIZONTALE.....	40

CHAPITRE V : ETUDE AU VENT

V-1. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VENT.....	41
--	----

V-1-1. CALCUL DE LA TRAINÉE T.....	41
V-1-1-1. EVALUATION DE S_t	41
V-1-1-2. EVALUATION DE C_p	42
V-1-1-3. EVALUATION DE q_r	42
V-1-2. PRESSION DYNAMIQUE AGISSANT SUR LE MAITRE-COUPLE "n" q_h	43
V-1-3. EFFORT PARTIEL T_i AGISSANT SUR LE MAITRE-COUPLE "i".....	45
V-1-4. MOMENT A LA BASE DU A L'EFFORT PARTIEL T.....	45
V-2. EFFORT DE MEMBRANE DANS LA TOUR DUS A L'ACTION NORMALE DU VENT.....	46
V-2-1. ACTIONS EXTERIEURES DU VENT.....	46
V-2-2. ACTION INTERIEURE DU VENT.....	53

CHAPITRE VI : CALCUL DES ARMATURES

VI-1. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE SUPERIEURE.....	55
VI-1-1. ARMATURES PRINCIPALES.....	55
VI 1-2. ARMATURES DE REPARTITION.....	55
VI 1-3. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	56
VI-2. FERRAILLAGE DE LA TOUR.....	56
VI-2-1. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES.....	57
VI-2-2. FERRAILLAGE SUIVANT LES CERCLES PARALLELE.....	61
VI-2-2-1. CALCUL D'ARMATURES.....	63
VI-3. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE INFERIEURE.....	64
VI-3-1. CALCUL DE LA CHARGE REPARTIE q POUR LA TRAVEE.....	64
VI-3-2. CALCUL DES ARMATURES.....	65
VI-3-3. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....	66
VI-4. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....	67
VI-4-1. MOMENT DE RENVERSEMENT DU AU VENT NORMAL A LA BASE DES PILIERS.....	67
VI-4-2. ETAT DE MOMENT DE COMPRESSION L'ENSEMBLE DES POTEAUX SUR	

VI-4-3. CALCUL DES DEUX OPOTEAUX DIAGONAUX LES PLUS SOLLICITES

VI-4-4. FERRAILLAGE DES POTEAUX.....70

VI-4-5. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....70

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة
72
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE VII : CALCUL DES FONDATIONS

VII-1. VERIFICATION AU REVERSEMENT.....73

VII-1-1. CALCUL DU MOMENT DU AU VENT A LA BASE DE LA FONDATION.....73

VII-1-2. LE MOMENT A LA BASE DE LA FONDATION DU AU SEISME.....74

VII-1-3. POIDS TOTAL DU BETON.....74

VII-2. CALCUL DES CONTRAINTES DANS LE SOL.....76

VII-3. CALCUL DU MOMENT EN A.....76

VII-4. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA SEMELLE.....77

VII-5. CAS DE LA SEMELLE INCLINEE.....78

VII-6. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....79

VII-7. CALCUL DE LA JUPE DE FONDATION.....80

CHAPITRE VIII : CALCUL DU RESERVOIR

VIII-1. INTRODUCTION.....85

VIII-2. RESERVOIR PLEIN.....87

VIII-2. RESERVOIR VIDE.....89

VIII-3. CALCUL DE LA PAROI.....89

VIII-4. CALCUL DE LA CEINTURE.....89

VIII-5. CALCUL DU RADIER.....90

VIII-6. SCHEMA DE FERRAILLAGE.....91

CHAPITRE IX : EXECUTION DE LA TOUR

CONCLUSION GENERALE

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

CHAPITRE I

PRESENTATION DU PROJET

I-1. INTRODUCTION

De nombreux procédés industriels nécessitent l'utilisation d'un moyen de refroidissement.

Les centrales électriques constituent un cas exemplaire compte tenu des échanges thermiques mis en jeu. Ainsi les grandes industries se trouvent dans l'obligation d'ériger de coûteux ouvrages pour récupérer et refroidir une eau qui devient de plus en plus rare. Il était commode d'obtenir ce refroidissement en cycle ouvert, toutefois le choix de ce principe est devenu soit très onéreux soit même impossible compte tenu des ressources disponibles ou des conditions réglementaires de protection de l'environnement concernant la limite de pollution thermique des fleuves ou rivières.

L'utilisation de l'eau de mer peut évidemment apparaître comme la solution idéale étant donnée des possibilités a priori considérables, cette solution est effectivement retenue, mais le choix des sites exploitables en cycle ouvert en bord de mer est limité, en particulier par la nécessité de courant de marée permettant l'évacuation de la chaleur rejetée.

Les réfrigérants atmosphériques sont constitués de surfaces de révolution à simple ou double courbure (cône, hyperboloïde ...). Il s'agit de réaliser une cheminée à tirage suffisant sans pour autant être sur-dimensionnée.

Le calcul de notre ouvrage se fera par une méthode basée sur la théorie de la membrane appliquée à des coques axisymétriques.

I-2. DESCRIPTION DE L'OUVRAGE

L'aéroréfrigérant étudié a la forme d'une tour en hyperboloïde de révolution. C'est une coque mince d'épaisseur variable qui repose par l'intermédiaire d'une poutre sur une triangulation formée de diagonales circulaires (poteaux), qui elle-même repose sur les fondations par l'intermédiaire d'une jupe en forme de cône de révolution. Un bassin circulaire construit à l'intérieur de cette jupe permet de récupérer l'eau refroidie. L'eau chaude est acheminée par des canalisations sur lesquelles sont branchées des tuyauteries munies de gicleurs qui assurent la répartition de l'eau sur les corps d'échanges constitués de feuilles ondulées en matière plastique assemblées les unes aux autres pour former des blocs types nids d'abeilles communément dénommés «packings». C'est par la grande surface de contact eau-air ascendant et par l'évaporation qui en est la conséquence que la température de l'eau chute d'environ 12°C.

Pour réduire l'évaporation et les pertes d'eau :

- 1-La forme hyperboloïde de la tour crée une dépression montante qui accélère le mouvement de l'air dans la cheminée ;
- 2-Dans la partie inférieure au col l'air chargé de vapeurs d'eau subit une compression qui engendre une condensation des vapeurs qui se transforment en eau et retombent dans le bassin.

I-3. GEOMETRIE DE L'HYPERBOLOÏDE DE REVOLUTION :

La perspective du volume d'un réfrigérant est représentée dans la Figure 1, les axes de coordonnées OXYZ sont définis au niveau du col, l'équation de la surface s'écrit :

$$\frac{x^2 + y^2}{a^2} - \frac{z^2}{b^2} = 1$$

C'est une forme de construction courante pour les tours réfrigérantes et pour laquelle la littérature est malheureusement très pauvre.

Si nous coupons la surface par le plan ($y = a$) ou par tout autre plan tangent à la surface et parallèle à l'axe OZ, pour ($y = a$) nous obtenons deux droites AA' et BB' :

$$z = \pm \frac{b}{a} * x$$

Ainsi l'hyperboloïde de révolution est une surface doublement réglée engendrée par la rotation d'une droite AA', tangente à tous les points de la section droite d'un cylindre de rayon «a» et inclinée sur la génératrice de ce cylindre d'un angle α tel que :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b}{a}$$

Chacune de ces droites est une asymptotique pour laquelle il existe une asymptotique conjuguée jouissant des mêmes propriétés, ce sont les génératrices de la surface.

Soit ω l'angle que font les deux asymptotiques se coupant en un point quelconque de la surface, cet angle est tel que :

$$\cos (\omega / 2) = \sin \alpha / \sin \beta$$

Où β est l'angle que fait avec l'horizontale la tangente à la méridienne au point considéré.

Le rayon de torsion géodésique des directions asymptotiques est :

$$T = \sqrt{\bar{R}_1 * \bar{R}_2}$$

Ou :

$$\bar{R}_1 = \frac{a^2 * b^2}{(a^2 \sin^2 \beta - b^2 \cos^2 \beta)^{\frac{3}{2}}}$$

Et :

$$\bar{R}_2 = \frac{a^2}{(a^2 \sin^2 \beta - b^2 \cos^2 \beta)^{\frac{1}{2}}}$$

1-4. DIMENSIONS ET DIFFERENTES PARTIES CONSTITUANT LA TOUR

1-4-1. DIMENSIONS DE LA TOUR

Soit le réfrigérant de la Figure 2

- Rayon du cercle de gorge :

$$a = 12,00 \text{ m}, (Z=0)$$

- Rayon de parallèle inférieur :

$$r_0 = 21,00 \text{ m} (Z = 39,00)$$

- Hauteur de la tour :

$$h = 1 + 6 + 44.9 = 51,9 \text{ m}$$

- Epaisseur de la coque : 12 cm pour $Z < 18$ m puis variation linéaire jusqu'à 33 cm à la base de la tour.

1-4-2. DIFFERENTES PARTIES CONSTITUTIVES DE LA TOUR

1-4-2-1. LA CEINTURE SUPERIEURE (Figure3)

C'est un anneau circulaire dont le rôle est de parer aux efforts d'ovalisation dus au vent.

1-4-2-2. LA COQUE

C'est la plus grande partie dans la tour, avec une épaisseur de 12 cm, du niveau $Z = -6$ m jusqu'au niveau $Z = +18$ m, puis variant linéairement jusqu'à atteindre à la base 33cm.

1-4-2-3. LA CEINTURE INFERIEURE (Figure4)

C'est un anneau dont le rôle est de raidir la paroi et d'assurer une bonne répartition des efforts sur les poteaux.

1-4-2-4. LES POTEAUX

Ce sont des colonnes de section circulaire (diamètre $D=33$ cm), disposées en diagonales. L'angle formé par deux poteaux, sera celui formé par les génératrices à la base de la tour, et leur inclinaison sera celle de la tangente à la méridienne en ce point, pour que les efforts méridiens passent directement dans ces derniers. Le nombre de ces poteaux est choisi de façon à ce que la portée de la travée (ceinture inférieure) ne dépasse pas 4,00m.

1-4-2-5. LA JUPE DE FONDATION

En forme de tronc de cône à section annulaire, de 45cm d'épaisseur et de hauteur 2,80 m. L'épaisseur importante choisie permet d'assurer une bonne rigidité et une meilleure stabilité.

I-4-2-6. LA FONDATION

Vu l'importance du diamètre à la base, on a opté pour des raisons d'économie pour une semelle annulaire. Cette semelle de largeur 2m et de hauteur 70cm, sera placée normalement à la paroi de la jupe, ce qui permet à l'effort transmis par la paroi d'être acheminé axialement et minimiser l'excentricité éventuelle.

I-4-2-7. LA CUVE (figure 5)

C'est un bassin circulaire de 43,6m de diamètre, de 2,10m de hauteur. La paroi a une épaisseur de 12cm et le radier une épaisseur de 18cm.

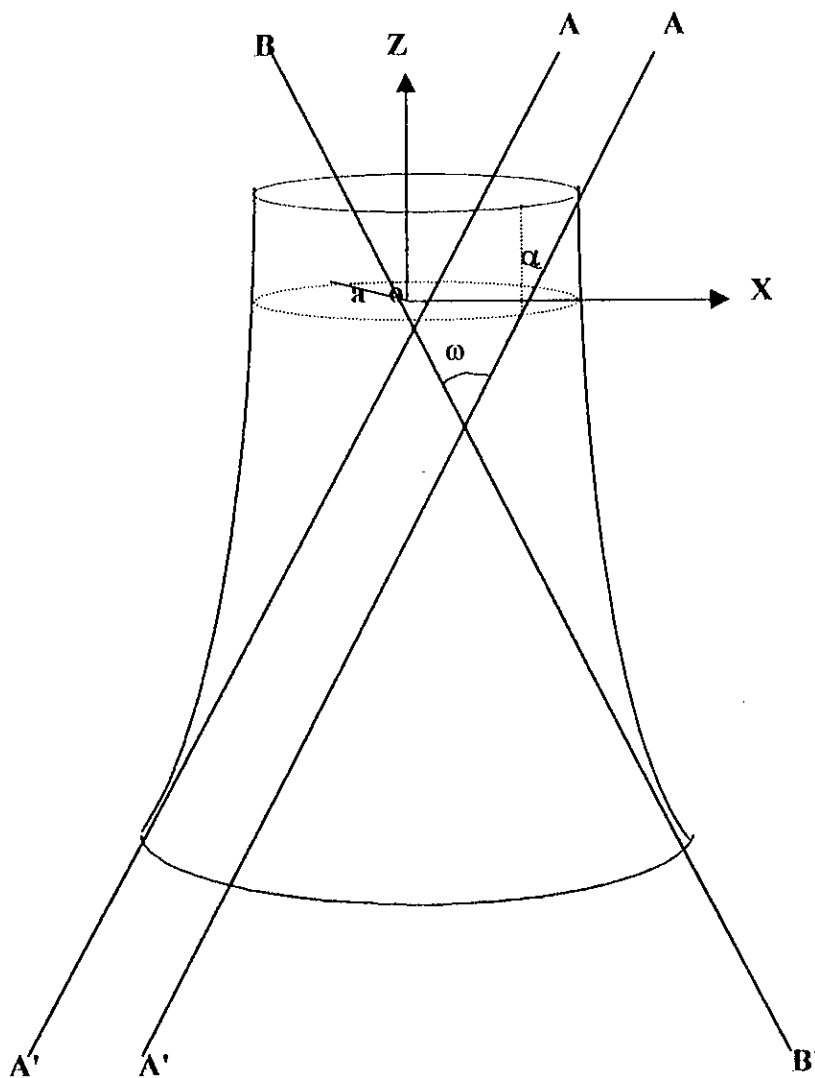


Figure -1-

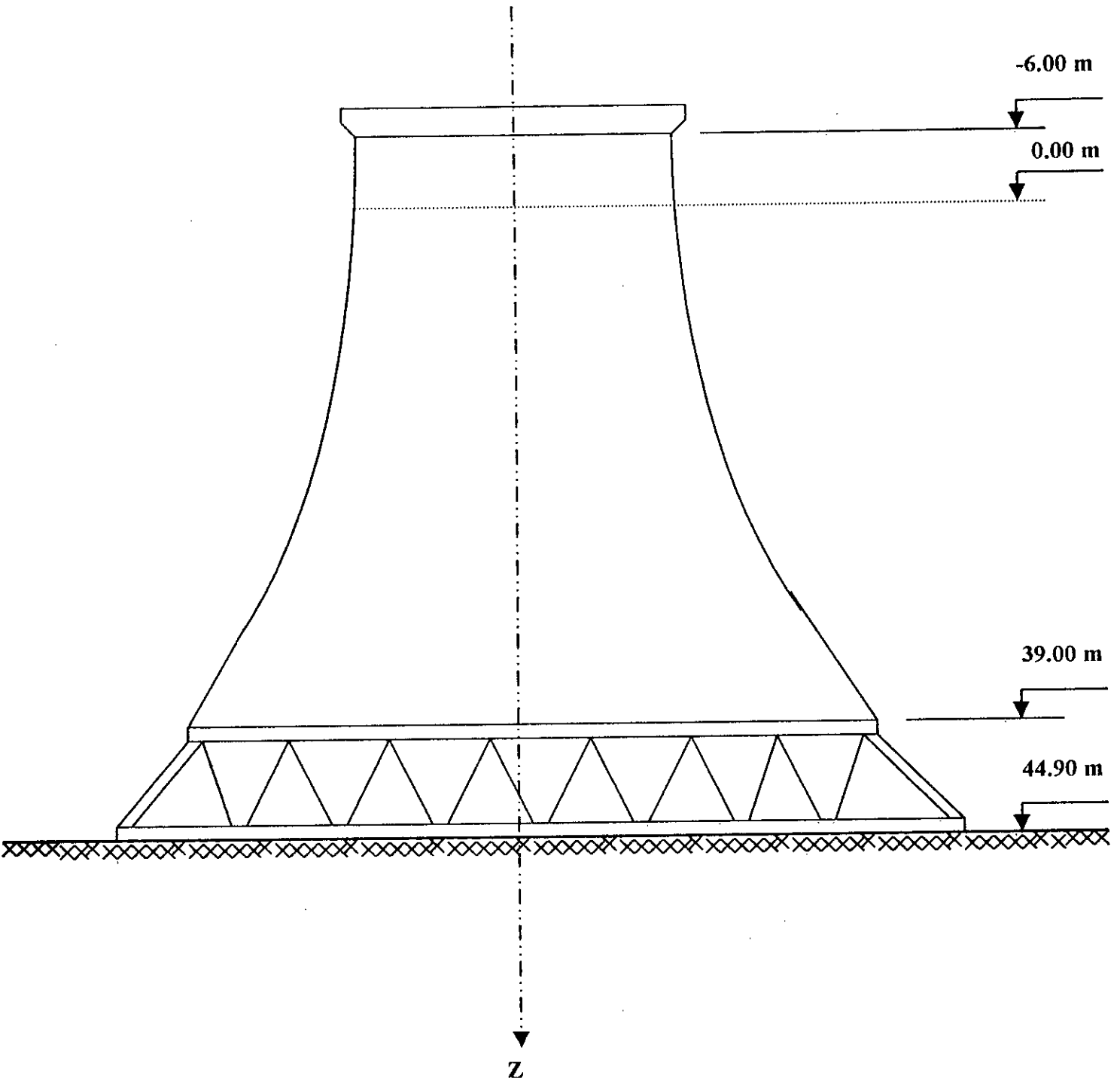


Figure -2-

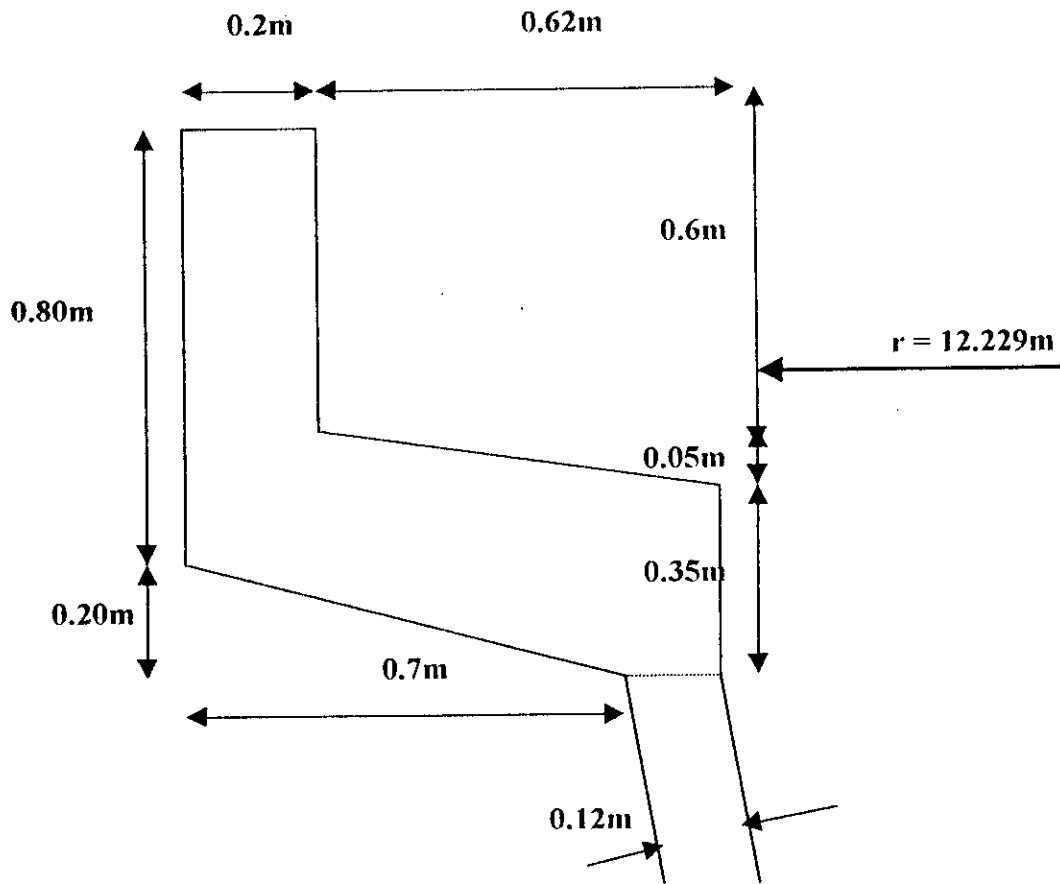


Figure -3-

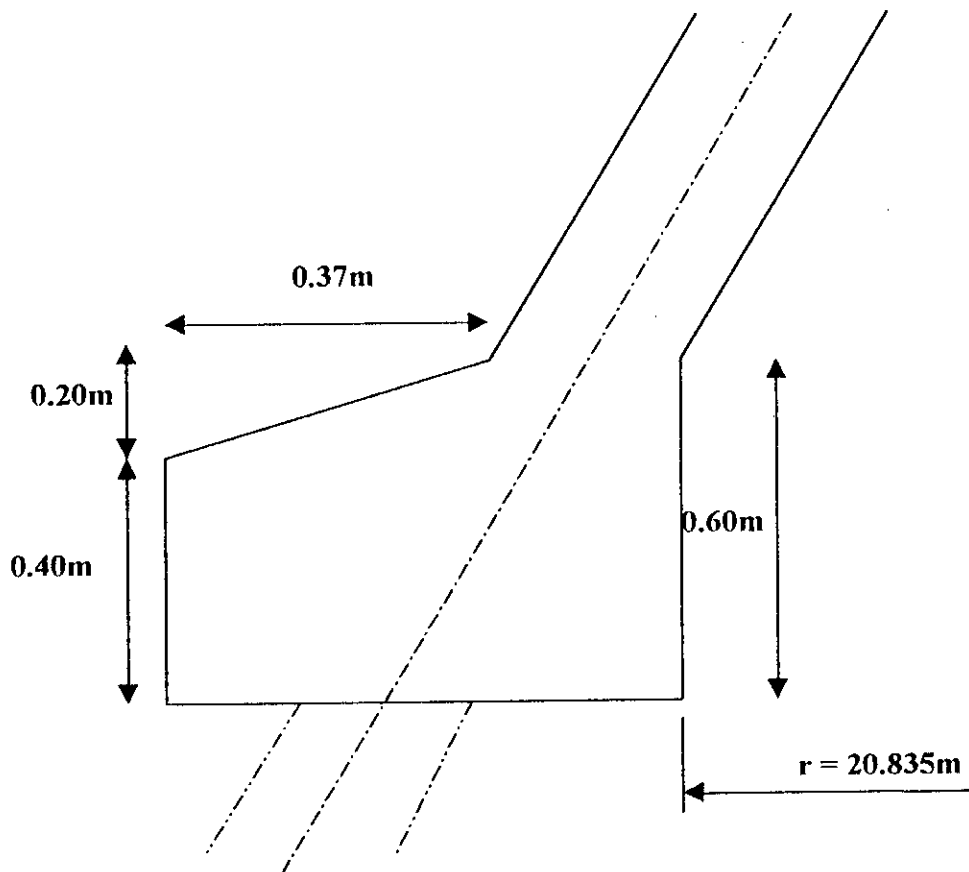


Figure -4-

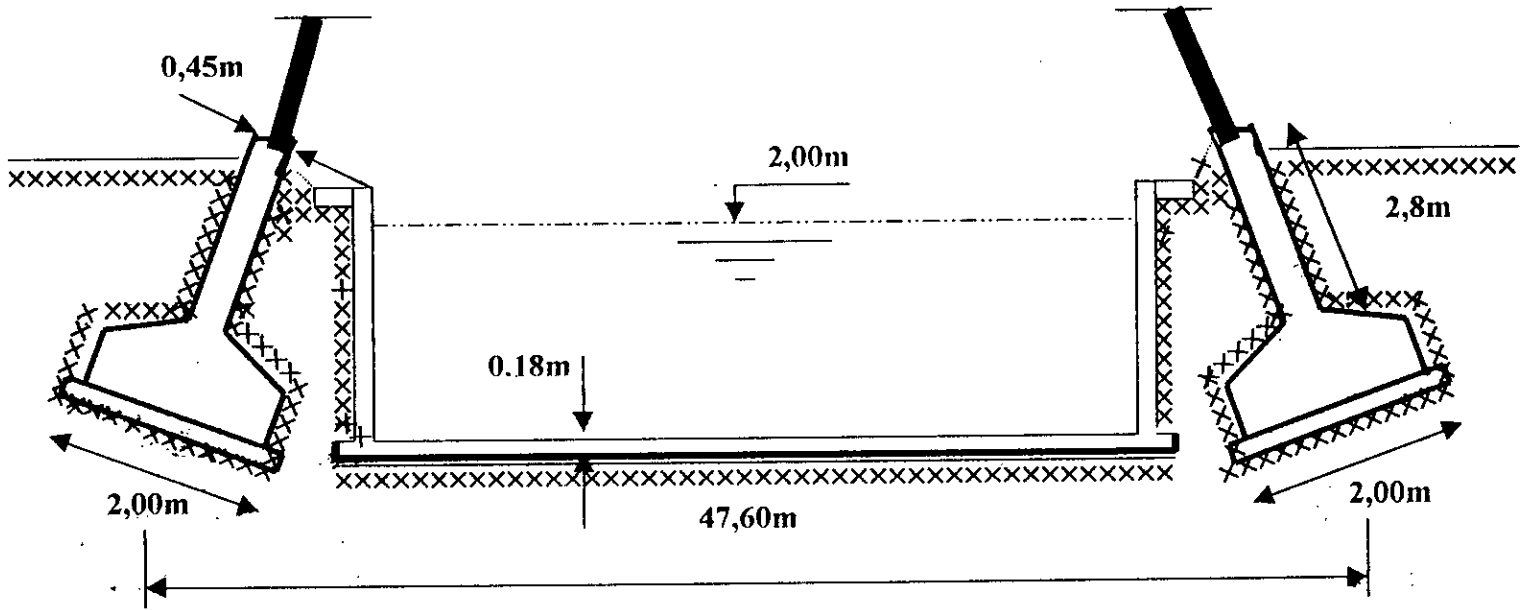


Figure -5-

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

CHAPITRE II

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Les principaux matériaux utilisés pour l'exécution de la tour sont le béton et l'acier. Leurs caractéristiques sont présentées dans le présent chapitre.

II-1. BETON

Le béton destiné aux constructions en (B.A.) doit être résistant, convenablement compacté et sera calculé conformément aux règles techniques du béton armé aux états limites (BAEL 83) ainsi qu'aux règles parasismiques algériennes (RPA 88).

II-1-1. RESISTANCE MECANIQUE DU BETON

- Résistance caractéristique à la compression à j jours :

$$f_{cj} = 0.685 * f_{c_{28}} * \log(j + 1)$$

Si $j \geq 60$ on admet :

$$f_{cj} = 1.1 * f_{c_{28}}$$

Avec :

$f_{c_{28}}$: résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours en MPA.

- Résistance caractéristique à la traction à j jours en (MPA) :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 * f_{cj}$$

Pour cet ouvrage on utilise un béton dosé à 400 kg/m^3 . On admet une résistance, de 25 MPA à la compression et de 2.1 MPA à la traction.

II.1.2. CONTRAINTES LIMITES

Une contrainte limite est une contrainte particulière au-delà de laquelle une structure ou bien un de ses éléments cesse de remplir les fonctions pour lesquelles il était conçu.

A/ CONTRAINTE A L'ETAT LIMITE ULTIME «ELU» :

La contrainte du béton en compression est :

$$f_{bu} = 0.85 * f_{c_{28}} / \gamma_b$$

Avec : γ_b : coefficient de sécurité donné par :

$\gamma_b = 1.15$ (actions accidentelles)

$\gamma_b = 1.5$ (actions courantes)

B/ CONTRAINTE A L'ETAT LIMITE DE SERVICE «ELS» :

Elle constitue les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou bien de l'un de ses éléments ne sont plus satisfaites. Les vérifications portent sur:

- 1- L'état limite de compression du béton, on vérifie que: $\sigma_{bc} \leq 0,6 * f_{cj}$
- 2- L'état limite d'ouverture des fissures, on distingue à cet effet trois cas:

a- fissuration peu nuisible- pas de limitation.

b- fissuration préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \text{Inf} \left(\frac{2}{3} * f_e, 150 * \eta \right)$$

c- fissuration très préjudiciable:

$$\sigma_{st} \leq \text{Inf} (0,5 * f_e, 110 * \eta)$$

η : coefficient de fissuration, dont la valeur est:

$\eta = 1$ ronds lisses.

$\eta = 1,6$ généralement pour les barres HA

C/ CONTRAINTE ULTIME DE CISAILLEMENT

La contrainte de cisaillement à l'ELU est définie par :

$$\tau = \frac{V_u}{b_v d}$$

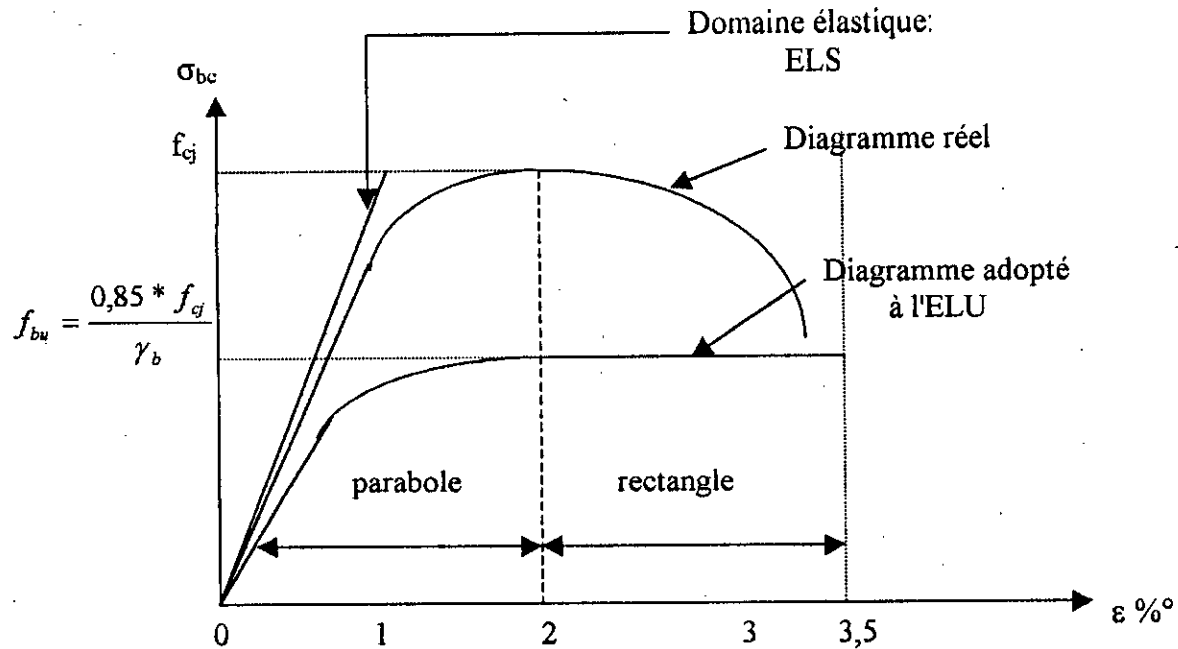
V_u : valeur de l'effort tranchant.

La contrainte admissible de cisaillement est définie par :

• $\bar{\tau}_u = \min \{0,13 f_{c28}, 4MPa\}$ Pour une fissuration peu nuisible.

• $\bar{\tau}_u = \min \{0,10 f_{c28}, 3MPa\}$ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

II-1-3. DIAGRAMME DE CALCUL



Le diagramme en parabole-rectangle est utilisé pour le calcul à l'état limite ultime ; dans le calcul à l'état limite de service, on suppose que l'on reste dans le domaine élastique.

II-1-4. MODULE DE DEFORMATION LONGITUDINALE

Il est déterminé par la formule suivante :

$$E_{ij} = 11000 * (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

Pour une durée d'application des charges inférieure à 24 heures.

On peut admettre pour de très grandes valeurs de j ($j \rightarrow \infty$) :

$$E_{ij} = 11000(1.1 * f_{c_{28}})^{\frac{1}{3}}$$

▪ Pour une application des charges de longue durée (actions permanentes) :

$$E_{ij} = 3700 * (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

II-1-5. COEFFICIENT DE POISSON :

$$\nu = \frac{\Delta a / a}{\Delta L / L}$$

Avec:

$\Delta a/a$: augmentation relative de la dimension transversale.

$\Delta L/L$: raccourcissement relatif longitudinal.

Les règles (BAEL) préconisent, pour le coefficient de poisson, les valeurs suivantes:

$\nu = 0.0$ à l'ELU

$\nu = 0.2$ à l'ELS

II-2. LES ACIERS :

Les aciers de construction en béton armé se différencient les uns des autres suivant leurs nuances, leurs états de surface...

II-2-1. NUANCES DES ACIERS UTILISES

A/ ACIERS RONDS LISSES

- Acier naturel Fe E24 caractérisé par :
 - La limite élastique 235 MPA.
 - La contrainte de rupture de 410 à 490 MPA.
 - Allongement élastique $\epsilon = 1,022\%$.

B/ ACIERS A HAUTE ADHERENCE

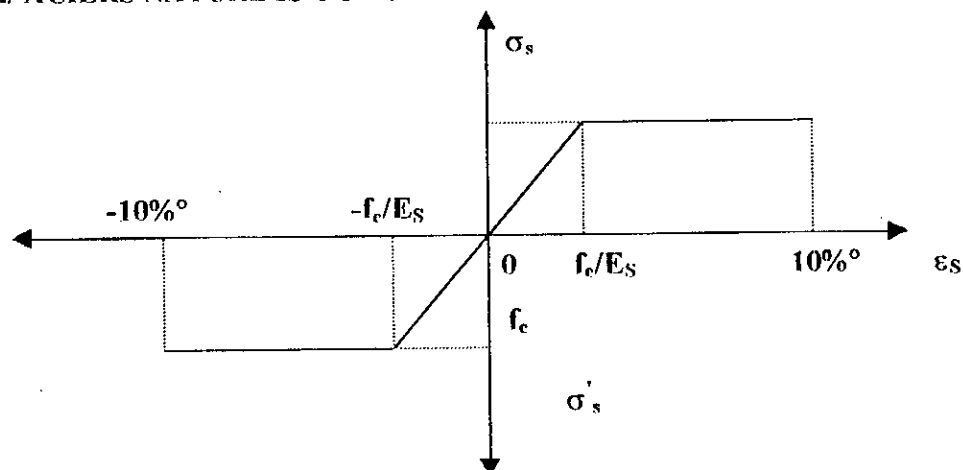
- Aciers de type 1 de nuance feE40 caractérisés par :
 - La limite élastique : $f_e = 400$ MPA.
 - La contrainte de rupture 480 MPA.
 - L'allongement ϵ de l'ordre de 1,739 %.

C/ MODULE D'ELASTICITE

Le module d'élasticité longitudinal E_s est pris égal à $2 \cdot 10^5$ MPA.

II-2-2. DIGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATION

A/ ACIERS NATURELS OU FORTEMENT ECROUIS



II-2-3. CONTRAINTES LIMITES

A/ CONTRAINTE A L'ELU

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :

γ_s : coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$: situation accidentelle.

$\gamma_s = 1,15$: situation courante.

B/ CONTRAINTE A L'ELS

- fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 150\eta \right\}$$

- fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e, 110\eta \right\}$$

Avec : $\eta = 1$ dans le cas des ronds lisses et treillis soudés
 $\eta = 1.6$ dans le cas d'aciers à haute adhérence

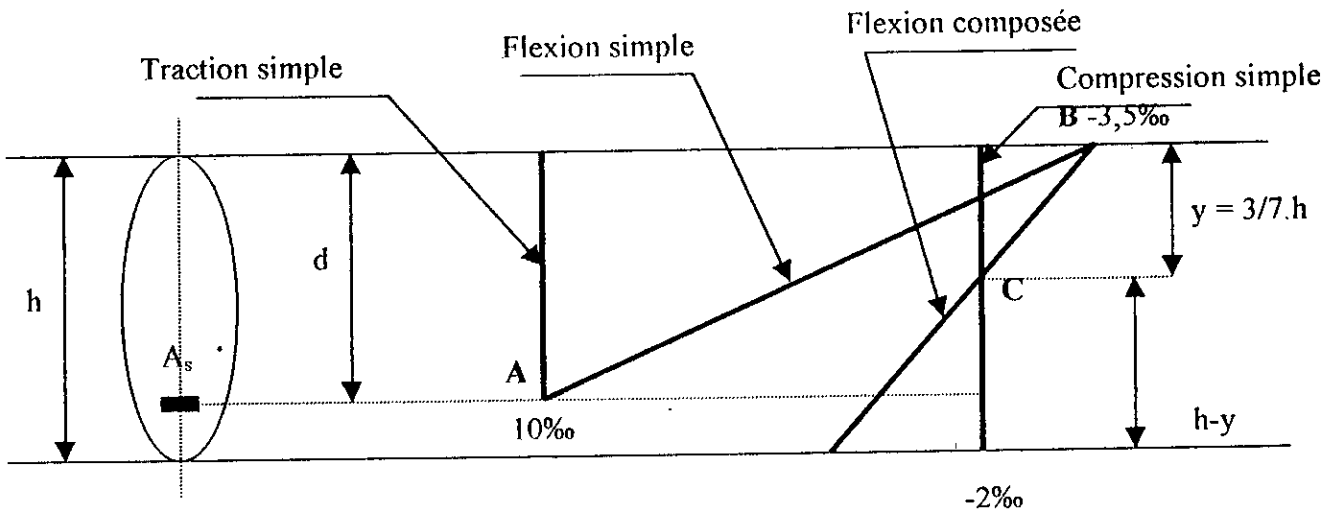
II-3. HYPOTHESES DE CALCUL

A/ A L'ETAT LIMITE ULTIME

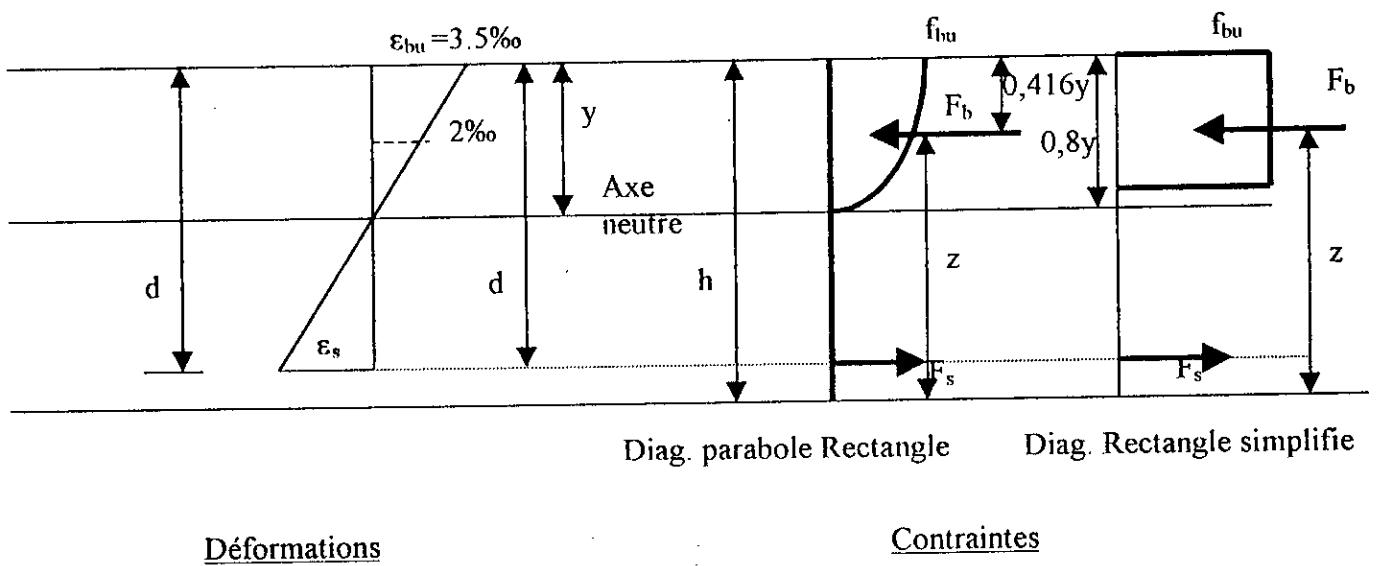
- Hypothèse de BERNOULLI : conservation des sections planes (diagramme de déformations linéaire).
- Béton tendu négligé.
- Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Limitations des déformations relatives:
 - Raccourcissement ultime du béton:
 - $\epsilon_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3}$ (en flexion)
 - $\epsilon_{bu} = 2,5 \cdot 10^{-3}$ (en compression simple)
 - Allongement ultime des armatures:
 - $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$

Les diagrammes linéaires de déformations passent obligatoirement par l'un des trois pivots A, B ou C.

Règle des 3 pivots:



II-4. Diagramme contraintes-déformations



CHAPITRE III
RAPPELS SUR LA
THEORIE DES COQUES
MINCES
AXISYMETRIQUES

CHAPITRE III RAPPELS SUR LA THEORIE DES COQUES MINCES AXISYMETRIQUES

III-1. DEFINITION

Les coques sont des solides dont la géométrie est définie par la forme de la surface moyenne et son épaisseur en chaque point.

III-2. PROPRIETES GEOMETRIQUES

Parmi les propriétés géométriques importantes de la surface des coques axisymétriques il y'a la symétrie axiale, qui justifie l'appellation de surface de révolution.

Une surface de révolution est une surface engendrée par la rotation d'une courbe plane autour d'un axe situé dans le plan de cette courbe, cette dernière est appelée méridien, et son plan, le plan méridien. Les courbes obtenues par l'intersection de la surface avec les plans perpendiculaires à l'axe de rotation sont des cercles appelés parallèles.

Etant donné la complexité de l'étude du comportement des coques soumises à un chargement, on admet dans la théorie des coques certaines hypothèses fondamentales qui permettent de simplifier le problème.

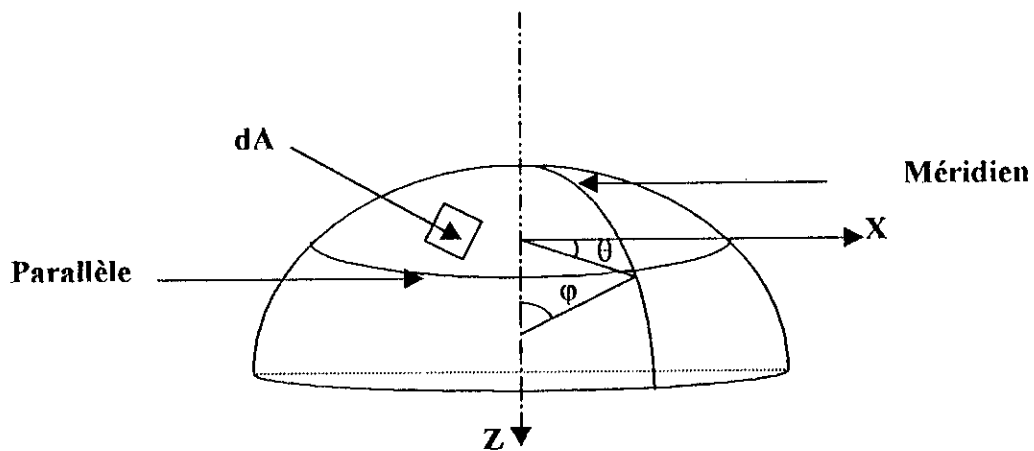


Figure 6

- 1- L'épaisseur de la coque " h " est négligeable par rapport aux autres dimensions et au rayon de courbure de la surface moyenne.
- 2- Les éléments normaux à la surface moyenne avant déformation restent normaux à la surface moyenne déformée.
- 3- La composante de la contrainte normale à la surface moyenne est petite par rapport aux autres composantes de contraintes.
- 4- Les déplacements et les déformations sont petits, alors les quantités contenant des termes d'ordre supérieur sont négligées devant les termes du premier ordre dans les équations de déformations.
- 5- Le chargement et la géométrie présentent une symétrie axiale par rapport à l'axe de révolution de la coque.

III-3. RELATIONS CONTRAINTES- EFFORTS

Pour étudier les efforts internes, on découpe dans la coque, un prisme élémentaire dont les arêtes sont quatre normales à la surface moyenne.

Les forces par unité de longueur agissant normalement dans les sections normales de la figure sont: N_x, N_y .

$$N_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x \cdot ds$$

$$ds = \theta \cdot (r_y - z) \cdot dz = \frac{1}{r_y} \cdot (r_y - z) \cdot dz$$

$$N_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x \cdot \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) \cdot dz$$

De même:

$$N_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_y \cdot \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) \cdot dz$$

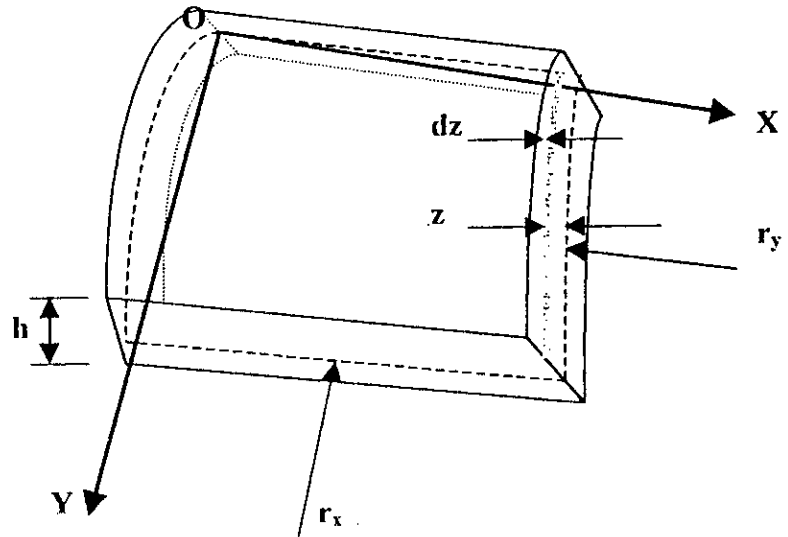


Figure 7

Les moments de flexion par unité de longueurs dans les sections normales au plan moyen sont :

$$M_x = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_x \cdot z \cdot \left(1 - \frac{z}{r_y}\right) \cdot dz$$

$$M_y = \int_{-\frac{h}{2}}^{\frac{h}{2}} \sigma_y \cdot z \cdot \left(1 - \frac{z}{r_x}\right) \cdot dz$$

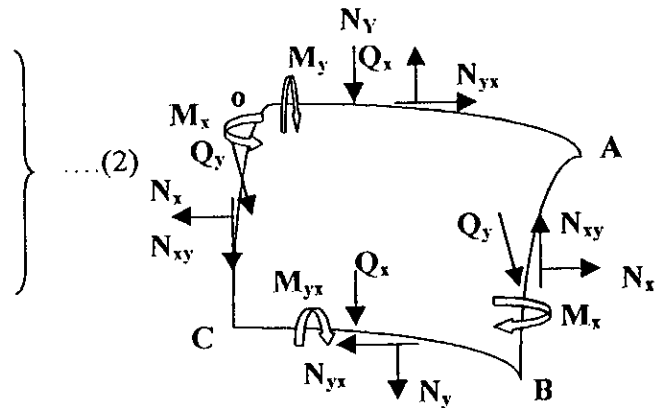


Figure 8

III-4. RELATIONS DEPLACEMENTS-DEFORMATIONS

On suppose dans un premier temps que la flexion engendre une rotation des faces latérales de l'élément OABC uniquement autour de leurs fibres d'intersection avec la surface moyenne. Après déformation les rayons de courbures sont : r_x, r_y et les allongements unitaires sont :

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{dl_x}{l_x} = -\frac{z}{1-\frac{z}{r_x}} \left(\frac{1}{r'_x} - \frac{1}{r_x} \right) \\ \varepsilon_y &= \frac{dl_y}{l_y} = -\frac{z}{1-\frac{z}{r_y}} \left(\frac{1}{r'_y} - \frac{1}{r_y} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

Les tensions sur les côtés latéraux du prisme élémentaire engendrent des déplacements de ses côtés parallèlement à eux-mêmes. Soit $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ les allongements unitaires de la surface moyenne:

$$\varepsilon_x = \frac{l_2 - l_1}{l_1}$$

$$l_1 = ds \cdot \left(1 - \frac{z}{r_x}\right)$$

$$l_2 = ds \cdot (1 + \varepsilon_1) \cdot \left(1 - \frac{z}{r'_x}\right)$$

Donc:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{\varepsilon_1}{1-\frac{z}{r_x}} - \frac{z}{1-\frac{z}{r_x}} \left[\frac{1}{(1-\varepsilon_1)r'_x} - \frac{1}{r_x} \right] \\ \varepsilon_y &= \frac{\varepsilon_2}{1-\frac{z}{r_y}} - \frac{z}{1-\frac{z}{r_y}} \left[\frac{1}{(1-\varepsilon_2)r'_y} - \frac{1}{r_y} \right] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

L'effet des déplacements $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ sur les courbures est négligeable par conséquent les équations (4) deviennent:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \varepsilon_1 - z \cdot \left(\frac{1}{r'_x} - \frac{1}{r_x} \right) = \varepsilon_1 - \chi_x \cdot z \\ \varepsilon_y &= \varepsilon_2 - z \cdot \left(\frac{1}{r'_y} - \frac{1}{r_y} \right) = \varepsilon_2 - \chi_y \cdot z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

III-5. RELATIONS CONTRAINTES-DEFORMATIONS

En présence d'un état de contrainte tridimensionnel, la relation contrainte-déformation pour un matériau isotrope est exprimée par la loi de HOOK généralisée.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xy} &= \frac{\tau_{xy}}{G} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\tau_{xz}}{G} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\tau_{yz}}{G} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

E: module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG)
 ν: coefficient de POISSON
 G: module d'élasticité transversale

D'après les hypothèses (1), (3) et (5):

$$\sigma_z = \tau_{xy} = \tau_{xz} = \tau_{yz} = 0$$

Les équations (6) deviennent:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu\sigma_y] \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu\sigma_x] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (8)$$

Donc:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_x + \nu\varepsilon_y] \\ \sigma_y &= \frac{E}{1-\nu^2} [\varepsilon_y + \nu\varepsilon_x] \end{aligned}$$

$$\sigma_x = \frac{E}{1-\nu^2} [\epsilon_1 + \nu\epsilon_2 - z(\chi_x + \nu\chi_y)]$$

$$\sigma_y = \frac{E}{1-\nu^2} [\epsilon_2 + \nu\epsilon_1 - z(\chi_y + \nu\chi_x)]$$

Les expressions des efforts dans l'élément de coque sont obtenues en négligeant les quantités

$$\frac{z}{r_x} \text{ et } \frac{z}{r_y}$$

Et en remplaçant les expressions (9) dans les équations (1) et (2) :

$$\left. \begin{aligned} N_x &= \frac{Eh}{1-\nu^2} (\epsilon_1 + \nu\epsilon_2) \\ N_y &= \frac{Eh}{1-\nu^2} (\epsilon_2 + \nu\epsilon_1) \\ M_x &= -D(\chi_x + \nu\chi_y) \\ M_y &= -D(\chi_y + \nu\chi_x) \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (10)$$

avec : $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$

D: rigidité flexionnelle de la coque.

III-6. EXPRESSION DES DEPLACEMENTS EN COORDONNEES POLAIRES

III-6-1. RELATIONS DEFORMATIONS-DEPLACEMENTS

Lorsqu'une coque se déforme symétriquement, le petit déplacement d'un point peut être décomposé en deux composantes:

- Une composante u suivant la tangente au méridien
- Une composante v suivant la normale à la surface moyenne.

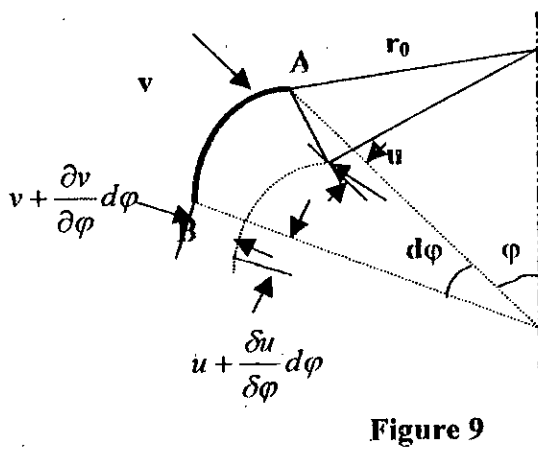


Figure 9

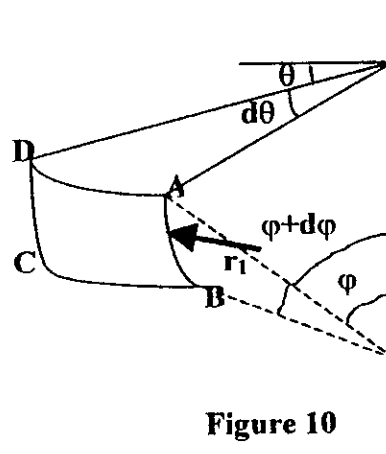


Figure 10

L'élément AB de la figure (10) soumis aux déplacements u et $u+(du/d\varphi).d\varphi$ de ses extrémités subit un allongement égal à $(du/d\varphi).d\varphi$.

Les déplacements radiaux v des points A et B, entraînent un allongement de l'élément égal à $(r_1+v).d\varphi-r_1.d\varphi = v.d\varphi$

Donc le déplacement total de AB est: $(du/d\varphi).d\varphi+v.d\varphi$
 La déformation suivant le méridien s'exprime alors par:

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_\varphi &= \frac{\Delta AB}{ab} = \frac{1}{r_1.d\varphi} \cdot \left(\frac{du}{d\varphi} . d\varphi + v.d\varphi \right) \\ \varepsilon_\varphi &= \frac{1}{r_1} \frac{du}{d\varphi} + \frac{v}{r_1} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (11)$$

Un élément de parallèle subit du fait des déplacements u et v une variation de son rayon r_0 de $(u.\cos\varphi-v.\sin\varphi)$ et par conséquent sa circonférence subit une variation proportionnelle donc:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{r_0} \cdot (u.\cos\varphi - v.\sin\varphi)$$

$$r_0 = r_2 \cdot \sin\varphi$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r_2} \cdot \text{ctg}(\varphi) - \frac{v}{r_2}$$

On considère la variation de courbure de l'élément de coque (figure I), les cotés supérieurs et inférieurs de cet élément font un angle $d\varphi$. Du fait du déplacement u le long du méridien, le coté supérieur de l'élément tourne d'un arc de longueur (u/r_1) par rapport à la normale au méridien. Le déplacement v engendre une rotation du même coté d'un angle $dv/(r_1.d\varphi)$ par rapport à la même normale.

La rotation du coté inférieur est:

$$\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1.d\varphi} + \frac{d}{d\varphi} \left(\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1.d\varphi} \right) . d\varphi$$

Donc:

$$\chi_\varphi = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{d}{d\varphi} \left(\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1.d\varphi} \right) \dots \dots \dots (12)$$

(On néglige la déformation suivant la surface moyenne et l'on obtient la variation de courbure en divisant la variation angulaire par la longueur $r_1.d\varphi$ de l'arc).

Pour le calcul de la variation de courbure dans le plan normal au plan méridien, on remarque que du fait de la symétrie de la déformation, chacun des cotés latéraux de l'élément de coque tourne dans son plan d'un angle déterminé en utilisant la relation (11).

La normale au coté latéral droit de l'élément fait un angle $(\pi/2 - \cos\varphi \cdot d\theta)$ avec la tangente à l'axe Y, la rotation de ce coté dans son plan a une composante par rapport à l'axe Y qui est égale à:

$$\left(\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1 \cdot d\varphi}\right) \cdot \cos\varphi \cdot d\theta$$

Et cela résulte de la variation de courbure:

$$\chi_\theta = \left(\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1 \cdot d\varphi}\right) \cdot \frac{\text{ctg}\varphi}{r_2}$$

$$r_2 = \frac{r_0}{\sin\varphi}$$

$$\chi_\theta = \left(\frac{u}{r_1} + \frac{dv}{r_1 \cdot d\varphi}\right) \cdot \frac{\cos\varphi}{r_0}$$

Donc les relations seront:

$$\varepsilon_\varphi = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{du}{d\varphi} + \frac{v}{r_1}$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r_2} \cdot \text{ctg}\varphi + \frac{v}{r_2}$$

$$\chi_\varphi = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{d}{d\varphi} \left(\frac{u}{r_1} - \frac{dv}{r_1 \cdot d\varphi} \right)$$

$$\chi_\theta = \frac{\cos\varphi}{r_0} \cdot \left(\frac{u}{r_1} - \frac{dv}{r_1 \cdot d\varphi} \right)$$

III-6-2. RELATIONS CONTRAINTES-DEFORMATIONS

$$N_\varphi = \frac{E \cdot h}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_\varphi + \nu \cdot \varepsilon_\theta)$$

$$N_\theta = \frac{E \cdot h}{1 - \nu^2} \cdot (\varepsilon_\theta + \nu \cdot \varepsilon_\varphi)$$

$$M_\varphi = -D \cdot (\chi_\varphi + \nu \cdot \chi_\theta)$$

$$M_\theta = -D \cdot (\chi_\theta + \nu \cdot \chi_\varphi)$$

III-7. EQUATIONS D'EQUILIBRE

Pour raisons de symétrie les côtés de l'élément de coque délimités par les plans méridiens ne sont sollicités que par des contraintes normales.

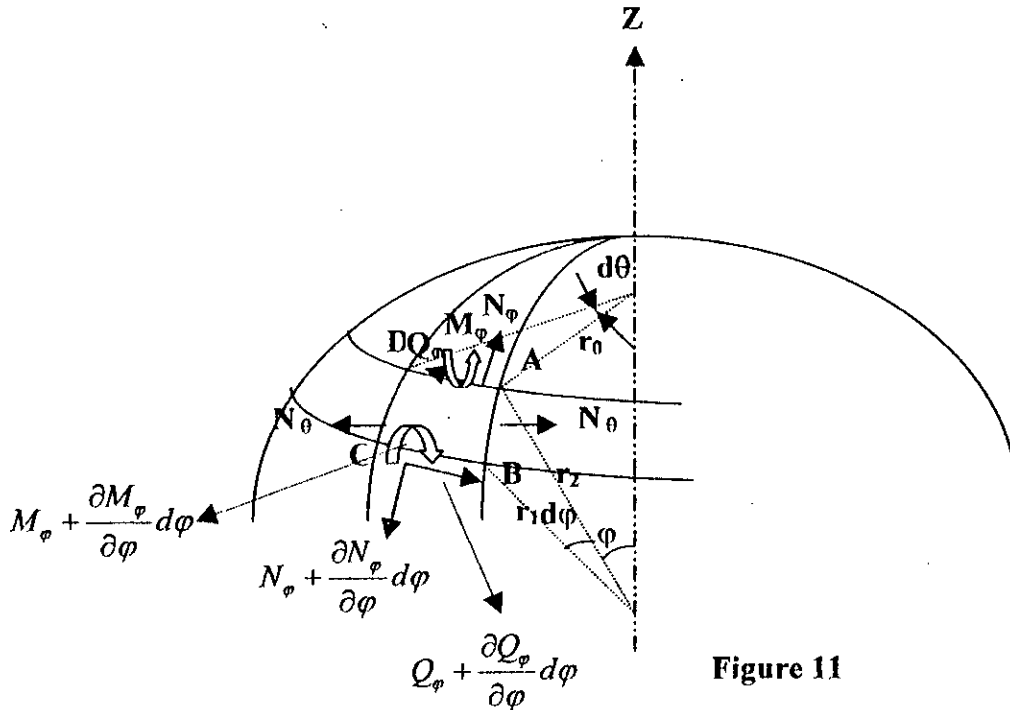


Figure 11

Ces efforts normaux peuvent se réduire à la résultante normale $N_{\theta}.r_1.d\phi$ et le moment résultant $M_{\theta}.r_1.d\phi$. De même le côté perpendiculaire au plan méridien est repéré par l'angle ϕ est sollicité par des contraintes normales. Il en résulte la force $N_{\phi}.r_2.\sin\phi.d\theta$ et le moment $M_{\phi}.r_2.\sin\phi.d\theta$, ainsi que par des efforts tranchants qui se traduisent par $Q_{\phi}.r_2.\sin\phi.d\theta$ normaux à la coque.

Etant donné la symétrie du chargement, les forces extérieures agissant sur l'élément sont deux composantes X et Y agissant suivant les deux axes de coordonnées. Pour obtenir les composantes de la charge extérieure agissant sur l'élément on multiplie les composantes X et Y par la surface élémentaire $(r_1.r_2.\sin\phi).d\phi.d\theta$.

La somme des projections de toutes les forces suivant la tangente au méridien nous donne la première équation:

$$\frac{d}{d\phi}(N_{\phi}.r_0) - N_{\theta}.r_1.\cos\phi - Q_{\phi}.r_0 + Y.r_1.r_0 = 0$$

La seconde équation est obtenue en faisant la somme des projections suivant l'axe z:

$$N_{\phi}.r_0 + N_{\theta}.r_1.\sin\phi + \frac{d}{d\phi}(Q_{\phi}.r_0) + Z.r_1.r_0 = 0$$

$$(M_\varphi + \frac{\partial M_\varphi}{\partial \varphi} . d\varphi) . (r_0 + \frac{dr_0}{d\varphi} . d\varphi) . d\theta - M_\varphi . r_0 . d\theta - M_\theta . r_1 . \cos \varphi . d\varphi . d\theta - Q_\varphi . r_2 . \sin \varphi . r_1 . d\varphi . d\theta = 0$$

En considérant l'équilibre des moments de toutes les forces agissant sur l'élément par rapport à la tangente au cercle parallèle on obtient la troisième équation :

La simplification conduit à :

$$\frac{d}{d\varphi} (M_\varphi . r_0) - M_\theta . r_1 . \cos \varphi - Q_\varphi . r_1 . r_0 = 0$$

Les trois équations d'équilibre sont donc :

$$\left. \begin{aligned} \frac{d}{d\varphi} (N_\varphi . r_0) - N_\theta . r_1 . \cos \varphi - Q_\varphi . r_0 + Y . r_1 . r_0 &= 0 \\ N_\varphi . r_0 + N_\theta . r_1 . \sin \varphi + \frac{d}{d\varphi} (Q_\varphi . r_0) + Z . r_1 . r_0 &= 0 \\ \frac{d}{d\varphi} (M_\varphi . r_0) - M_\theta . r_1 . \cos \varphi - Q_\varphi . r_1 . r_0 &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

CHAPITRE IV
CALCUL DES CHARGES ET
DES EFFORTS DE
MEMBRANES

CHAPITRE IV CALCUL DES EFFORTS ET DES CHARGES DUS AU POIDS DE LA CEINTURE SUPERIEURE ET AU POIDS PROPRE DE LA TOUR.

En négligeant l'état de flexion dans la coque, l'équilibre de l'élément de membrane est donné d'après le système (13) par :

$$\begin{cases} \frac{d(N_{\varphi} r_0)}{d\varphi} - N_{\theta} r_1 \cos \varphi + Y r_1 r_2 = 0 \\ \frac{N_{\varphi}}{r_1} + \frac{N_{\theta}}{r_2} = -Z \end{cases}$$

N_{φ} : effort suivant le méridien.

N_{θ} : effort suivant le parallèle.

r_1, r_2 : Rayons de courbure principaux.

La résolution du système d'équation précédent conduit à la solution N_{φ} :

$$N_{\varphi} = -\frac{1}{r_0 \sin \varphi} \int_{\varphi_0}^{\varphi} r_0 r_1 (Y \sin \varphi + Z \cos \varphi) d\varphi$$

(φ_0 est l'angle méridien constant)

Posons:

$$P_{\varphi} = 2\pi \int_{\varphi_0}^{\varphi} r_0 r_1 (Y \sin \varphi + Z \cos \varphi) d\varphi$$

P_{φ} : représente la composante suivant l'axe de révolution de la résultante des charges extérieures au-dessus d'un cercle parallèle r_0 .

l'expression des efforts méridiens devient :

$$N_{\varphi} = \frac{-P_{\varphi}}{2\pi r_0 \sin \varphi}$$

Et les efforts annulaires N_{θ} sont de la forme :

$$N_{\theta} = -Z r_2 - N_{\varphi} \frac{r_2}{r_1}$$

VI-1. DETERMINATION DES EFFORTS PAR INTEGRATION NUMERIQUE

Le problème de la détermination de l'effort N_{φ} est ramené à la solution numérique de l'intégrale:

$$I_{\varphi} = \int_{\varphi_0}^{\varphi} f(\varphi) d\varphi$$

Avec :

$$f(\varphi) = r_0 r_1 (Y \cdot \sin \varphi + Z \cdot \cos \varphi)$$

Pour ce faire on adopte une méthode approchée qui consiste à couper la surface par une série de plans perpendiculaires à l'axe de révolution et dont les positions sont repérées par les angles $\varphi_0, \varphi_1, \dots, \varphi_m$.

Les joints ainsi obtenus seront numérotés : 0, 1, ..., m.

$I_{\varphi, m}$ est donné pour m pair par :

$$I_{\varphi, m} = \frac{\Delta\varphi}{3} (f_0 + 4f_1 + 2f_2 + 2f_3 + \dots + f_m)$$

$f_0, f_1, f_2, \dots, f_m$ représentent les valeurs de $f(\varphi)$ en chaque joint.

Les efforts N_{φ} et N_0 dans le joint m sont donnés par les relations :

$$N_{\varphi, m} = -\frac{I_{\varphi, m}}{r_{0, m} \cdot \sin \varphi_m}$$

$$N_{0, m} = -Z_m r_{2, m} - N_{\varphi, m} \cdot \frac{r_{2, m}}{r_{1, m}}$$

Dans les cas du poids propre de la coque : la valeur de la charge est ;

$$g = \gamma \cdot \delta$$

γ : Poids spécifique du matériau constitutif (béton armé)

δ : épaisseur de la coque.

Les composantes de la charge sont :

$$Y = g \cdot \sin \varphi$$

$$Z = g \cdot \cos \varphi$$

D'où :

$$f(\varphi) = r_0 r_1 (g \cdot \sin^2 \varphi + g \cdot \cos^2 \varphi)$$

Donc :

$$f(\varphi) = \gamma \cdot \delta \cdot r_0 r_1$$

Il est plus commode de travailler avec la variable z pour cela on introduit le changement de variable suivant:

$$r_0 = r_2 \cdot \sin \varphi$$

Et

$$r_1 d\varphi = \frac{dz}{\sin \varphi}$$

Ainsi nous aurons :

$$f(\varphi) d\varphi = \gamma \cdot \delta r_0 \cdot r_1 \cdot d\varphi = \gamma \cdot \delta r_2 \cdot \sin \varphi \cdot \frac{dz}{\sin \varphi} = \gamma \cdot \delta r_2 \cdot dz$$

γ : étant constante, on pourra prendre :

$$f(z) = \delta r_2$$

Pour appliquer la méthode d'intégration numérique, il faudra faire les sommations sur deux intervalles égaux, à savoir :

$$f_{m-2}, m = f_{m-2} + 4f_{m-1} + f_m$$

D'où :

$$I_{\varphi, m} = \gamma \cdot \frac{\Delta z}{3} (f_{0,2} + f_{2,4} + \dots + f_{m-2,m})$$

On a :

$$P_{\varphi, m} = 2\pi * I_{\varphi, m}$$

Concernant l'influence de la ceinture supérieure les efforts de membranes dans le tour sont :

$$N_{\varphi}^b = \frac{P_{\varphi}^b}{2\pi r_0 \cdot \sin \varphi}$$

$$N_{\theta}^b = -N_{\varphi}^b \frac{r_2}{r_1}$$

IV-2. INFLUENCE DE LA CEINTURE SUPERIEURE

Les dimensions et les grandeurs nécessaires pour le calcul du poids de la ceinture, et des efforts de membrane dans la tour sous l'effet de cette charge linéaire sont donnés dans les tableaux I et II.

IV-3.DETERMINATION DU POIDS DE LA CEINTURE SUPERIEURE :

$$P_{\varphi}^b = \gamma * A * 2\pi * r_G$$

$$\gamma = 2,51 / m^3$$

A : section de l'anneau = 0.3624 m²

AN :

$$p_{\varphi}^b = 2,5 * 0,3624 * 2 * 3,14 * 12,716 = 72,387t$$

IV-4. EVALUATION DES EFFORTS DE MEMBRANE DUS A LA CEINTURE DANS LA TOUR

On divise la tour en 15 anneaux, de même hauteur $h=3m$. on calcul dans chaque joint les efforts N_{φ} et N_{θ} .

Exemple : pour le joint 0 ($Z = -6m$) on a :

$$N_{\varphi}^b = \frac{-p_{\varphi}^b}{2 \cdot \pi \cdot r_0 \cdot \sin \varphi} = -\frac{72,387}{2 * 3,14 * 12,289 * 0,9955} = -0,9416t/m$$

La suite des résultats est donnée dans le tableau III.

IV-5. INFLUENCE DU POIDS PROPRE DU PROFIL HYPERBOLIQUE

IV-5-1. DETERMINATION DES EFFORTS DE MEMBRANE

Pour appliquer la méthode d'intégration numérique et trouver les efforts de membrane N_{φ} et N_{θ} dans les mêmes joints que précédemment, il faut rediviser chaque anneau en deux. ainsi les nouveaux anneaux auront une hauteur de 1.5 m. Les expressions des efforts N_{φ}, N_{θ} pour un joint m sont :

$$N_{\varphi, m}^a = -\frac{I_{\varphi, m}}{r_{0, m} * \sin \varphi_m}$$

$$N_{\theta, m}^a = z_m * r_{2, m} - N_{\varphi, m}^a \frac{r_{2, m}}{r_{1, m}}$$

De l'équation de la surface

$$\frac{x^2 + y^2}{a^2} - \frac{z^2}{b^2} = 1$$

Nous avons :

$$b = \frac{z_i}{\sqrt{\left(\frac{r_{0i}}{a}\right)^2 - 1}}$$

Pour : $z_i = 39\text{m}$

$$r_{0i} = 21\text{m}$$

$$b = 27,156\text{m}$$

$$\text{tg } \alpha = b/a = 2,263, \quad \text{tg}^2 \alpha = 5,121, \quad \text{tg}^4 \alpha = 26,2246$$

$$\cos \alpha = 0,404$$

$$\sin \alpha = 0,914$$

$$r_0 = a \sqrt{1 + \left(\frac{z}{b}\right)^2}$$

$$\sin \varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{z^2}{r_0^2 \text{tg}^4 \alpha}}}$$

$$\cos \varphi = \pm \sqrt{1 - \sin^2 \varphi} = \pm \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{r_0^2 \text{tg}^4 \alpha}{z^2}}}$$

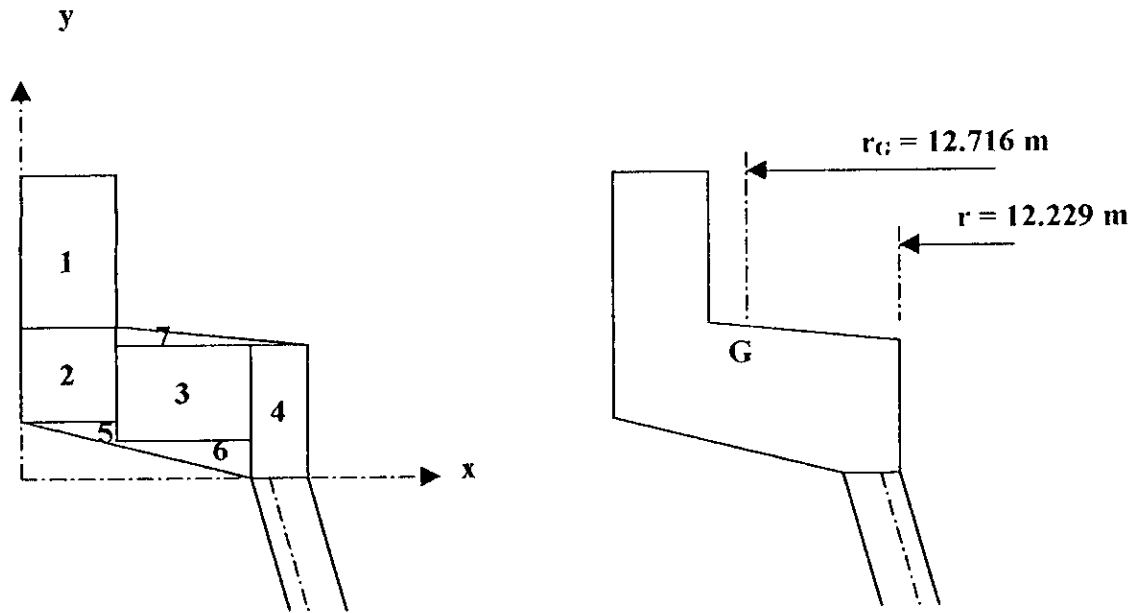
$$r_1 = \frac{a \sin^2 \alpha \cos \alpha}{(\cos^2 \alpha - \sin^2 \varphi)^{\frac{3}{2}}}$$

$$r_2 = \frac{r_0}{\sin \varphi}$$

$$\rho = \frac{r_2}{r_1}$$

JOINTS	Z (m)	r_0 (m)	Cotg φ	Sin φ	Cos φ	R_1 (m)	R_2 (m)	ρ
0	-6	12,289	-0,0953	0,9955	-0,0949	-66,8899	12,3445	-0,18455
1	-3	12,073	0,0485	0,9988	-0,0484	-62,7763	12,0875	-0,19255
2	0	12,000	0,0000	1,0000	0,0000	-61,4295	12,0000	-0,19534
3	+3	12,073	0,0485	0,9988	0,0484	-62,7763	12,0875	-0,19255
4	+6	12,289	0,0953	0,9955	0,0949	-66,8899	12,3445	-0,18455
5	+9	12,642	0,1390	0,9905	0,1377	-73,9331	12,7632	-0,17263
6	+12	13,119	0,1786	0,8844	0,1758	-84,1693	12,3269	-0,15833
7	+15	13,709	0,2136	0,9779	0,2089	-97,9685	13,0188	-0,14309
8	+18	14,397	0,2441	0,9714	0,2372	-115,8190	14,8208	-0,12796
9	+21	15,169	0,2703	0,9653	0,2609	-138,0327	15,7143	-0,11384
10	+24	16,015	0,2926	0,9597	0,2808	-165,3278	16,6875	-0,10093
11	+27	16,922	0,3116	0,9547	0,2974	-198,1641	17,7249	-0,08944
12	+30	17,881	0,3276	0,9503	0,3113	-237,2942	18,8161	-0,07929
13	+33	18,885	0,3412	0,9464	0,3229	-283,0736	19,9545	-0,07049
14	+36	19,926	0,3528	0,9430	0,3327	-336,6851	21,1304	-0,06276
15	+39	21,000	0,3626	0,9401	0,3409	-397,7118	22,3380	-0,05616

TABLEAU I



Indices	$S_i(m^2)$	$X_i(m)$	$S_i X_i(m^3)$	$Y_i(m)$	$S_i Y_i(m^3)$
1	0.1200	0.1000	0.0120	0.7000	0.0840
2	0.0400	0.1000	0.0040	0.3000	0.0120
3	0.1035	0.4500	0.0047	0.2463	0.0255
4	0.0420	0.7600	0.0319	0.1750	0.0074
5	0.0057	0.1333	0.0008	0.2450	0.0014
6	0.0357	0.5333	0.0190	0.1380	0.0049
7	0.0155	0.4066	0.0063	0.3666	0.0057

$$\sum S_i = 0.3624m^2$$

$$\sum S_i X_i = 0.1206m^3$$

$$\sum S_i Y_i = 0.1408m^3$$

TABLEAU II

$$x_G = \frac{\sum S_i * x_i}{\sum S_i} = 0.333m$$

$$y_G = \frac{\sum S_i * y_i}{\sum S_i} = 0.388m$$

z (m)	r_0 (m)	N_ϕ^h (t/m)	N_θ^h (t/m)
-6	12,289	-0,9416	-0,1738
-3	12,073	-0,9553	-0,1839
0	12,000	-0,9600	-0,1875
+3	12,073	-0,9553	-0,1839
+6	12,289	-0,9416	-0,1738
+9	12,642	-0,9199	-0,1588
+12	13,119	-0,8920	-0,1412
+15	13,709	-0,8593	-0,1229
+18	14,397	-0,8237	-0,1054
+21	15,169	-0,7867	-0,0895
+24	16,015	-0,7495	-0,0756
+27	16,922	-0,7130	-0,0638
+30	17,881	-0,6779	-0,0537
+33	18,885	-0,6445	-0,0454
+36	19,926	-0,6130	-0,0358
+39	21,000	-0,5835	-0,0328

TABLEAU III

Les expressions des efforts N_{φ}^a et N^a pour le joint m sont :

$$N_{\varphi, m}^a = -\frac{I_{\varphi, m}}{r_{0, m} * \sin \varphi_m}$$

$$N_{\theta, m}^a = -Z_m * R_{2, m} - N_{\varphi, m}^a * \frac{R_{2, m}}{R_{1, m}}$$

Exemple : pour le joint 1 on aura :

$$f_1 = f_m = \delta * R_2 = 0,12 * 12,0875 = 1,4505$$

$$f_{m-2, m} = f_0 + 4 * f_1 + f_1 = 1,4813 + 4 * 1,4635 + 1,4505 = 8,7858$$

$$\sum f_{m-2, m} = 8,7858$$

$$I_{\varphi, 1} = \gamma * \frac{\Delta z}{3} * (\sum f_{m-2, m}) = 2,5 * \frac{1,5}{3} * 8,7858 = 10,9822$$

$$I_{\varphi, 1} = 10,9822$$

D'où:

$$N_{\varphi, 1}^a = -\frac{10,9822}{12,073 * 0,9988} = -0,9108 t / m$$

Pour en déduire N^a :

Calculons :

$$Z_1 * R_{2, 1} = \gamma * \delta * \cos \varphi * R_2 = 2,5 * 0,12 * (-0,0484) * 12,0875 = -0,1755 t / m$$

Et

$$N_{\varphi}^a * \frac{R_2}{R_1} = (-0,9108) * (-0,19255) = 0,1753 t / m$$

D'où :

$$N_{\theta, 1}^a = 0,1755 - 0,1753 = +0,0002 t / m$$

Tous les autres résultats sont consignés dans les tableaux IV , IV(S1) et IV(S2) .

J	z(m)	δ_z (m)	r_0 (m)	$\cotg \varphi$	$\text{Sin } \varphi$	$r_0 \cdot \sin \varphi$
0	-6	0,12	12,289	-0,0953	0,9955	12
1'	-4,5	-	12,164	-0,0722	0,9974	12
1	-3	-	12,073	-0,0485	0,9988	12
2'	-1,5	-	12,018	-0,0244	0,9997	12
2	0	-	12	0	1	12
3'	1,5	-	12,018	0,0244	0,9997	12
3	3	-	12,073	0,0485	0,9988	12
4'	4,5	-	12,164	0,0722	0,9974	12
4	6	-	12,289	0,0953	0,9955	12
5'	7,5	-	12,449	0,1176	0,9931	12
5	9	-	12,642	0,1390	0,9905	12
6'	10,5	-	12,866	0,1594	0,9875	12
6	12	-	13,119	0,1786	0,9844	12
7'	13,5	-	13,401	0,1967	0,9812	13
7	15	-	13,709	0,2136	0,9797	13
8'	16,5	-	14,041	0,2295	0,9747	13
8	18	-	14,397	0,2441	0,9714	13
9'	19,5	0,135	14,773	0,2577	0,9683	14
9	21	0,15	15,169	0,2703	0,9653	14
10'	22,5	0,165	15,584	0,3819	0,9625	14
10	24	0,18	16,015	0,3926	0,9597	15
11'	25,5	0,195	16,461	0,3025	0,9572	15
11	27	0,21	16,922	0,3116	0,9547	16
12'	28,5	0,225	17,395	0,3199	0,9524	16
12	30	0,240	17,881	0,3276	0,9503	16
13'	31,5	0,255	18,378	0,3347	0,9483	17
13	33	0,27	18,885	0,3412	0,9464	17
14	34,5	0,285	19,401	0,3472	0,9447	18
14	36	0,30	19,926	0,3528	0,9430	18
15'	37,5	0,315	20,459	0,3579	0,9415	19
15	39	0,33	21,3626	0,3626	0,9401	19

TABLEAU IV

$R_2(m)$	f_m	$f_{ni-2,m}$	$\Sigma f_{m-2,m}$	$I_{\varphi,m}$	$N_{\varphi}^a(t/m)$
12,3445	1,4813				0
12,1957	1,4635				
12,0875	1,4505	8,7858	8,7858	10,9822	0,9108
12,0216	1,4426				
12,0000	1,4400	8,6609	17,4467	21,8084	1,8173
12,0216	1,4426				
12,0875	1,4505	8,6609	26,1076	32,6345	2,7064
12,1957	1,4635				
12,3445	1,4813	8,7858	34,8934	43,6167	3,5652
12,5355	1,5042				
12,7632	1,5316	9,0297	43,9231	54,9040	4,3846
12,0289	1,5635				
13,3269	1,5992	9,3848	53,3079	66,6349	5,1599
13,6578	1,6389				
14,0188	1,6823	9,8371	63,1450	78,9312	5,8877
14,4054	1,7286				
14,8208	1,7785	10,3752	73,5202	91,9002	6,5713
15,2566	2,0596				
15,7144	2,3571	12,3740	85,8942	107,3677	7,3323
16,1912	2,6715				
16,6875	3,0038	16,0469	101,9411	127,4264	8,2906
17,1970	3,3534				
17,7249	3,7222	20,1396	122,0807	152,6009	9,4460
18,2644	3,8355				
18,8161	4,5159	23,5801	145,6608	182,0760	10,7597
19,3799	4,9419				
19,9545	5,3877	29,6712	175,3320	219,1650	12,2623
20,5367	5,8530				
21,1304	6,3391	35,1388	210,4708	263,0885	14,0015
21,7302	6,8450				
22,3380	7,3715	41,0906	251,5614	314,4517	15,9280

TABLEAU IV(S1)

J	$P_{\varphi^m}(T)$	$N^a_{\varphi}(t/m)$	$Z=\gamma.\delta.\cos \varphi$	$ZR_2(t/m)$	$N_{\varphi^a*\rho}$	Efforts		
						Efforts du au Poids propre	Efforts dus aux poids propre +la ceinture supérieure	
						$N^a_0(t/m)$	$N_{\varphi}(t/m)$	$N_0(t/m)$
0	0,0000	0	-0,02847	-0,3514	0	+0,3514	-0,9416	+0,1776
1	69,0034	-0,9108	-0,01452	-0,1755	0,1753	+0,0002	-1,8661	-0,1837
2	137,0265	-1,8173	0	0	0,3550	-0,3550	-2,7773	-0,5425
3	205,0491	-2,7064	0,01452	0,1755	0,5211	-0,6966	-3,6617	-0,8805
4	274,0524	-3,5652	0,02847	0,3514	0,6580	-1,0094	-4,5068	-1,1832
5	344,9728	-4,3846	0,04131	0,5272	0,7569	-1,2841	-5,3045	-1,4429
6	418,6804	-5,1599	0,05274	0,7029	0,8170	-1,5199	-6,0519	-1,6611
7	495,9405	-5,8877	0,06267	0,8785	0,8425	-1,7210	-6,7470	-1,8439
8	577,4273	-6,5713	0,07116	1,0546	0,8409	-1,8955	-7,3950	-2,0009
9	674,6127	-7,3323	0,09784	1,5375	0,8347	-2,3722	-8,1190	-2,4617
10	800,6455	-8,2906	0,12636	2,1086	0,8368	-2,9454	-9,0401	-3,0210
11	958,8220	-9,4460	0,15613	2,7674	0,8448	-3,6122	-10,1590	-3,6760
12	1144,0199	-10,7597	0,18678	3,5145	0,8531	-4,3676	-11,4376	-4,443
13	1377,0575	-12,2623	0,21796	4,3493	0,8644	-5,2137	-12,9068	5,2591
14	1653,0376	-14,0015	0,24952	5,2724	0,8787	-6,1511	-14,6145	-6,1896
15	1975,7629	-15,9280	0,28124	6,2823	0,8945	-7,1768	-16,5115	-7,2096

TABLEAU IV(S2)

Comme : $P_{\varphi,m} = 2\pi * I_{\varphi,m}$

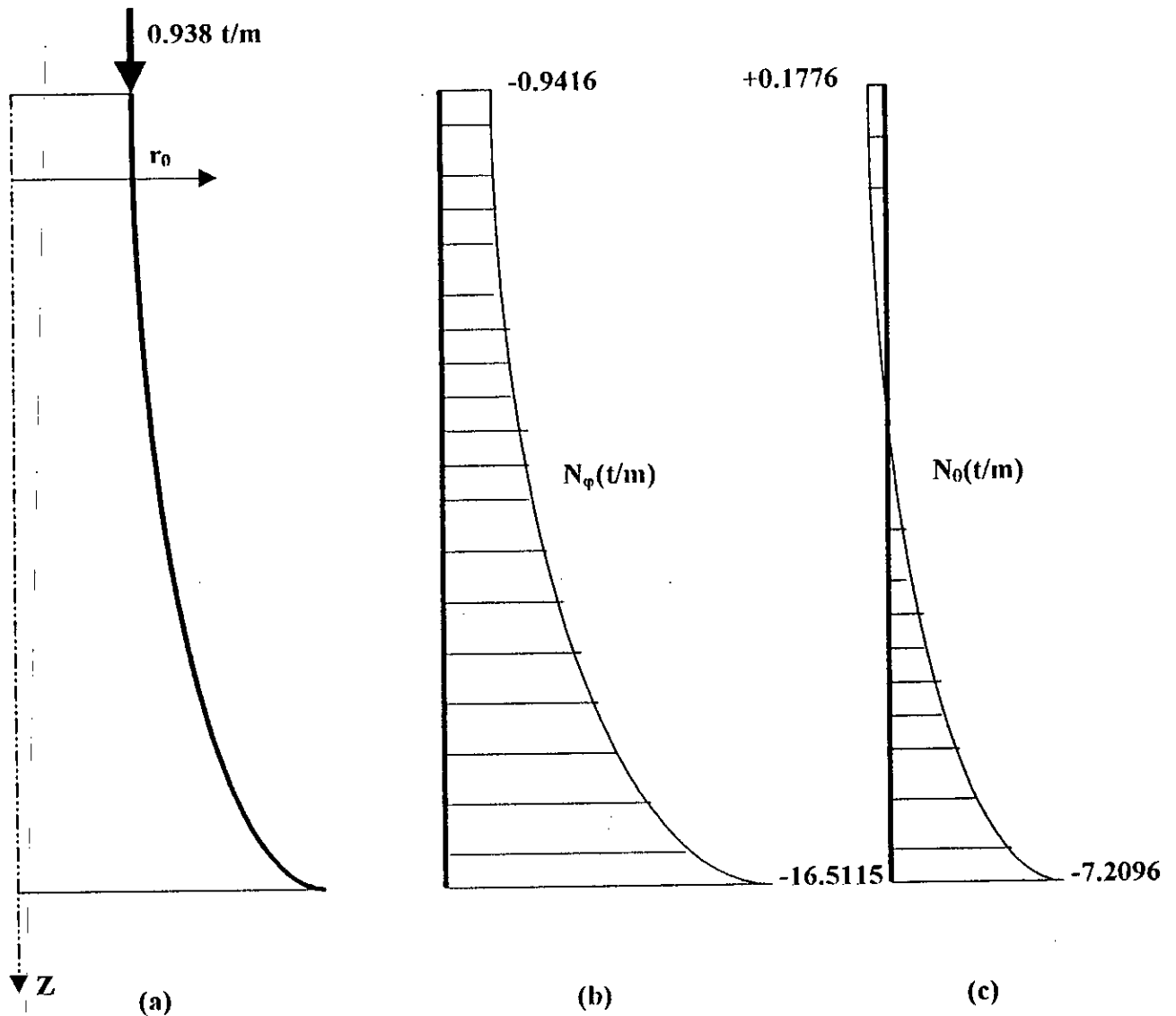
Le poids de la tour sera : $P_{\varphi,m} = 2\pi * I_{\varphi,15} = 2\pi * 314,4517 = 1975,7629 \text{ t}$

Les efforts résultants N_{φ} et N_{θ} des deux actions simultanées (poids de la ceinture + poids propre de la tour), sont égaux pour chaque joint aux sommes algébriques :

$$N_{\varphi} = N_{\varphi}^b + N_{\varphi}^a$$

$$N_{\theta} = N_{\theta}^b + N_{\theta}^a$$

Le signe (-) indique la compression, le signe (+) indique la traction.

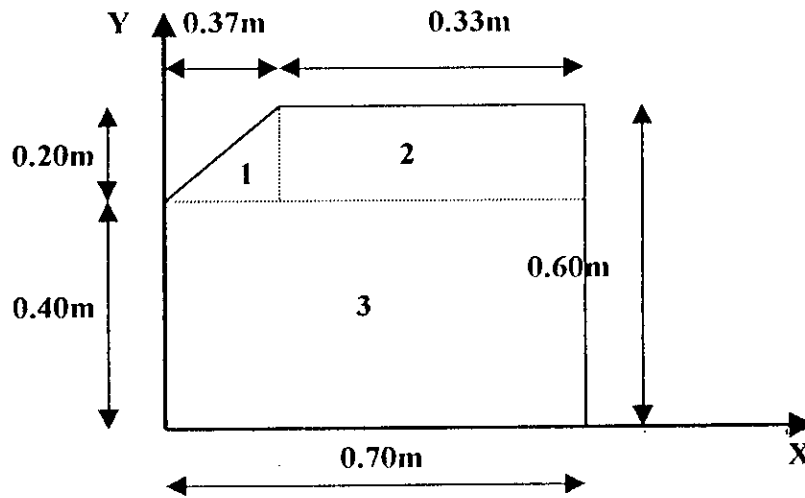


Tour hyperbolique sous l'action de son poids propre et du poids de la ceinture supérieure

- a) section
- b) variation des efforts N_{φ}
- c) variation des efforts N_{θ}

IV-6. DETERMINATION DU POIDS DE LA CEINTURE INFERIEURE

IV-6.1 Détermination du centre de masse de la section de la ceinture



Ind	$S_i (m^2)$	$x_i (m)$	$S_i * x_i (m^3)$	$y_i (m)$	$S_i * y_i (m^3)$
1	0,037	0,247	0,009	0,467	0,0172
2	0,066	0,535	0,035	0,5	0,033
3	0,28	0,35	0,098	0,2	0,056
	$\Sigma S_i = 0,383$		$\Sigma S_i * x_i = 0,142$		$\Sigma S_i * y_i = 0,106$

TABLEAU V

Donc :

$$Y_g = \frac{\Sigma y_i . S_i}{\Sigma S_i} = \frac{0,1062}{0,383} = 0,27m$$

$$X_g = \frac{\Sigma S_i x_i}{\Sigma S_i} = \frac{0,142}{0,382} = 0,37m$$

Poids de la ceinture : $P = 2\pi * A * \gamma * r_g$
 $P = 2 * 3,14 * 0,383 * 2,5 * 21,165 = 127,267 t$

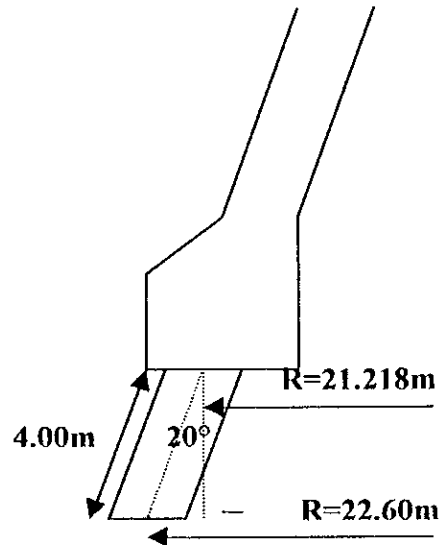
IV-7. DETERMINATION DU NOMBRE DE POTEAUX :

Le nombre de poteaux nécessaire doit être déterminé de façon à ce que la longueur de la travée ne dépasse pas 4,00 m, par rapport à la verticale. Leurs inclinaisons seront celles des tangentes aux méridiens à la base de la tour.

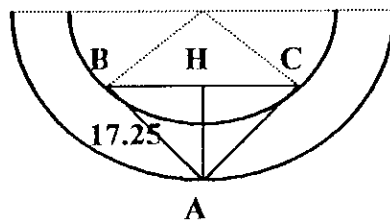
La longueur d'un poteau est :

$$L = \frac{3.8}{\cos \varphi} = 4m$$

$$\varphi = 20^\circ$$



2-L'angle α de deux diagonales est déterminé de la façon suivante :
On considère la projection en plan de deux génératrices,



Elles forment un triangle isocèle ABC, en élévation, le coté AB aura une longueur :

$$A'B' = (d^2 + AB^2)^{1/2} = (39^2 + 17,25)^{1/2} = 42.645m$$

α est tel que :

$$\sin(\alpha/2) = HC/42,645 = 9,837/42,645 = 0,2306$$

D'où :

$$\alpha = 26,67^\circ$$

Le nombre de poteaux étant fixé à 68 chaque travée aura une portée :

$$l = \frac{21,218 * 2 * 3,14}{34} = 3,92m$$

L'écartement de deux poteaux à leur base est de

$$l = 2 * 4 * \operatorname{tg} \frac{26,67}{2} = 1,89m$$

Poids des poteaux :

$$P = \frac{(0,33)^2 * 3,14}{4} * 4 * 68 * 2,5 = 58,13t$$

IV-8. CALCUL DE LA PERIODE T : [4]

La période Test donnée par la formule :

$$T = 2\pi \sqrt{\left(\frac{PL^3}{3EI} + \frac{ML^2}{2EI}\right) \frac{1}{g}}$$

* L : Longueur de l'élément

* I : inertie équivalente des poteaux

Pour calculer cette inertie, on a placé à l'échelle les poteaux sur un cercle moyen, et l'inertie est donnée par :

$$I = \sum_{i=1}^{68} S d_i^2$$

S : section d'un poteau

d_i : distance du poteau i au diamètre du cercle

On trouve I = 1300 m⁴

$$P = 2175,4165t$$

$$M = (20,2 - 3,8) * 2175,4165 = 35676,83t.m$$

$$E = \text{module d'élasticité du béton, } E = 3,45 * 10^9 \text{ Kg /m}^2$$

$$g = \text{accélération de la pesanteur, } g = 9,81\text{m/s}^2$$

$$T = 2 * 3,14 \sqrt{\frac{1}{9,81} \left(\frac{4^3 * 2175,4165}{3 * 3,45 * 10^6 * 1300} + \frac{35676,83 * 4^2}{2 * 3,45 * 10^6 * 1300} \right)}$$

$$T = 0,017s$$

Le calcul par la méthode de HOLZER avec une modélisation masses-ressors a donné un résultat de T = 0.012s (voir annexe).

IV-9. CALCUL DE LA FORCE HORIZONTALE

La force horizontale agissant sur la tour est donnée par formule :

$$S_h = A * B * D * Q * W.$$

- 1- A : coefficient d'accélération de zone.

Notre structure est classée dans le groupe d'usage I.

ALGER: zone II.

Donc :

$$A = 0,25 \quad (\text{RPA88 P34, tableau 1}).$$

- 2- B: facteur de comportement de la structure.

$$B = 0,5 \quad (\text{RPA88 P35, tableau 3})$$

- 3- D: facteur d'amplification dynamique moyen.

$$D = 2 \quad (\text{RPA88 P34, tableau 2}).$$

- 4- Q: facteur de qualité, il est donné par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q$$

p_q : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q. (RPA88 P35).

Les six critères sont considérés observés, par conséquent:

$$Q = 1$$

- 5- W: Poids de la structure.

$$W = 2175,4165t.$$

AN

$$S_h = 0,25 * 0,5 * 2 * 1 * 2175,4165t = 543,854t.$$

Remarque:

Vu que la période de vibration de l'ouvrage est très faible l'effet des séismes est négligeable, ce qui est parfaitement évident à priori, étant donné la forme même de l'hyperboloïde et son assise exceptionnelle sur sa fondation.

CHAPITRE V

ETUDE AU VENT

CHAPITRE V ETUDE AU VENT

V-1. CALCUL DES EFFORTS DUS AU VENT

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction, est la résultante R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction à l'exclusion des majorations apportées par les actions extérieures locales.

La direction de cette résultante différée généralement de celle du vent.

Pour certains ensembles elle peut se décomposer :

- 1- Suivant la direction horizontale du vent en une composante T (traînée) produisant un effet d'entraînement et de renversement.
- 2- Suivant une verticale ascendante en une composante U (portance) produisant un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

Pour les cylindres ouverts de grand diamètre (tours de réfrigération, citernes, etc.), La face intérieure près du sommet peut être frappée sur une partie de son développement par des rafales plongeantes. (Pour déterminer la hauteur frappée on considère un vent plongeant à 20 % s'appuyant sur le contour supérieur du cylindre) [C3,6 NV65 p156]

On considère uniquement l'action de renversement créée par la traînée T déterminée directement par l'intermédiaire du coefficient C_{t0} à laquelle s'ajoute l'effet d'un vent plongeant à 20 %. [R 3,712 NV65 p161].

En dehors des actions dynamiques parallèles à la direction du vent, les structures hautes et élancées placées dans un vent même régulier peuvent être soumises à des sollicitations dynamiques qui agissent perpendiculairement à la direction du vent, et les mettent en état d'oscillations forcées (tourbillons de KARMAN). [C1,52 NV65 p84].

Dans chaque tronçon de la tour l'action du vent sur la paroi et les réactions intérieures de cisaillement produisent des moments fléchissants d'ovalisation.

V-1-1. CALCUL DE LA TRAINEE T

$$T = C_t * S_t * q_r$$

C_t : coefficient global de traînée lorsque l'écoulement est normal à la surface frappée.

S_t : aire du maître-couple.

q_r : valeur moyenne de la pression dynamique.

V-1-1-1. EVALUATION DE S_t

Pour le calcul de la surface au vent de la tour, on décompose la tour en éléments de hauteur $h=3m$ et on les assimile à des trapèzes :

TRONCONS	S _{ti} (m ²)
Ceinture sup	26,098
Tronçon 1	73,446
Tronçon 2	72,579
Tronçon 3	72,579
Tronçon 4	73,446
Tronçon 5	75,153
Tronçon 6	77,643
Tronçon 7	80,844
Tronçon 8	84,675
Tronçon 9	89,103
Tronçon 10	94,047
Tronçon 11	99,396
Tronçon 12	105,083
Tronçon 13	111,063
Tronçon 14	117,288
Tronçon 15	123,723
Ceinture inf.	25,768
poteaux	85,272

TABLEAU VI

V-1-1-2. EVALUATION DE C_t

$$C_t = \gamma_e * C_{t0}$$

γ : est déterminé en fonction du rapport λ . Pour une construction dont la longueur du maître-couple est variable sur toute la hauteur.

$$\lambda = h^2/S_t \quad (NV65 PAGE 135)$$

h : hauteur de l'ouvrage = 46,6m

$$S_t = \sum S_{ti} = 1487,206$$

$$\lambda = \frac{(46,6)^2}{1487,206} = 1,46$$

Le coefficient γ_e tenant compte de la distance au sol est donné par la formule :

$$\gamma_e = \gamma_0 - \frac{e}{h} (\gamma_0 - \gamma_h) \quad (NV65 p143)$$

$$\begin{aligned}\gamma_o &= 0,968 \\ \gamma_h &= 0,9 \\ \gamma_e &= 0,963 \\ C_{to} &= 0,55 \quad (\text{NV65 p138}) \\ C_t &= 0,963 * 0,55 = 0,53\end{aligned}$$

V-1-1-3.EVALUATION DE q_r

$$q_r = q_h * k_s * \delta * \beta$$

1-CALCUL DU COEFFICIENT DE MAJORATION β

ce coefficient permet de prendre en compte l'effet des actions parallèles à la direction du vent il est donné par la formule :

$$\beta = \theta (1 + \xi \tau) \quad (\text{NV65 P18})$$

1-1 Coefficient de réponse ξ

ξ est fonction de la période T.(NV65 P83).

on a pris une valeur par excès pour T

$$T = 0,045 \Rightarrow \xi = 0,045$$

1-2. coefficient de pulsation τ

τ est fonction de la hauteur H au-dessus du sol, il est donné par le tableau (R.III.4.P83.du NV 65).

1-3. coefficient global θ

θ est fixé à 1 par les règlements (NV 65 P83)

2- COEFFICIENT DE SITE K_s

{Alger :région II }
Site exposé } $\Rightarrow K_s = 1.30$ (NV P 59)

3- LA PRESSION DYNAMIQUE q_h

3-1. la pression dynamique q_{10}

{Alger région II } $\Rightarrow q_{10} = 70$

3-2. pression dynamique q_h .

Les valeurs de q_h sont données dans le tableau VII

4- COEFFICIENT DE REDUCTION δ DES PRESSIONS DYNAMIQUES

δ est fonction de la hauteur h . Les valeurs de δ sont données dans le tableau VII.

V-1-2. PRESSION DYNAMIQUE AGISSANT SUR LE MAITRE-COUPLE "n" q_h

Elle est égale à la moyenne des pressions dynamiques moyennes agissant aux côtes H_n et H_{n+1} Limitant le maître-couple.

$$q_r = \frac{q_r(H_n) + q_r(H_n + 1)}{2}$$

H(m)	τ	ξ	$\xi \tau$	$\beta = \theta(1 + \xi \tau)$	H+18	H+60	$A = \frac{H+18}{H+60}$	$q_H = 2,5 * q_{10} * A$	K_s	δ	$q_r = q_H * K_s * \delta * \beta$
0-4,3	0,36	0,045	0,0162	1,0162	22,3	64,3	0,3468	61,904	1,3	0,74	60,516
7,9	0,36	0,045	0,0162	1,0162	25,9	67,9	0,3814	68,079	1,3	0,74	66,553
10,9	0,359	0,045	0,0161	1,0161	28,9	70,9	0,4076	72,756	1,3	0,74	71,118
13,9	0,359	0,045	0,0159	1,0159	31,9	73,9	0,4316	77,040	1,3	0,74	75,291
16,9	0,348	0,045	0,0157	1,0157	34,9	76,9	0,4538	81,003	1,3	0,74	79,148
19,9	0,345	0,045	0,0155	1,0155	37,9	79,9	0,4743	84,662	1,3	0,74	82,707
22,9	0,34	0,045	0,0153	1,0153	40,9	82,9	0,4933	88,054	1,3	0,74	86,004
25,9	0,336	0,045	0,0151	1,0151	43,9	85,9	0,5110	91,213	1,3	0,74	89,072
28,9	0,332	0,045	0,0149	1,0149	46,9	88,9	0,5275	94,158	1,3	0,74	91,929
31,9	0,328	0,045	0,0147	1,0147	49,9	91,9	0,5429	96,907	1,3	0,75	95,873
34,9	0,323	0,045	0,0145	1,0145	52,9	94,9	0,5574	99,496	1,3	0,77	101,039
37,9	0,320	0,045	0,0144	1,0144	55,9	97,9	0,5710	101,923	1,3	0,78	104,838
40,9	0,314	0,045	0,0141	1,0141	58,9	100,9	0,5837	104,190	1,3	0,81	111,259
43,9	0,308	0,045	0,0138	1,0138	61,9	103,9	0,5957	106,332	1,3	0,84	117,717
46,9	0,306	0,045	0,0137	1,0137	64,9	106,9	0,6071	108,367	1,3	0,87	124,242
49,9	0,301	0,045	0,0135	1,0135	67,9	109,9	0,6178	110,277	1,3	0,90	130,766
50,9	0,229	0,045	0,0134	1,0134	68,9	110,9	0,6213	110,902	1,3	0,90	131,494

TABLEAU VII

Les valeurs de $C_i/2*(q_r(H_n) + q_r(H_{n+1}))$ sont consignées dans le tableau (VIII)

V-1-3. EFFORT PARTIEL T_i AGISSANT SUR LE MAITRE-COUPLE "i"

$$T_i = C_i \frac{q_r(H_i) + q_r(H_{i+1})}{2} * S_{ii}$$

S_{ii} : aire du maitre-couple

V-1-4. MOMENT A LA BASE DU A L'EFFORT PARTIEL T_i

$$M_i = T_i * H_i$$

$i = i^{ème}$ tronçon

C_i	$C_i * q_r$	$C_i * \frac{q_r * H_i + q_r * H_{i+1}}{2}$	i	S_{ii} (m ²)	$T_i = C_i * q_r * S_{ii}$ (Kg)	H_i (m)	$M_i = T_i * H_i$ (kg.m)
0,53	32,073	32,073	1	85,272	2734,929	2,15	5880,097
0,53	35,273	33,673	2	149,491	5033,810	6,4	32216,384
0,53	37,692	36,482	3	117,288	4278,900	9,4	40221,66
0,53	39,904	38,798	4	111,063	4309,022	12,4	53431,873
0,53	41,918	40,911	5	105,083	4299,050	15,4	66205,370
0,53	43,834	42,876	6	99,396	4261,702	18,4	78415,317
0,53	45,582	44,708	7	94,047	4204,653	21,4	89979,574
0,53	47,208	46,395	8	89,103	4133,933	24,4	100867,965
0,53	48,722	47,965	9	84,675	4061,436	27,4	111283,346
0,53	50,812	49,767	10	80,844	4023,363	30,4	122310,235
0,53	53,550	52,181	11	77,643	4051,489	33,4	135319,732
0,53	55,564	54,557	12	75,153	4100,122	36,4	149244,441
0,53	58,967	57,265	13	73,446	4205,885	39,4	165711,869
0,53	62,390	60,678	14	72,579	4403,948	42,4	186727,395
0,53	65,848	64,119	15	72,579	9307,384	45,4	422555,234
0,53	69,306	67,577	16	73,446	9926,520	48,4	48044,568
0,53	69,692	69,499	17	26,098	3627,570	50,4	182829,528

TABLEAU VIII

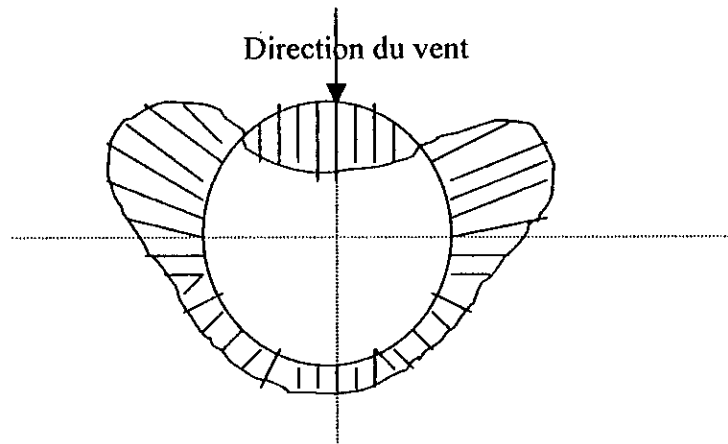
V-2. EFFORT DE MEMBRANE DANS LA TOUR DUS A L'ACTION NORMALE DU VENT

V-2-1. ACTIONS EXTERIEURES

La pression du vent à prendre en compte pour calculer ces efforts est donnée par :

$$P_v = q_h * K_s * \delta * C_e$$

C_e étant le coefficient de pression indiqué par les règles (NV65) en fonction de l'élanement λ .



$$N_\varphi = \frac{P_v \cdot a}{6} \operatorname{tg}^2 \alpha \frac{(2 - \eta_0^2) \rho - (2 - \eta^2) \rho - 3 \eta_0 \rho_0 (\eta - \eta_0) + 3 \eta \cdot \rho \frac{\eta + \rho}{\eta_0 + \rho_0} \cos \theta}{\rho^2 \sin \varphi}$$

$$N_\theta = -N_\varphi \frac{r_2}{r_1} - p r_2 \cos \theta$$

$$N_{\varphi\theta} = \frac{p_v a}{2} \operatorname{tg} \alpha \frac{1}{\rho} \left\{ \eta_0 \rho_0 - \eta \rho + \frac{\eta}{3 \rho^2} \left[(2 - \eta_0^2) \rho_0 - (2 - \eta^2) \rho - 3 \eta_0 \rho_0 (\eta - \eta_0) - \frac{1}{\rho^2} \ln \frac{\eta + \rho}{\eta_0 + \rho_0} \right] \right\} \sin \theta$$

$$N_{\varphi\theta} = N_{\theta\varphi}$$

AVEC : $\rho = r_0/a$, $\eta = z/b$

ρ_0, η_0 (valeurs au bord supérieur $\varphi = \varphi_0$)

le diagramme des actions extérieures montre que les sollicitations maximales s'exercent sur la face au vent, une pression maximale pour $\theta = 0^\circ$ avec $C_e = 1$ et une dépression maximale pour $\theta \approx 75^\circ$ avec $C_e = -1,48$.

Les valeurs des efforts de membrane pour ces deux extremums de la pression sont données dans le tableau (X).

J	Z(m)	r ₀ (m)	ρ_0	η_0	$\eta_0 \cdot \rho_0$	η	ρ	$\eta\rho$
0	-6	12,289	1,024	-0,221	-0,226	-0,221	1,024	-0,226
1	-3	12,073	1,024	-0,221	-0,226	-0,110	1,006	-0,110
2	0	12,000	1,024	-0,221	-0,226	0,000	1,000	0,000
3	3	12,073	1,024	-0,221	-0,226	0,110	1,006	0,110
4	6	12,289	1,024	-0,221	-0,226	0,221	1,024	0,226
5	9	12,642	1,024	-0,221	-0,226	0,331	1,053	0,348
6	12	13,119	1,024	-0,221	-0,226	0,442	1,093	0,483
7	15	13,705	1,024	-0,221	-0,226	0,552	1,142	0,630
8	18	14,397	1,024	-0,221	-0,226	0,663	1,199	0,795
9	21	15,169	1,024	-0,221	-0,226	0,773	1,264	0,977
10	24	16,015	1,024	-0,221	-0,226	0,883	1,334	1,178
11	27	16,922	1,024	-0,221	-0,226	0,994	1,410	1,401
12	30	17,881	1,024	-0,221	-0,226	1,104	1,490	1,645
13	33	18,885	1,024	-0,221	-0,226	1,215	1,574	1,912
14	36	19,926	1,024	-0,221	-0,226	1,325	1,660	2,199
15	39	21,000	1,024	-0,221	-0,226	1,436	1,750	2,513

TABLEAU IX

$\eta - \eta_0$	$(2 - \eta^2)\rho_0$	$(2 - \eta^2)*\rho$	$\eta + \rho$	$\eta_0 + \rho_0$	$B = \frac{\eta + \rho}{\eta_0 + \rho_0}$	$\rho * B$	$3 \cdot \eta \cdot \rho \cdot B$	$3\eta_0\rho_0*(\eta - \eta_0)$
0,000	1,998	1,998	0,803	0,803	1,000	1,024	3,145	0,000
0,111	1,998	1,999	0,896	0,803	1,116	1,123	3,389	-0,075
0,221	1,998	2,000	1,000	0,803	1,245	1,245	3,735	-0,150
0,331	1,998	1,999	1,116	0,803	1,390	1,398	4,219	-0,224
0,442	1,998	1,998	1,245	0,803	1,550	1,587	4,875	-0,299
0,552	1,998	1,991	1,384	0,803	1,723	1,814	5,730	-0,374
0,663	1,998	1,972	1,535	0,803	1,911	2,089	6,849	0,449
0,773	1,998	1,936	1,694	0,803	2,109	2,408	8,249	-0,524
0,884	1,998	1,871	1,862	0,803	2,319	2,780	9,999	-0,559
0,994	1,998	1,773	2,037	0,803	2,537	3,207	12,160	-0,674
0,104	1,998	1,625	2,218	0,803	2,762	3,684	14,743	-0,749
1,215	1,998	1,427	2,404	0,803	2,994	4,221	17,854	-0,824
1,325	1,998	1,161	2,594	0,803	3,230	4,813	21,514	-0,898
1,436	1,998	0,824	2,789	0,803	3,473	5,466	25,810	-0,974
1,546	1,998	0,405	2,985	0,803	3,717	6,170	30,726	-1,048
1,657	1,998	0,108	3,186	0,803	3,967	6,942	36,445	-1,123

TABLEAU IX (S)

J	$\frac{a \cdot \text{tg}^2 \alpha}{6 \cdot \rho^2 \cdot \sin \varphi}$	$q_n \cdot k_s \cdot \delta$	$P_v a / 2 \text{tg} \alpha$ (t*m)	EFFORTS DUS A LA PRESSION MAX		EFFORTS DUS A LA DEPRESSION MAX		
				N_o (t/m)	N_o (t/m)	N_o (t/m)	N_o (t/m)	N_{oo} (t/m)
0	9,811	130,766	1,785	4,035	-0,869	-1,546	0,567	0
1	10,166	124,242	1,775	4,374	-0,659	-1,779	0,618	-0,202
2	10,288	117,717	1,686	4,702	-0,494	-1,999	0,664	-0,381
3	10,166	111,259	1,598	5,024	-0,377	-2,202	0,699	-0,539
4	9,811	104,838	1,510	5,322	-0,312	-2,377	0,720	-0,678
5	9,278	101,039	1,423	5,729	-0,305	-2,587	0,737	-0,790
6	8,612	95,873	1,372	6,047	-0,320	-2,748	0,739	-0,899
7	7,888	91,929	1,301	6,406	-0,372	-2,921	0,737	-0,972
8	7,156	89,072	1,248	6,810	-0,448	-3,090	0,733	-1,046
9	6,439	86,004	1,209	7,232	-0,528	-3,318	0,736	-1,101
10	5,781	82,707	1,167	7,585	-0,6146	-3,496	0,733	-1,148
11	5,175	79,148	1,123	7,884	-0,777	-3,648	0,730	-1,189
12	4,634	75,291	1,074	8,111	-0,779	-3,773	0,728	-1,205
13	4,152	71,118	1,022	8,255	-0,837	-3,860	0,727	-1,213
14	3,733	66,553	0,965	8,289	-0,886	-3,897	0,726	-1,208
15	3,359	60,516	0,903	8,065	-0,898	-3,811	0,723	-1,189

TABLEAU X

Section $\theta=0$

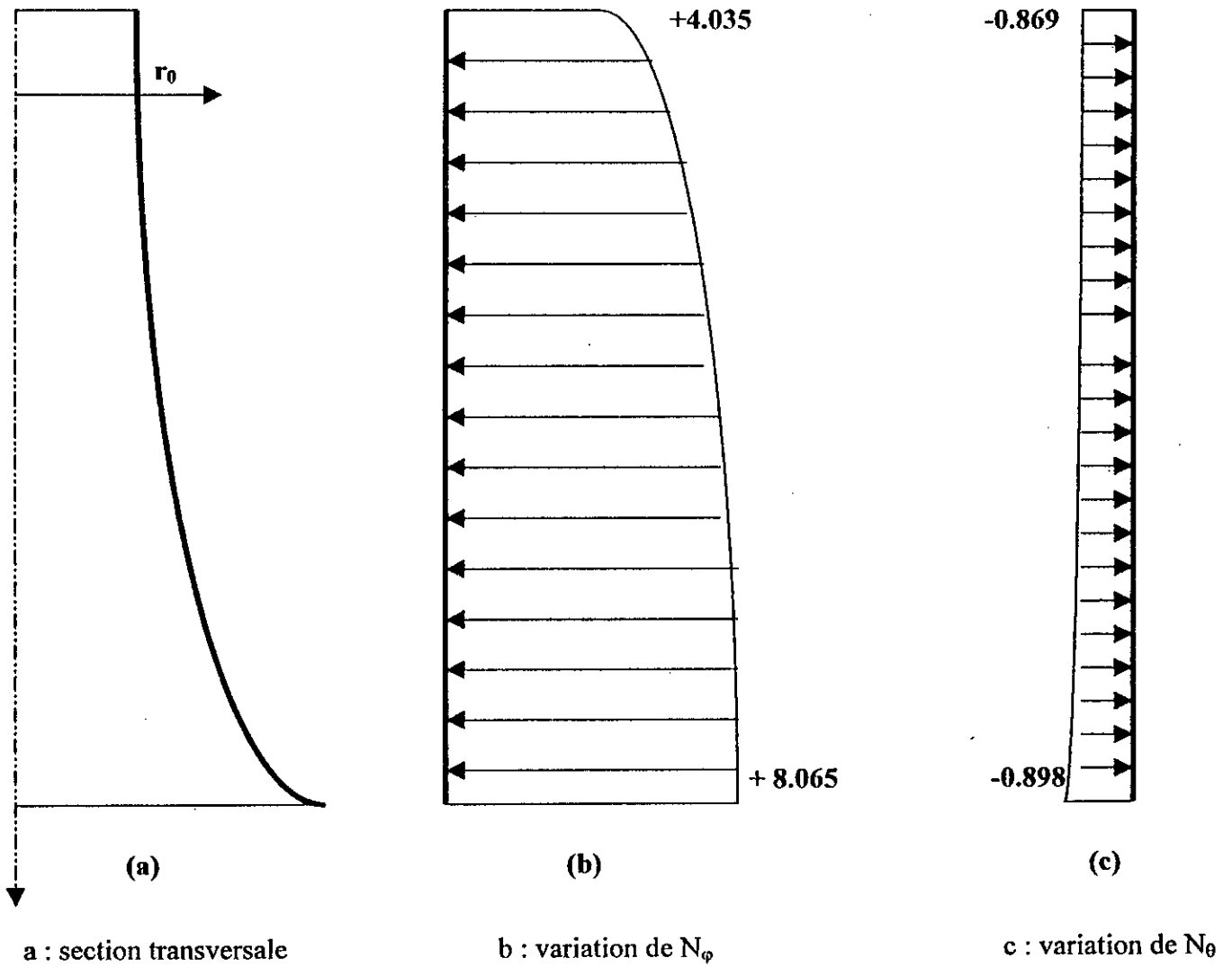


Diagramme des efforts de membrane dans la tour hyperbolique sous l'action de la pression maximum due au vent.

Section $\theta=75^\circ$

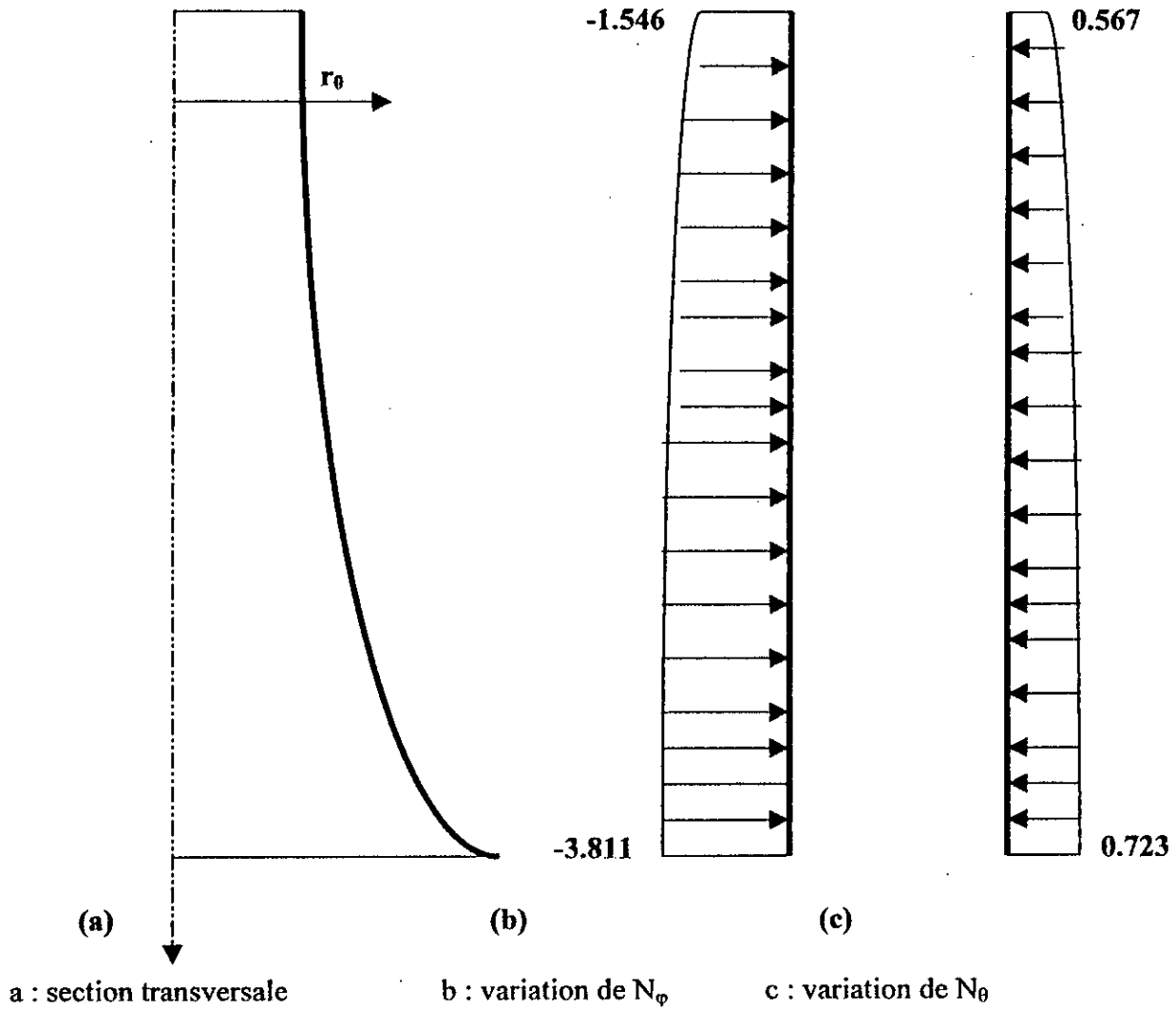


Diagramme des efforts de membrane dans la tour hyperbolique sous l'action de la dépression maximum due au vent.

V-2-2. ACTION INTERIEURE DU VENT

Pour les constructions ouvertes, on applique une dépression uniforme de $(-0,4q_H)$, q_H étant la valeur de la pression dynamique au sommet de la construction. Dans ce cas les efforts N_{ϕ} de cisaillement sont nuls étant donné qu'on a un état de contrainte symétrique.

Les expressions des efforts N_{ϕ} et N_{θ} sont données dans le paragraphe (V-2), le tableau VIII ci-dessous donne les efforts de membrane dans chaque joint.

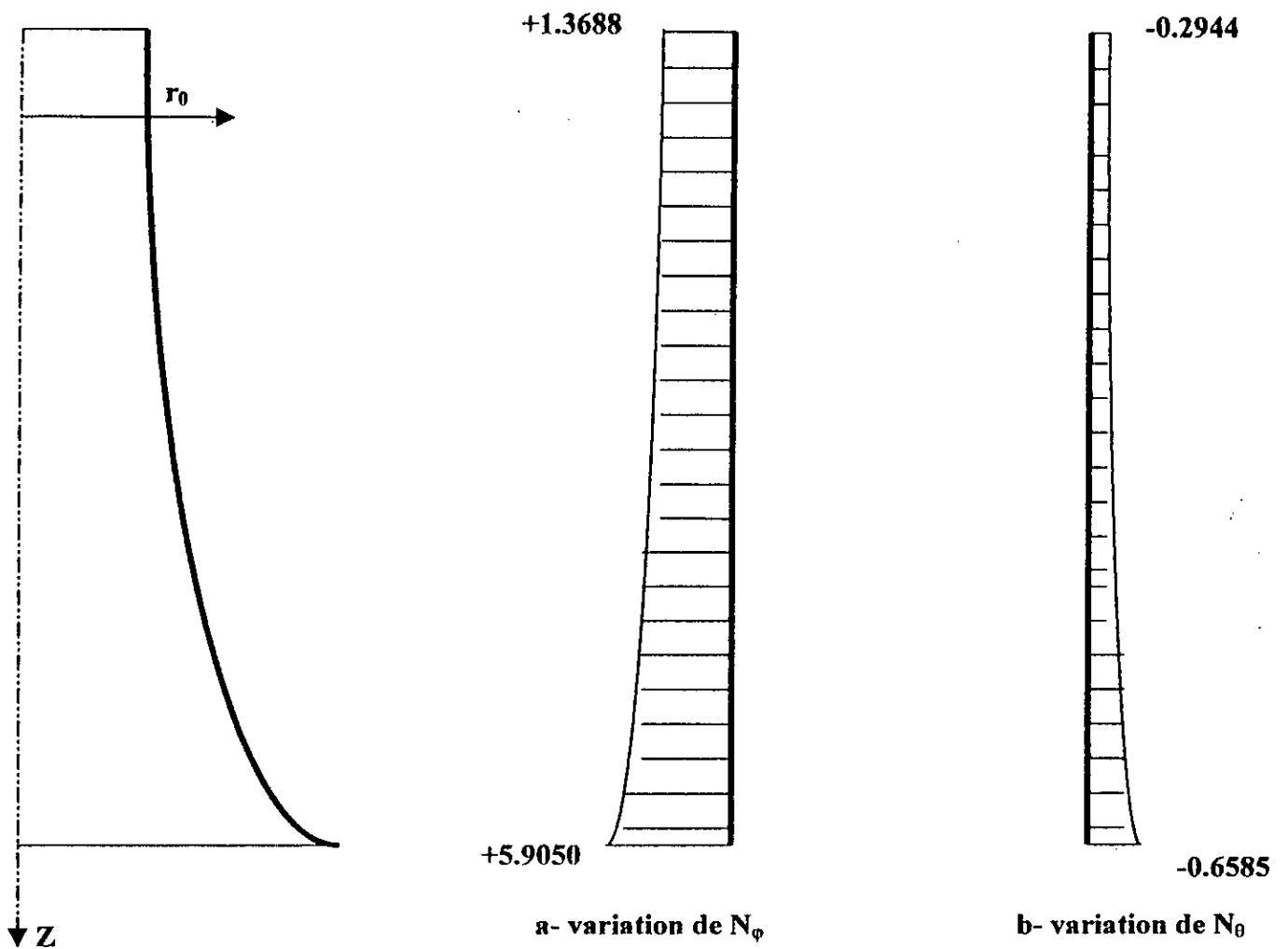
Joint	$P = 0,4 \cdot q_H$ (kg/m ²)	N_{ϕ} (t/m)	N_{θ} (t/m)
0	44,361	1,367	-0,294
1	44,361	1,561	-0,235
2	44,361	1,770	-0,186
3	44,361	2,003	-0,150
4	44,361	2,252	-0,132
5	44,361	2,520	-0,133
6	44,361	2,797	-0,148
7	44,361	3,091	-0,180
8	44,361	3,392	-0,223
9	44,361	3,730	-0,272
10	44,361	4,068	-0,330
11	44,361	4,418	-0,435
12	44,361	4,778	-0,500
13	44,361	5,149	-0,522
14	44,361	5,525	-0,592
15	44,361	5,905	-0,658

Efforts de membrane dus à la dépression intérieure

TABLEAU XI

On remarque que pour les efforts N_{ϕ} méridiens on a une traction et que pour les efforts N_{θ} suivant les cercles parallèles, on a une compression.

Les efforts dus à l'action intérieure, vont s'ajouter algébriquement avec ceux dus à l'action extérieure (voir TABLEAU XII), pour la face au vent et pour la face sous vent. La variation de ces efforts N_{ϕ} et N_{θ} est représentée dans la figure ci-dessous.



Efforts de membrane dans la tour hyperbolique soumise à une dépression intérieure uniforme

Joint	Efforts dus à la pression max + efforts dus à la dépression uniforme		Efforts dus à la dépression max +efforts dus à la dépression uniforme	
	$N_0(t/m)$	$N_0(t/m)$	$N_0(t/m)$	$N_0(t/m)$
0	+ 5,4038	- 1,1634	- 0,1772	0,02726
1	+ 5,9350	- 0,8945	- 0,2180	0,3825
2	+ 6,4720	- 0,6805	- 0,2290	0,4775
3	+ 7,0270	- 0,5273	- 0,1990	0,5486
4	+ 7,5740	- 0,4440	- 0,1250	0,5880
5	+ 8,2490	- 0,4382	- 0,0670	0,6038
6	+ 8,8440	- 0,4682	+ 0,0490	0,5907
7	+ 9,4970	- 0,5515	+ 0,1700	0,5574
8	+ 10,2020	- 0,6710	+ 0,3020	0,5099
9	+ 10,9620	- 0,8004	+ 0,4120	0,4636
10	+ 11,6530	- 0,9443	+ 0,5720	0,3983
11	+ 12,3020	- 1,2125	+ 0,7700	0,2944
12	+ 12,8890	- 1,2793	+ 1,0050	0,2277
13	+ 13,4040	- 1,3591	+1,2890	0,2048
14	+ 13,8140	- 1,4782	+1,6280	0,1338
15	+ 13,9700	- 1,5565	+2,0940	0,0645

TABLEAU XII

CHAPITRE VI

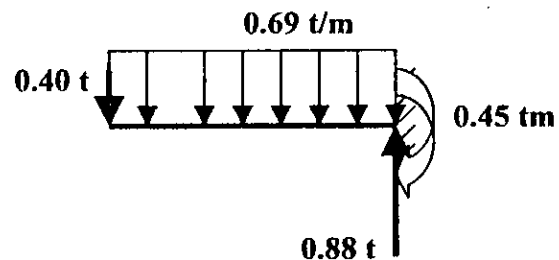
CALCUL DES ARMATURES

CHAPITRE VI CALCUL DES ARMATURES

Dans ce chapitre on fera le calcul de ferrailage de chaque élément constitutif de la tour (ceinture supérieure, la tour, ceinture inférieure, poteaux, ... etc.)

VI-1. FERRAILAGE DE LA CEINTURE SUPERIEURE

La ceinture supérieure n'étant sollicitée que par son poids propre, on fait le calcul pour 1m de largeur, on considère la ceinture comme une console.

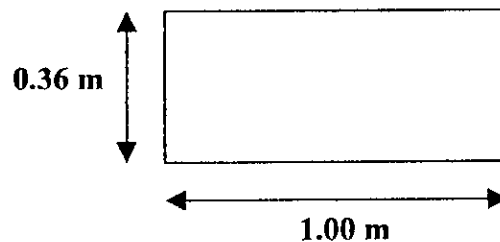


La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$M = 0,45 \text{ tm}$$

$$T = 0,88 \text{ t}$$

VI-1-1. CALCUL DES ARMATURES



VII-1-1-1. A L'ELU

- Armatures longitudinales

$$\mu_{bu} = 0,032 \leq \mu_{AB} \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$z = 30,9 \text{ cm}$$

$$A_1 = 0,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 32,17 \text{ cm}^2$$

$$A_1 \leq A_{\min} \Rightarrow \text{on ferraille avec } A_{\min}$$

$$A_s = 16,08 \text{ cm}^2 / \text{ml/face} \Rightarrow 9\phi 16 / \text{face/ml}$$

- Armatures de répartitions

$$\tau = 2,845 \text{ t/m}^2$$

$$\text{on suppose } A_t = 1 \text{ cm}^2 (2\phi 8)$$

$$S_t = 40 \text{ cm}$$

VII-1-1-2. A L'ELS

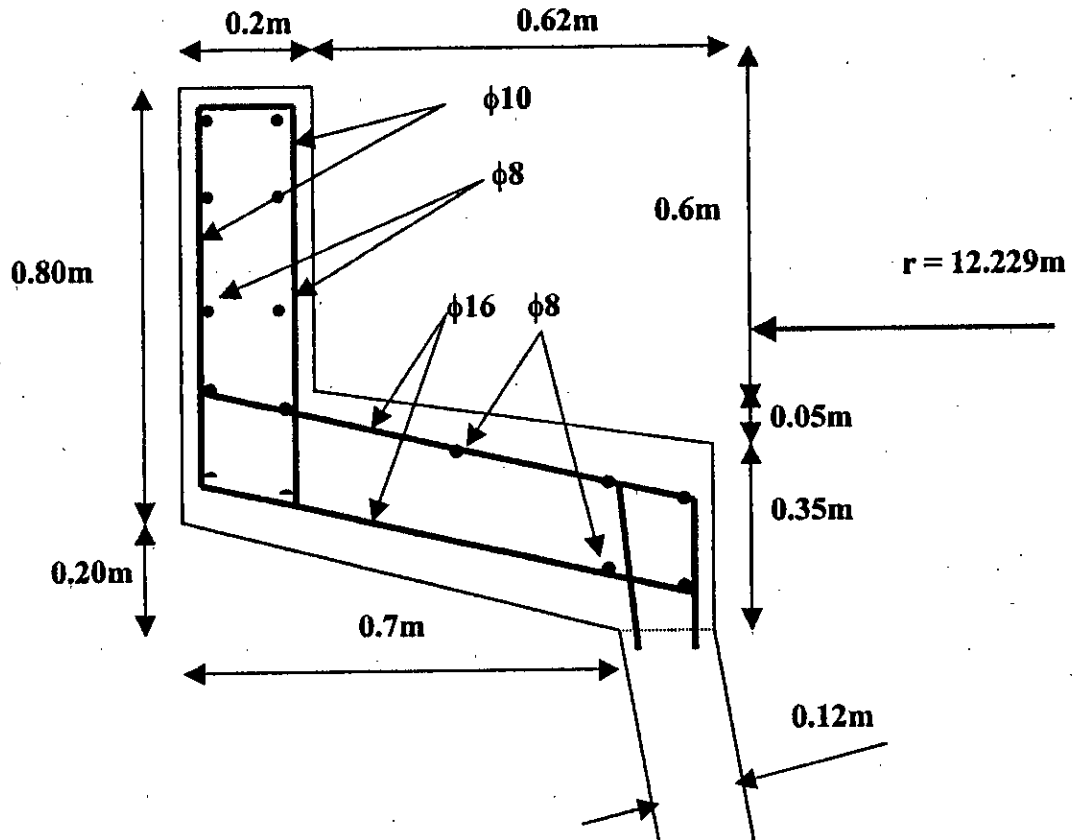
On fait la vérification des contraintes dans le béton

$$M_{\text{ser}} = 0,33 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{bser} = \frac{M_{ser} V}{I} \leq \overline{\sigma}_b$$

$$\sigma_{ser} = 15,37 \text{ t/m}^2 \leq \overline{\sigma}_b = 2500 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

VI 1-2. SCHEMA DE FERRAILLAGE



VI-2. FERRAILLAGE DE LA TOUR

Les combinaisons des effets du poids propre et du vent à l'ELU et à l'ELS sont données dans les tableaux (XIII) et (XIV) respectivement.

Suivant les méridiens, le cas le plus défavorable est :

$$[1,35.N_{\phi} (\text{poids propre}) + 1,2.N_{\phi} (\text{vent})]$$

Pour la face sous vent, cet effort est un effort de compression situé à la base de la tour juste au niveau du joint n°15. En ce qui concerne l'effort de traction le cas le plus défavorable est situé au sommet et juste au niveau 0 pour la face au vent.

Suivant les cercles parallèles, le cas le plus défavorable est :

$$[1,35.N_{\theta} (\text{poids propre}) + 1,2.N_{\theta} (\text{vent})]$$

Pour la face au vent, cet effort est un effort de compression situé à la base, pour l'effort de traction nous avons une valeur maximum au niveau du sommet pour la face sous vent.

VI-2-1. CALCUL DES ARMATURES LONGITUDINALES (suivant les méridiens)

α - à l'ELU

Les efforts étant exprimés en (t/m), 1m suivant le cercle parallèle.

1- Calcul à la compression

La contrainte dans le béton est :

$$\sigma_b = \frac{N_\varphi}{100 * e}$$

Où:

e: épaisseur de la coque.

N_φ : la valeur maximum de l'effort de compression.

Pour: e = 33 cm

AN

$$\sigma_b = \frac{19,7773 * 10^3}{100 * 33} = 6,00 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_{bu} = 141,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

A\à l'ELU

J	AU VENT		SOUS VENT	
	$1,35N_0(g)+1,2*N_0(w)$ (t/m)	$1,35*N_0(g)+1,2*N_0(w)$ (t/m)	$1,35*N_0(g)+1,2*N_0(w)$ (t/m)	$1,35N_0(g)+1,2N_0(w)$ (t/m)
0	5,2134	-1,15632	-1,4838	0,5669
1	4,6027	-1,32139	-2,7808	0,2110
2	4,0175	-1,54897	-4,0241	-0,1593
3	3,4890	-1,82149	-5,1821	-0,5303
4	3,0054	-2,13012	-6,2341	-0,8917
5	2,7374	-2,47375	-7,2414	-1,2233
6	2,4430	-2,80437	-8,1112	-1,5335
7	2,2879	-3,15112	-8,9044	-1,8203
8	2,2591	-3,50641	-9,6208	-2,0893
9	2,1937	-4,28375	-10,4662	-2,7669
10	1,7794	-5,21148	-11,5177	-3,6004
11	1,0477	-6,41769	-12,7906	-4,6093
12	0,0260	-7,53321	-14,2347	-5,7248
13	-1,3393	-8,73074	-15,8774	-6,8539
14	-3,1527	-10,12980	-17,7759	-8,1954
15	-5,5265	-11,60076	-19,7777	-9,6555

TABLEAU XIII

B\ à l'ELS

J	AU VENT		SOUS VENT	
	$N_0(g) + N_0(w)$ (t/m)	$N_0(g) + N_0(w)$ (t/m)	$N_0(g) + N_0(w)$ (t/m)	$N_0(g) + N_0(w)$ (t/m)
0	4,4622	-0,9858	-1,1188	0,4502
1	4,0689	-1,0782	-2,0840	0,1988
2	3,6947	-1,2230	-3,0063	-0,0650
3	3,3653	-1,4078	-3,8607	-0,3318
4	3,0672	-1,6272	-4,6318	-0,5952
5	2,9445	-1,8811	-5,3715	-0,8391
6	2,7921	-2,1293	-6,0029	-1,0703
7	2,750	-2,3954	-6,5770	-1,2864
8	2,807	-2,6719	-7,0930	-1,4909
9	2,843	-3,2621	-7,7070	-1,9981
10	2,6129	-3,9653	-8,4681	-2,6227
11	2,143	-4,8886	-9,3890	-3,3816
12	1,4514	-5,7006	-10,4326	-4,1936
13	0,4972	-6,6182	-11,6178	-5,0542
14	-0,8005	-7,6678	-12,9865	-6,0558
15	-2,5415	-8,7661	-14,4175	-7,1451

TABLEAU XIV

De ces résultats on conclut que le béton peut reprendre seul les efforts de compression, dans ce cas on mettra un ferrailage constructif de manière à assurer un pourcentage minimal d'armature pour le béton, la condition de non-fragilité fixe la section d'armatures "A_s"

$$A_s \geq \frac{B * f_u}{f_c}$$

Etant donné que l'épaisseur de la coque est variable on prendra des tronçons de hauteur h= 9m pour le calcul des sections d'armatures.

- Tronçon 1

$$30m \leq z \leq 39m$$

$$A_{s1} \geq \frac{0,33 * 1 * 2,1}{235} = 29,49cm^2$$

$$A_{s1} = 29,49cm^2, \text{ soit } 10\phi 20/m$$

-- Tronçon 2

$$21m \leq z \leq 30m$$

$$A_{s2} \geq \frac{0,24 * 1 * 2,1}{235} = 21,45cm^2$$

$$A_{s2} = 21,45cm^2, \text{ soit } 10\phi 20/ml$$

-- Tronçon 3

$$12m \leq z \leq 21m$$

$$A_{s3} \geq \frac{0,15 * 1 * 2,1}{235} = 13,40cm^2$$

$$A_{s3} = 13,40cm^2, \text{ soit } 10\phi 16/ml.$$

-- Tronçon 4

$$3m \leq z \leq 12m$$

$$A_{s4} \geq \frac{0,12 * 1 * 2,1}{235} = 10,72cm^2$$

$$A_{s4} = 10,72\text{cm}^2, \text{ soit } 10\phi 14/\text{ml.}$$

-- Tronçon 5

$$-6\text{m} \leq z \leq 3\text{m}$$

$$A_{s5} = 10,72\text{cm}^2, \text{ soit } 10\phi 14/\text{ml.}$$

Pour les deux premier tronçon ($21\text{m} \leq z \leq 39\text{m}$) on mettra une double nappe d'armatures de $\phi 20$ (espacement à la base 20 cm).

Le nombre de fils pour chaque nappe est de 660 fils. L'espacement sera variable en fonction de la hauteur, l'espacement le plus faible est au niveau du col, à ce niveau on aura le nombre de fils par mètre :

$$n = \frac{660}{2 * 3,14 * 12} = 8,75/m$$

Soit un espacement :

$$s_t = \frac{100}{8,75} = 11,42\text{cm}$$

VI-2-2. FERRAILLAGE SUIVANT LES CERCLES PARALLELE

On utilise des cerces pour reprendre les efforts N_θ suivant les cercles parallèles. Les cas plus défavorables sont dans la face au vent pour la compression et dans la face sous vent pour la traction.

VI-2-2-1. Calcul d'armatures

Les efforts N_θ sont donnés en t/m, (1m suivant les méridiens), les sollicitations N_θ maximums sont :

- pour la traction : $N_\theta = + 0,56688 \text{ t/m}$ (face sous vent, joint n° 0)
- pour la compression : $N_\theta = - 11,60076 \text{ t/m}$ (face au vent, joint n°15)

α . Calcul à la traction

La section d'armature est :

$$A_s = \frac{N}{f_{su}}$$

AN

$$A_s = \frac{566,88}{2040} = 0,28 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la contrainte de traction dans le béton

$$\sigma_b = \frac{N}{100 * e}$$

AN

$$\sigma_{bt} = \frac{566,88}{100 * 2} = 0,473 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_{bt} < f_y$: La traction est vérifiée.

β. Calcul à la compression

$$N_\phi = 11600,76 \text{ kg/m}$$

$$e = 33 \text{ cm}$$

AN

$$\sigma_b = \frac{11,6}{1 * 0,33} = 35,15 \text{ t/m}^2$$

La contrainte de compression dans le béton est inférieure à la contrainte admissible, donc le béton peut résister seul, dans ce cas on mettra un ferrailage constructif pour assurer un pourcentage minimum d'armatures.

Donc le ferrailage sera déterminé par la condition de non-fragilité. Etant donné que l'épaisseur de la coque est variable on calculera le ferrailage pour chaque tronçon.

$$A_s \geq \frac{B * f_y}{f_c}$$

$$f_c = 235 \text{ MPa}$$

- tronçon 1

$$30 \text{ m} \leq z \leq 39 \text{ m}$$

$$B = 0,315 \text{ m}^2$$

$$A_s \geq 28,14 \text{ cm}^2$$

Soit $14 \phi 16$, l'espacement $S_t = 14,00\text{cm}$.

- tronçon 2

$$21\text{m} \leq z \leq 30\text{m}$$

$$B = 0,235 \text{ m}^2.$$

$$A_2 \geq 21,0\text{cm}^2$$

Soit $12\phi 16$, l'espacement $S_t = 16,5\text{cm}$.

- tronçon 3

$$12\text{m} \leq z \leq 21\text{m}$$

$$B = 0,145 \text{ m}^2$$

$$A_3 \geq 12,95\text{cm}^2$$

Soit $10\phi 14$, l'espacement $S_t = 20,0 \text{ cm}$.

- tronçon 4

$$3\text{m} \leq z \leq 12\text{m}$$

$$B = 0,12 \text{ m}^2$$

$$A_4 \geq 10,72\text{cm}^2$$

Soit $10\phi 12$, l'espacement $S_t = 20,0 \text{ cm}$.

- tronçon 5

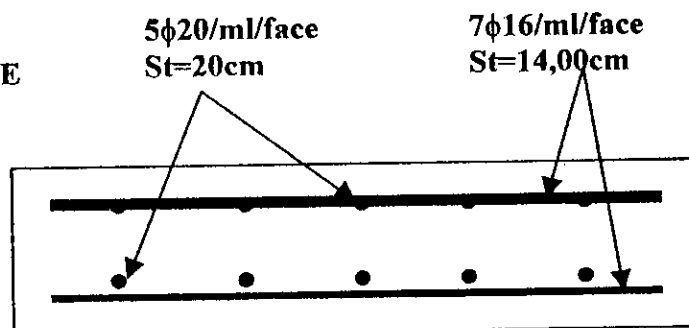
$$-6\text{m} \leq z \leq 3\text{m}$$

$$A_5 \geq 10,72\text{cm}^2$$

Soit $10\phi 12$, l'espacement $S_t = 20,0 \text{ cm}$.

VI-2-3. SCHEMA DE FERRAILLAGE

exemple : $(30\text{m} \leq z \leq 39\text{m})$



Au niveau des joints précédents on prévoit des raidisseurs qui seront constitués par des cerces pour parer aux éventuels moment d'ovalisation.

VI-3. FERRAILLAGE DE LA CEINTURE INFÉRIEURE

Cette poutre ceinture constitue la partie inférieure de la tour. Sa hauteur est prise égale à 0,60 m et sa largeur moyenne est de 0,72 m, elle repose sur 34 appuis formés par les poteaux. L'importance du diamètre à la base de la tour permet de considérer une ou plusieurs travées successives comme une poutre continue droite, et son calcul se fera comme une poutre continue sur plusieurs appuis équidistants. La ligne joignant les centres des appuis sera confondue avec la fibre moyenne de la tour par conséquent les moments de torsion seront négligés.

On considère que les efforts N_ϕ passent dans le plan moyen de la poutre et la charge induite est uniformément répartie dans chaque travée.

VI-3-1. CALCUL DE LA CHARGE REPARTIE q POUR LA TRAVEE

Au niveau $Z = +39,6$ m, $r_0 = 21,218$ m

$q_t = q$ (dû à la ceinture supérieure) + q (dû au poids de la tour) + q (dû au vent) + q (dû au poids de la ceinture inférieure).

• q dû à la ceinture supérieure

$$q_1 = \frac{P_{CS}}{2 * \pi * r_0 * \cos 20^\circ}$$

AN

$$q_1 = \frac{72,387}{2 * 3,14 * 21,218 * 0,9401} = 0,5776t/m$$

• q dû au poids de la tour et de la ceinture inférieure

$$q_2 = \frac{P_{tour} + P_{CI}}{2 * \pi * r_0 * \cos 20^\circ}$$

AN

$$q_2 = \frac{1975.763 + 124}{2 * \pi * 21,218 * \cos 20^\circ} = 16,77t/m$$

• q dû au vent

$$q_3 = 3,811 - 5,905 = -2,094t/m$$

La charge répartie totale sur la travée sera donc :

$$q = \sum q_i = 0,578 + 16,77 - 2,094 = 15,254 \text{ t/m}$$

$$q = 15,254 \text{ t/m}$$

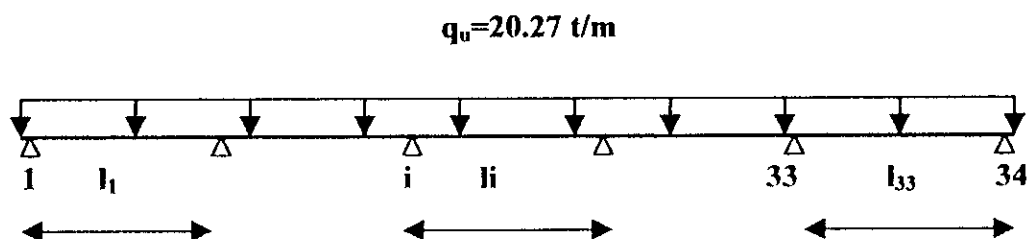
VI-3-2. CALCUL DES ARMATURES

VI-3-2-1. Armatures longitudinales

Notre poutre répond aux critères d'application de la méthode forfaitaire, donc le calcul se fera suivant cette méthode.

$$\alpha. \text{ A l' ELU : } q_u = 1,35 * P + 1,5 * w$$

$$\text{AN: } q_u = 20,27 \text{ t/m}$$



$$M_i = M_{i+1} = M$$

$$l_i = l_{i+1} = l = 3,92 \text{ m}$$

$$i = 1 \dots 33$$

-Calcul du moment de M

Le calcul se fera par la méthode des trois moments

$$M_{i-1}l_{i-1} + 2M_i(l_{i-1} + l_i) + M_{i+1}l_i = -\frac{6}{l_{i-1}} \int_0^{l_{i-1}} \mu_x x dx - \frac{6}{l_i} \int_0^{l_i} \mu_x (l_i - x) dx$$

$$M = -\frac{q l^2}{12}$$

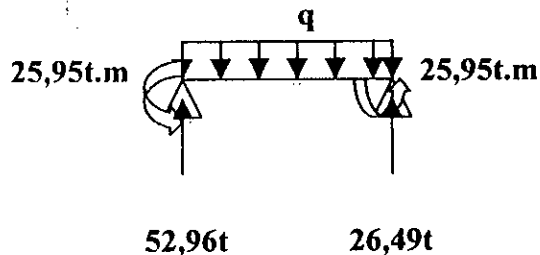
AN:

$$M = -25,956 \text{ t.m}$$

On prend une poutre isostatique avec un moment à l'extrémité = -25,95 et une charge répartie uniformément q

$M_{max}=69,11t.m$
 $T_{max}=52,96t$

$b_0=0,62m$
 $d'=0,05m$
 $d=0,55m$
 $\mu_{bu}=0,25 \leq \mu_{AB} \rightarrow$ pi vot A
 $\alpha=0,366$
 $z=0,469m$
 $A_u=72,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9\phi 32$



β.A l'ELS

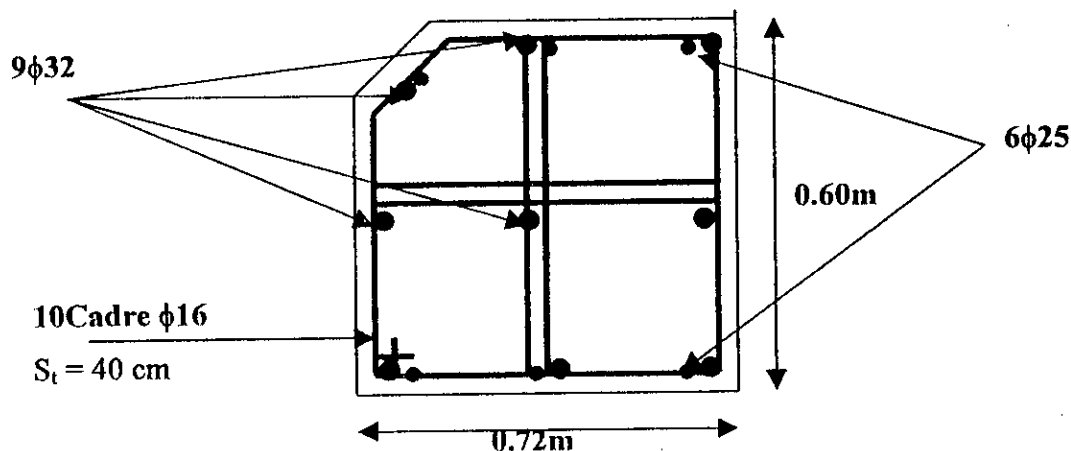
$q_{ser}=15,254 \text{ t/m}$
 $M_{max}=52,07t.m$
 $T_{max}=39,855t$
 $\mu_{b ser}=0,19 \leq \mu_{AB} \Rightarrow$ Pivot A
 $\alpha=0,2657$
 $z=0,492m$
 $A_{ser}=96,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow 9\phi 32+6\phi 25$
 $A_{ser} \geq A_u \Rightarrow$ On ferraille avec A_{ser}

VI-3-2-2. Vérification au cisaillement

$\tau=1.55Mpa \leq \bar{\tau} = 2,5Mpa \rightarrow$ ferrailage avec des armatures minimales

$A_t \geq 20cm^2 \Rightarrow 10\phi 16$

VI-3-3. SCHEMA DE FERRAILLAGE



VI-4. FERRAILLAGE DES POTEAUX

Les poteaux ont l'inclinaison des tangentes aux méridiens, ils seront calculés à la compression due aux efforts N_φ (poids propre de la tour), et à l'effet des traînées dues au vent.

Les moments de flexion dans les poteaux seront négligés vu le nombre important de ces poteaux, leur disposition et leur faible hauteur. Donc pour le vent on ne considérera uniquement les surcharges qu'il apporte (compression ou traction).

VI-4-1. MOMENT DE RENVERSEMENT DU AU VENT NORMAL A LA BASE DES PILIERS

Ce moment vaut la somme de tous les moments partiels dus aux traînées calculées précédemment (chapitre V tableau VIII).

$$M = \sum M_i = 1991,3 \text{ tm}$$

Le moment dû au vent pondéré avec le coefficient 1,2 est :

$$\underline{M = 2389,5 \text{ tm}}$$

VI-4-2. ETAT DE COMPRESSION SUR L'ENSEMBLE DES POTEAUX

N_φ à la base de la tour = 17,218t/m

L'effort V agissant sur l'ensemble des poteaux est :

$$V = 17,218 * 21,218 * 2 * \pi = 2295,45 \text{ t.}$$

$$\underline{V = 2295,45 \text{ t}}$$

Pour vérifier l'état de compression de l'ensemble de ces poteaux, on assimile l'ensemble de ces piliers à un cylindre annulaire de rayon $R=21,3\text{m}$.

La section totale des poteaux est :

$$S = 68 * 0,085 = 5,813 \text{ m}^2$$

L'épaisseur de la paroi du cylindre est telle que :

$$e * 2\pi * R = S$$

$$\Rightarrow e = \frac{S}{2\pi * R} = \frac{5,813}{2\pi * 21,3} = 0,043 \text{ m}$$

L'inertie I est égale à :

$$I = \frac{\pi}{4} (R_2^4 - R_1^4)$$

R_1, R_2 sont les rayons intérieur et extérieur du cylindre équivalent.

AN:

$$I = 1304,8 \text{ m}^4$$

On voit que cette inertie est égale à celle calculée directement avec les poteaux. $I = 1300 \text{ m}^4$
L'excentricité e_0 sera égale à :

$$e_0 = \frac{M}{P}$$

P: poids de la tour au-dessus des poteaux, $P = 2356,213 \text{ t}$.

-Pour le vent normal :
$$e_0 = \frac{1991,3}{2356,213} = 0,84 \text{ m}$$

-Pour le vent pondère :
$$e_0 = \frac{2389,56}{2356,213} = 1,014 \text{ m}$$

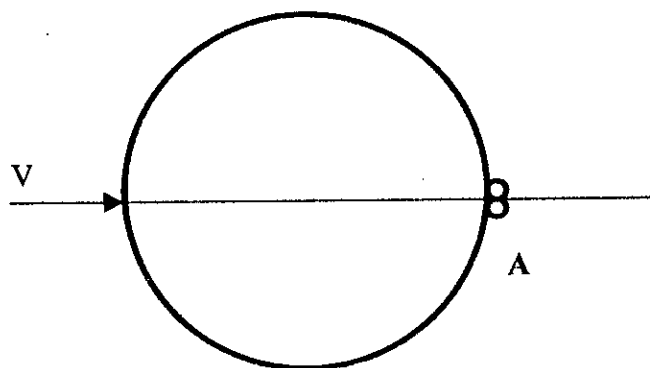
Le rayon du noyau central est :

$$r = \frac{D}{4} = \frac{2 * 21,3}{4} = 10,65 \text{ m}$$

On voit que $e_0 < r$ pour les deux cas, donc la section est entièrement comprimée. Tous les poteaux seront uniquement comprimés.

VI-4-3. CALCUL DES DEUX POTEAUX DIAGONAUX LES PLUS SOLLICITES

-Cas où le vent souffle suivant une direction normale à l'axe de tour:



L'effort de compression dû au vent pour les deux diagonales sera :

$$N = \frac{M * S}{\frac{I}{R}}$$

S: section des deux poteaux.

AN

$$N = \frac{2389,56 * 0,171 * 21,3}{1300} = 6,69t$$

L'effort normal de compression qui revient à deux diagonales sous l'effet du poids propre de la tour est :

$$N = q_l * 2 * l$$

l: longueur de la mi-travée

AN

$$N = 1,35 * (17,218 * 2 * \frac{3,92}{2}) = 91,11t$$

Donc pour les deux diagonales (A) les plus sollicitées, l'effort normal est :

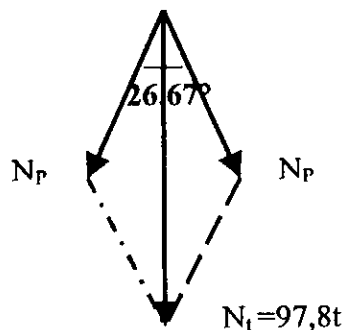
$$N_t = 91,11 + 6,69 = 97,8t$$

Pour les deux diagonales opposées les moins sollicitées, l'effort normal est :

$$N_t = 91,11 - 6,69 = 84,42t$$

Nous avons une compression dans les deux cas pour le calcul, on prendra la valeur $N_t = 97,8t$

- calcul de l'effort de compression dans chaque poteau



L'effort de compression qui revient à un poteau est :
$$N_p = \frac{97,8}{2 * \cos 13,335^\circ} = 50,25t$$

$$N_p = 50,25t$$

VI-4-4. FERRAILLAGE DU POTEAU

VI-4-4-1. ARMATURES LONGITUDINALES

Les règles BAEL ont fixé le pourcentage minimal d'armatures longitudinales A_{\min} réglementairement :

$$A_{\min} = \max \left\{ 4 * u, \frac{0,2 * B}{100} \right\} \quad \text{en cm}^2$$

u: périmètre de la section droite exprimé en m.

B: section du béton exprimée en cm^2 .

$$A_{sc} \geq \left(\frac{N_U}{\alpha} - \frac{B_r * f_{c28}}{1,35} \right) * \frac{1,15}{f_c}$$

N_U : en MN

B_r : en m^2

f_{c28}, f_c en Mpa

A_{sc} : en m^2

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 * \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,6 * \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : longueur de flambement.

$$l_f = \frac{l_0}{2} \quad (\text{encastrement parfait aux deux extrémités})$$

l_0 : longueur du poteau.

i: rayon de giration minimum.

$i = d/4$ (section circulaire).

AN

$$l_f = 2m$$

$$i = 0,0825m$$

$$\lambda = 24,24 < 50 \quad \Rightarrow \quad \text{Pas de flambement.}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1,0959} = 0,91$$

$$B_r = \pi * \frac{(d - 0,02)^2}{4}$$

AN

$$B_r = 0,075\text{m}^2$$

$$N_u = 50,25\text{t}$$

Acier a haute adhérence $f_c = 400\text{Mpa}$ AN

$$A_{sc} \geq \left(\frac{0,5025}{0,91} - \frac{0,075 * 25}{1,35} \right) * \frac{1,15}{400} = -0,002\text{m}^2$$

Le ferrailage longitudinal se fera avec armatures minimales.

AN

$$A_{\min} = \max\{4,15; 1,71\}$$

$$A_{\min} = 4,15 \text{ cm}^2.$$

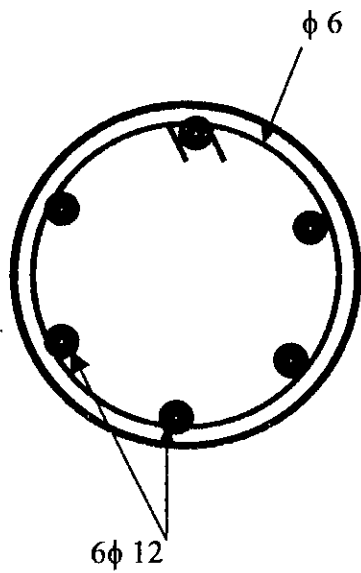
Soit $6\phi 12$ **VI-4-4-2. ARMATURES TRANSVERSALES**Leur diamètre ϕ_t est tel que : $\phi_t \approx \phi_l / 3$.AN $\phi_t \approx 4$, on prend la valeur $\phi_t = 6$.**-L' espacement S_t**

$$S_t = \min\{0,4; d + 0,1; 15\phi_l\}$$

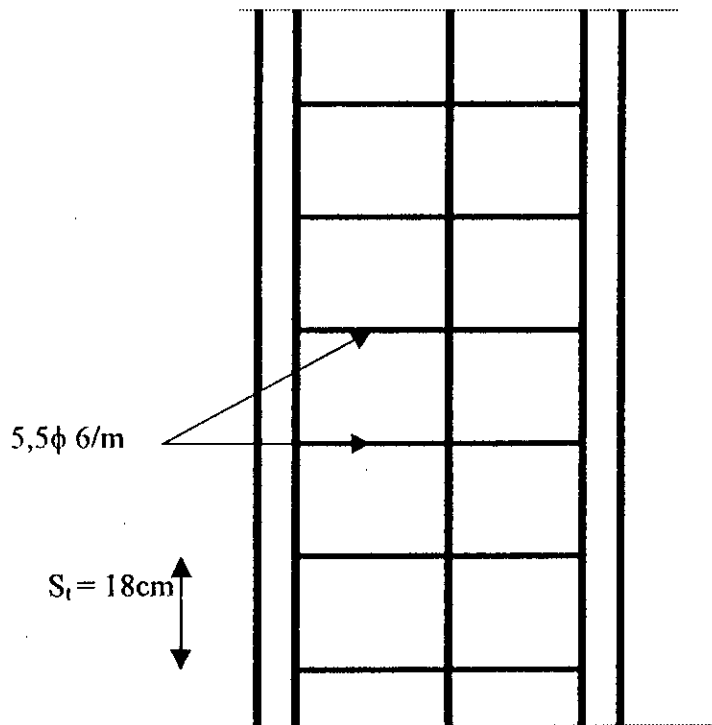
AN

$$S_r = \min\{0,4; 0,41; 0,18\} = 18\text{cm}$$

VI-4-5. SCHEMA DE FERRAILLAGE



-Section transversale-



SCHEMA DE FERRAILLAGE DU POTEAU

CHAPITRE VII

CALCUL DES FONDATIONS

CHAPITRE VII CALCUL DES FONDATIONS

VII-1. VERIFICATION AU RENVERSEMENT

VII-1-1. CALCUL DU MOMENT DÛ AU VENT A LA BASE DE LA FONDATION

Le tableau (VIII) du chapitre (V), nous donne les traînées T_{ai} dus au vent correspondant à chaque maitre-couple, le moment à la base de la fondation est:

$$M_v = \sum T_i * h_i$$

INDICE	T_i (Kg)	h_i (m)	$M_i = T_i * h_i$ (kg.m)
1	2734,929	4,82	13182,3577
2	5033,810	9,22	46411,7282
3	4278,900	12,22	52288,1580
4	4309,022	15,22	65583,3148
5	4299,050	18,22	78328,691
6	4261,702	21,22	90433,316
7	4204,653	24,22	101836,6975
8	4133,933	27,22	112525,6563
9	4061,436	30,22	122736,5959
10	4023,363	33,22	133656,1189
11	4051,489	36,22	146744,9316
12	4100,122	39,22	160806,7848
13	4205,885	42,22	177572,4647
14	4403,948	45,22	199146,5286
15	9307,384	48,22	448802,056
16	9926,520	51,22	508436,354
17	3627,570	53,22	193059,275

TABLEAU XV

$$M_w = 2651,551 \text{tm}$$

Le moment dû au vent pondéré avec le coefficient 1,2 est:

$$M_{wp} = 3181,861 \text{tm.}$$

VII-1-2. LE MOMENT A LA BASE DE LA FONDATION DÙ AU SEISME

L'effort sismique S est égal à : $S = 435,08 \text{t}$

$$H = 2,8 * \cos 20^\circ = 2,63 \text{m.}$$

$$M_s = 435,08 * 2,63 = 1144,26 \text{tm.}$$

VII-1-3. POIDS TOTAL DU BETON

- Poids de la ceinture supérieure et de la tour: $P_1 = 2156,2135 \text{t.}$

- Poids des poteaux: $P_2 = 58,13 \text{t.}$

- Jupe de fondation: c'est un tronc de cône annulaire, calculons d'abord ses volumes extérieur et intérieur. Le volume d'un tronc de cône est:

$$V = \frac{\pi * h}{3} * (R_1^2 + R_2^2 + R_1 * R_2)$$

1- Volume extérieur:

$$R_1 = 22,827 \text{m ;}$$

$$R_2 = 23,855 \text{m.}$$

D'où:

$$V_e = 4504,046 \text{m}^3.$$

2- Volume intérieur:

$$R_1 = 22,377 \text{m}$$

$$R_2 = 23,405 \text{m}$$

D'où:

$$V_i = 4332,070 \text{m}^3$$

Le poids de la jupe de fondation sera alors:

$$P_3 = 2,5 * (4504,046 - 4332,070) = 429,94 \text{t.}$$

- Poids des terres

$$P_4 = 1,6 * 1,55 * 2,8 * 2 * 3,14 * 23,6 = 1029,15 \text{t.}$$

- Poids du béton de la semelle :

$$\text{L'air de la section} = 2 * 0,3 + 0,4 * 0,45 + 0,01775 * 0,4 = 1,09 \text{m}^2.$$

$$\text{Son poids par mètre} = 2,5 * 1,09 = 2,725 \text{t/m}$$

$$\text{Donc le poids de tout l'anneau : } P_5 = 2,725 * 2 * 3,14 * 23,6 = 403,9 \text{t.}$$

- Le poids de tout l'ouvrage est :

$$P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 4077,300 \text{t}$$

$$\underline{P = 4077,300 \text{t}}$$

Les sollicitations à prendre en compte sont:

$$N_p = 1,35 * P = 5504,346t.$$

$$M_{wp} = 3181,861tm.$$

Le rayon du noyau central est : $r = \frac{D^2 + d^2}{8 * D}$

$$D = 24,6 * 2 = 49,2m$$

$$d = 22,6 * 2 = 45,2m$$

AN

$$r = 11,34m$$

$r > e_0$, nous sommes donc dans le tiers central.

- La contrainte maximale dans le sol est :

$$\sigma_s = \frac{N}{A} + \frac{M * v}{I}$$

A: aire de la semelle :

$$A = 2 * 3,14 * 23,6 * 2 = 296,416m^2$$

$$V = D_2/2.$$

I: inertie de la semelle par rapport à un axe passant par son centre.

$$I = \frac{\pi}{4} * (R_2^4 - R_1^4)$$

$$\frac{I}{v} = \frac{\pi}{4 * R_2} * (R_2^4 - R_1^4)$$

AN

$$\frac{I}{v} = 3363,35m^3$$

$$\sigma_s = \frac{5504,346}{296,416} + \frac{3181,861}{3361,55} = 1,95kg/cm^2$$

$$\underline{\sigma_s = 1,95kg/cm^2}$$

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s} = 2kg/cm^2$$

VII-1-4. VERIFICATION AU RENVERSEMENT

On vérifie que le moment dû aux poids du béton et des terres est supérieur au moment dû au vent.

-Le moment dû au poids du béton et des terres est :

$$M_p = 5504,346t * 24,6 = 135406,91t.m$$

$M_p > M_w = 3181,861 \text{ tm}$ donc pas de risque de renversement.

VII-2. CALCUL DES CONTRAINTES DANS LE SOL

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

AN

$$\sigma_1 = \frac{5504,346}{296,4} + \frac{3181,861}{3361,55} = 19,5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{5504,346}{296,4} - \frac{3181,861}{3361,55} = 17,62 \text{ t/m}^2$$

Vu l'importance du diamètre à la base, on pourra assimiler cette fondation à une semelle

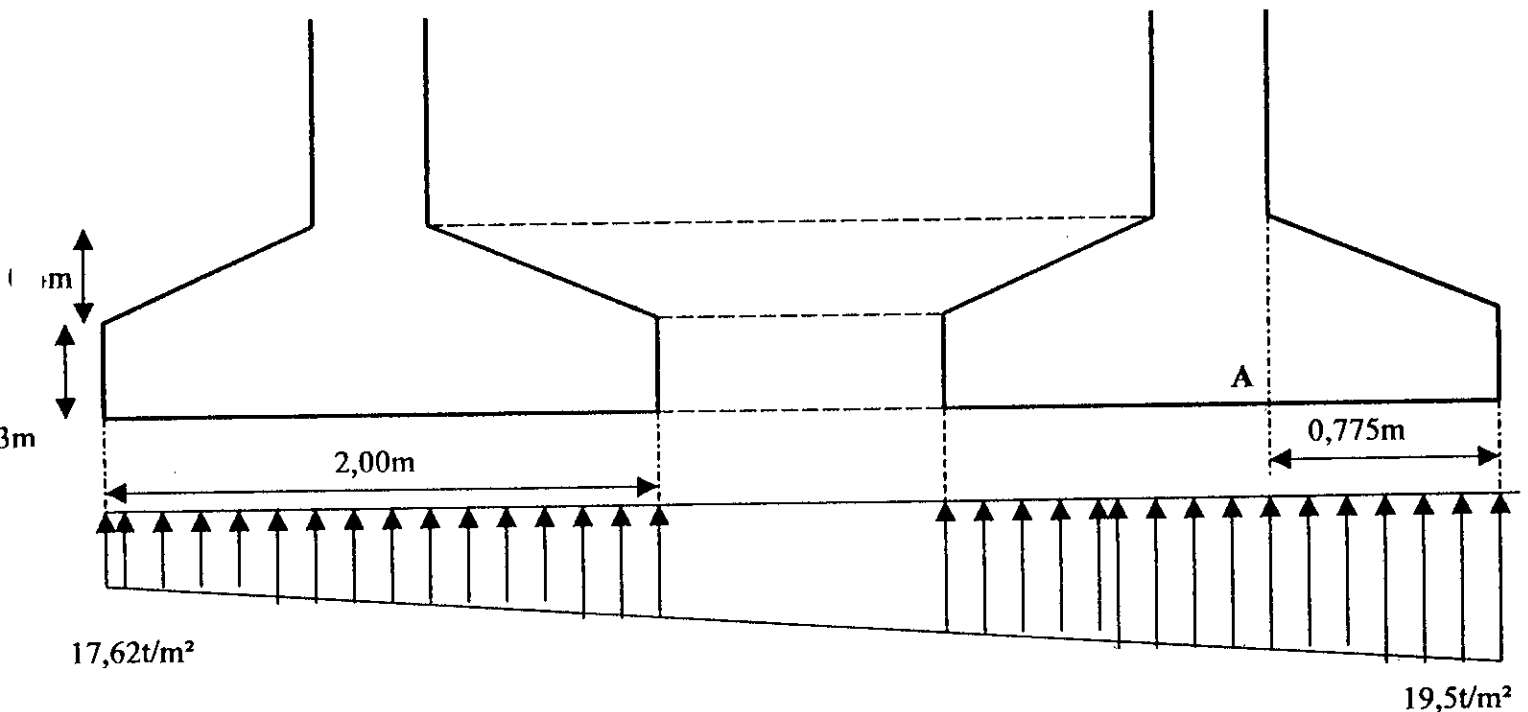


Figure 12

La distribution des contraintes est trapézoïdale sur la semelle.

VII-3. CALCUL DU MOMENT EN A

$$M_A = 5,85 \text{ tm}$$

VII-4. CALCUL DU FERRAILLAGE DE LA SEMELLE

VII-4-1. ARMATURES PRINCIPALES

$$A = \frac{M}{z * f_{su}}$$

AN

$$A = \frac{5,85 * 10^3 * 10}{0,9 * 0,7 * 348 * 10^6} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$\underline{A=2,6 \text{ cm}^2}$$

On ferraille avec 4 ϕ 12 par mètre.

Pour déterminer la longueur des barres, on compare la longueur de scellement l_s :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 * \bar{\tau}_s} * a' * b'$$

$$\bar{\tau}_s = 2,8 \text{ Ma}$$

$$a' = 0,45 \text{ m}$$

$$b' = 2 \text{ m}$$

AN

$$l_s = \frac{1,2 * 400}{4 * 2,8} * 0,45 * 2 = 38,57 \text{ cm}$$

l_s vérifie l'inégalité :

$$\frac{b'}{8} < l_s \leq \frac{b'}{4}$$

Donc toutes les barres seront prolongées jusqu'aux extrémités et ne comporteront pas de crochets.

VII-4-2. ARMATURES DE REPARTITION

Pour les armatures de répartition elles seront formées de cerces :

$$A_r = \frac{A_t * B}{4} = \frac{2,6 * 2}{4} = 1,6 \text{ cm}^2$$

Soit 3 ϕ 10

Donc 3 cerces à disposer.

VII-4-3. VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

L'effort tranchant maximal est :

$$T_0 = 19,5 * 0,775 * 1 = 15,11t$$

$$\tau_b = 1,4 * \frac{T_0}{b * z}$$

$$z = 0,9 * h'$$

h' : on prendra la valeur moyenne:

$$h' = \frac{h_i + h}{2} = 0,5m$$

AN

$$\tau_b = \frac{1,4 * 15,11}{1 * 0,9 * 0,5} = 4,7kg/cm^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_v = 25kg/cm^2$, donc le cisaillement est vérifié.

VII-5. CAS DE LA SEMELLE INCLINEE

Dans ce cas les efforts seront normaux à la fondation, l'angle d'inclinaison étant faible le calcul de I/v sera conduit comme précédemment :

$$I/v = 3363,35 m^3.$$

L'aire de la semelle annulaire est :

$$A = 2 * \pi * 23,8 * 2 = 298,93m^2.$$

L'effort sur 1mètre de semelle est :

$$N = \frac{5504,346}{2 * \pi * 23,8 * \cos 20^\circ} = 39,00t/m$$

La contrainte sur le sol due à cet effort N sera :

$$\sigma_1 = \frac{3,90}{2 * 1} = 1,9kg/cm^2.$$

La contrainte due au moment sera :

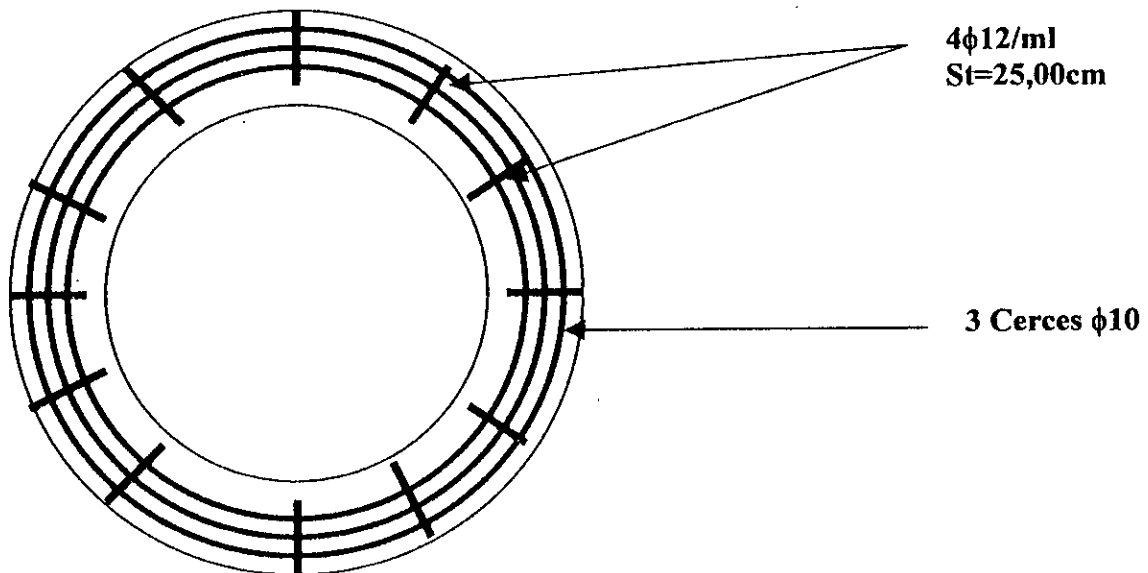
$$\sigma_2 = \frac{3181,861}{3363,35} = 0,95 \text{ kg/cm}^2.$$

La contrainte totale est :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 + \sigma_2 = 1,99 \text{ kg/cm}^2.$$

Cette contrainte ne diffère pas de celle calculée dans le premier cas en outre cette position inclinée de la semelle est plus avantageuse car elle permet aux efforts apportés par la jupe d'être normaux à la fondation. Donc on gardera les aciers calculés précédemment.

VII-6. SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA SEMELLE



VII-7. CALCUL DE LA JUPE DE FONDATION

Pour cette jupe la hauteur est supérieur à la portée ($h = 2,8\text{m}$, $l = 2,2\text{m}$), donc elle sera calculée comme étant une poutre-cloison continue sur appuis, ce sera donc une poutre continue renversée. Et nous supposons que la charge est uniformément répartie sur cette travée.

Cette charge est :

$$q_u = \frac{19,35 * 298,93}{2 * \pi * 23,6} = 39,00\text{t/m}$$

$$q_u = 39,00\text{t/m}$$

Etant donné que la distance entre appuis est faible, et que le diamètre est important, on pourra supposer que la ligne joignant les centres des appuis sera confondue avec la fibre moyenne de la poutre par conséquent la torsion sera négligée.

Comme pour la ceinture inférieure le calcul de cette jupe se fera par la méthode forfaitaire :

l : portée de calcul; $l = \min (l_t ; 1,15 * l_0)$

$$l = 2,18\text{ m}$$

$$b_0 = 0,45\text{m}$$

- le moment ultime de référence:

$$M_{0,u} = \frac{p * l^2}{8} = 23,18\text{tm}$$

- l'effort tranchant de référence:

$$V_{0,u} = \frac{p * l}{2} = 42,518\text{t}$$

- la contrainte tangente conventionnelle:

$$\tau_{0,u} = \frac{V_{0,u}}{b_0 * l} = \frac{42,518}{0,45 * 2,18} = 43,34\text{t/m}^2$$

- l'épaisseur minimale:

$$b_0 \geq \frac{3,75 * P}{f_{c28}} = 5,8 \text{ cm}^2 \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

1- ARMATURES PRINCIPALES

pour le calcul on applique la m\u00e9thode forfaitaire.

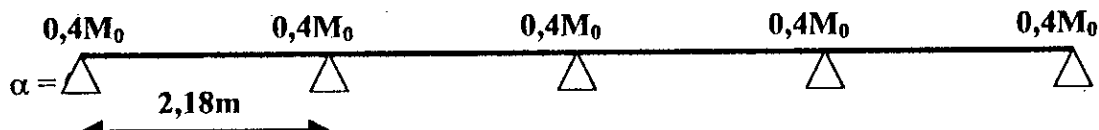
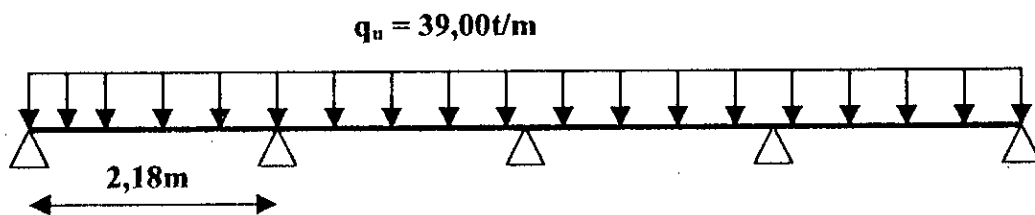
$$M_0 = M_{0,u}$$

$$l_j = l_{i+1} = 2,18 \text{ m}$$

- Calcul du moment de r\u00e9f\u00e9rence M_0

$$M_0 = \frac{q * l_i^2}{8} = \frac{39,8 * 2,22^2}{8} = 24,52 \text{ tm}$$

$$M_0 = 23,18 \text{ tm}$$



1-Calcul du moment en trav\u00e9e :

$$M_i + \frac{M_e + M_w}{2} \geq \max[1,05 M_0; M_0]$$

$$M_i \geq \frac{1}{2} M_0$$

AN

$$M_i = 15,067 \text{ tm}$$

$$M_a = 9,808 \text{ tm}$$

$$M_i = 15,067 \text{ tm}$$

Les sections des armatures, A_i, A_s en trav\u00e9e et sur appuis sont donn\u00e9es par:

$$A_i = \frac{M_t}{z * f_{su}}, \quad A_s = \frac{M_a}{z * f_{su}} \quad [\text{BAEL83 P436}].$$

$$z = 0,5 * l$$

AN

$$A_i = \frac{15,067}{0,5 * 2,18 * 348 * 10^3} = 4 \text{ cm}^2.$$

$$A_s = \frac{9,808}{0,5 * 2,18 * 348 * 10^3} = 2,6 \text{ cm}^2$$

$$A_i = 4 \phi 14$$

$$A_s = 4 \phi 12$$

Les armatures A_i sont disposées au-dessus de la face inférieure de la paroi, sur une hauteur de l'ordre de $0,15 * l$ et se prolongent dans la travée voisine.

Les armatures A_s , sont disposées dans une bande de hauteur $0,10 * l$ située entre les niveaux $0,9 * l$ et l , de plus des armatures complémentaires sont ajoutées entre les niveaux l et $1,5 * l$ leurs section est égale à:

$$A_c = \frac{A_s}{4} = \frac{2,6}{4} = 0,65 \text{ cm}^2$$

Soit $2 \phi 10$

3- armatures verticales

ces armatures sont constituées par des cadres, et éventuellement des étriers.

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_0 * s_v} : \text{pourcentage des armatures verticales.}$$

On doit avoir:

$$\rho_v \geq \frac{3 * \tau_{0,u}}{4 * f_{su}}$$

A_v : la section d'un cours d'armatures verticales;

S_v : l'écartement de deux cours successifs.

En outre:

$\rho_v \geq 0,002$: pour armatures de la classe Fe E400;

Un cadre sur deux est arrêté au niveau I et un cadre sur deux est prolongé jusqu'au niveau 1,5*I.

AN

$$\rho_v \geq \frac{3 * 43,34}{4 * 348 * 10^3} = 0,00093$$

$$\underline{\rho_v = 0,01}$$

$$s_v = 40 \text{ cm}$$

$$A_v = \rho_v * b_0 * s_v = 0,01 * 45 * 40 = 18 \text{ cm}^2$$

Soit 9φ16.

4- armatures horizontales:

4-1. réseau inférieur

Ces armatures sont réparties, au dessus des armatures inférieures, sur une hauteur égale à 0,4*I, ce réseau d'armatures inférieures s'étend entre les niveaux 0,15*I et 0,55*I.

$$\rho_h^i \geq 0,5 \left(0,6 + 15 \frac{\tau_{0,u}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{0,u}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,0005$$

$$\text{Avec: } \rho_h^i = \frac{A_h^i}{b_0 S_h^i} \Rightarrow A_h^i = 90 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\phi 40$$

$\rho_h^i \leq 0,75 \frac{\tau_{0,u}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,00093 \rightarrow$ les armatures horizontales s'étendent sur toute la largeur de la travée.

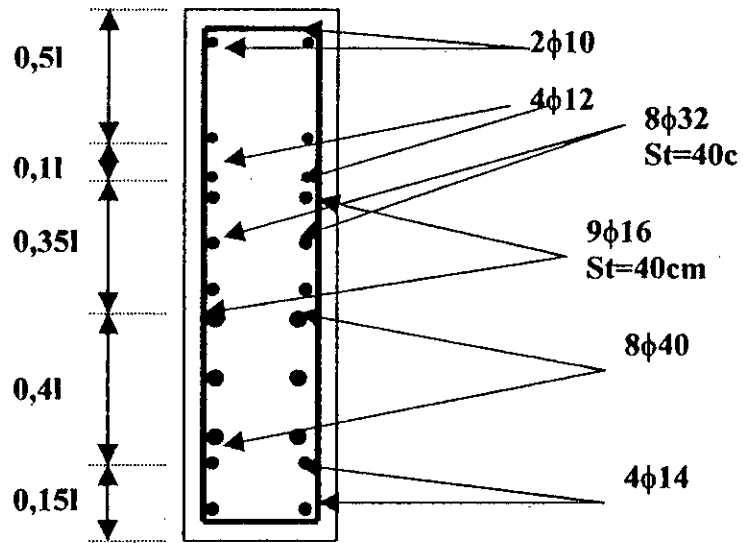
4-1. réseau supérieur

Les armatures horizontales du réseau supérieur s'étendent sur toute la longueur de la travée et sont réparties sur une hauteur égale à 0,35l (l>I) comprise entre les niveaux 0,55I et 0,9I

$$\rho_h^s \geq 0,3 \left(0,6 + 15 \frac{\tau_{0,u}}{f_{c28}} \right) \frac{\tau_{0,u}}{\frac{f_e}{\gamma_s}} = 0,6 \rho_h^s = 0,0003$$

$$A_h^s = 54 \text{ cm}^2 \Rightarrow 8\phi 32$$

5- SCHEMA DE FERRAILLAGE



CHAPITRE VIII

CALCUL DU RESERVOIR

CHAPITRE VIII CALCUL DU RESERVOIR

VIII-1. INTRODUCTION

- Calcul pratique des poussées

1)- Valeur de la poussée des terres sur une paroi

a\ Valeur Q de la poussée des terres sur une paroi - cas général

Elle dépend:

- des caractéristiques mécaniques du massif
- du poids spécifique du sol γ , de la cohésion C , de l'angle de frottement interne φ
- de l'inclinaison β de la pente du talus (BC) délimitant le massif
- de la surcharge S agissant sur le talus
- du fuit W de la paroi AB
- de l'inclinaison δ de la poussée en fonction des divers paramètres.

B\ Butée des terres

Si l'on suppose une force horizontale B dirigée vers la terre et qu'on augmente progressivement le sol arrivé à se rampe derrière le mur avec refoulement, de la terre vers le haut. On dit alors que le sol travaille à la butée.

Dans la théorie de RANKINE on démontre que $B_m = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right)$

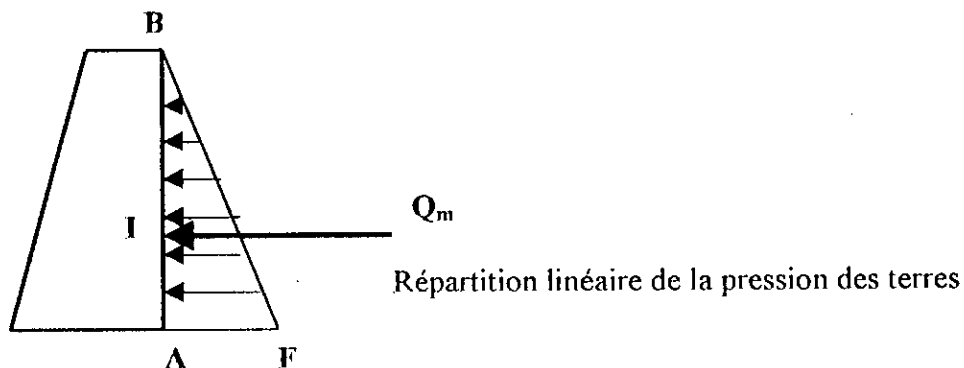
γ : poids spécifique du sol

h : hauteur du mur

φ : angle de frottement interne

B_m : butée maximale

La butée des terres est mobilisée par exemple à l'arrière de la culée d'un arc de pont.



• Principe du prisme de COULOMB

Le plus ancien mémoire digne d'intérêt sur la poussée est un essai présenté par COULOMB à l'Académie royale des sciences en 1773.

Il a abordé pour la première fois le problème de la poussée Q d'un remblai pulvérulent à surface libre horizontale BC contre une paroi libre verticale AB qui le soutient

COULOMB admet que si le massif atteint son état d'équilibre limite, un certain coin triangulaire ABD tend à se détacher et à glisser vers le bas le long d'un plan AD d'inclinaison α . Ce coin porte aussi le nom de prisme de COULOMB (fig. 1)

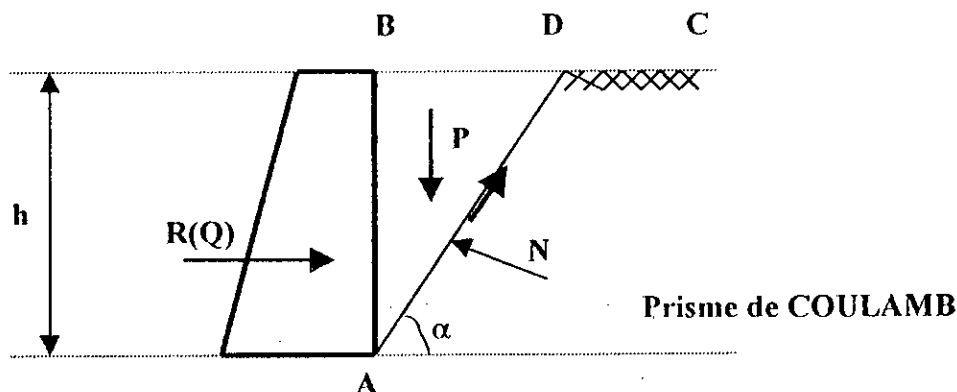
$$Q_m = \frac{1}{2} \gamma h^2 \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad ; \text{ pour: } \alpha = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$$

Q_m : poussée maximale

γ : poids spécifique du sol

φ : angle de frottement interne

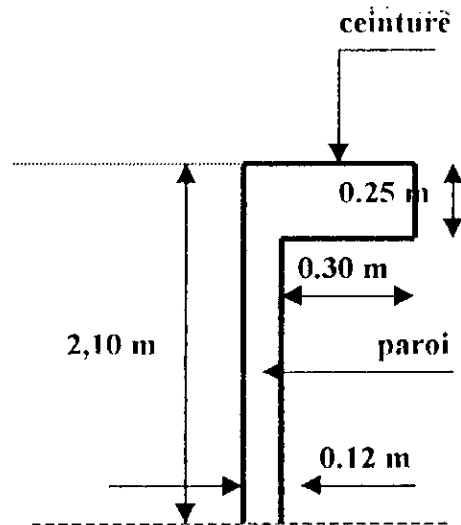
le mur de soutènement doit être prévu pour résister à la plus grande poussée Q



Les réservoirs, en raison de leur destination, doivent être étanches. L'étanchéité est obtenue :

- par un dosage élevé du béton (350 à 400 kg de ciment par mètre cube).
- en considérant la fissuration comme très préjudiciable ce qui a pour effet de limiter la contrainte à envisager pour les armatures.
- en réalisant un enduit.
- particulièrement pour les réservoirs enterrés, il faut tenir compte de l'action des terres et vérifier que le réservoir étant vide il peut résister à la pression exercée par les terres, lorsqu'un tel réservoir est plein, il est soumis à la différence existant entre la pression de l'eau et la pression des terres.

La paroi du réservoir de hauteur, 2,10m, s'appuie en sa partie supérieure sur une ceinture dont les dimensions sont indiquées dans le schéma ci-dessous. Le réservoir est circulaire de rayon moyen 21,8m, la hauteur maximale d'eau est de 2,00m.



Pour le calcul, on envisagera les deux cas:

- 1-Réservoir plein.
- 2-Réservoir vide.

VIII-2. RESERVOIR PLEIN

Dans ce cas la paroi est soumise à l'action intérieure de l'eau et à l'action extérieure des terres.

-ACTION DES TERRES

La résultante des poussées fait un angle nul ($\theta=0^\circ$) avec la normale au mur et elle passe aux $2/3$ de la hauteur h à partir du sommet.

$$P = \frac{k * \Delta * h^2}{2}$$

Δ : est le poids volumique des terres.

H: hauteur du mur.

K: coefficient numérique fonction de l'angle ($\varphi = 0^\circ$) du talus naturel des terres. La valeur de k est obtenue par l'application de la formule:

$$K = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

AN

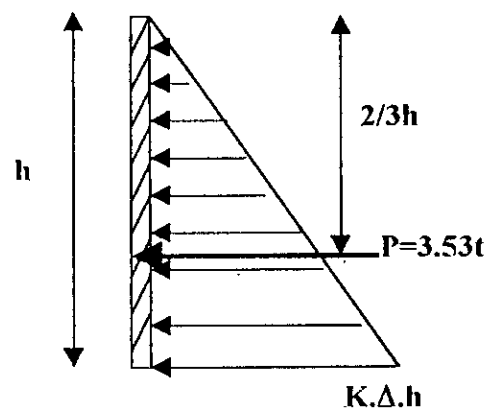
$$\varphi = 0^\circ$$

$$k = 1$$

$$h = 2,1m$$

$$\Delta = 1,60t/m^3$$

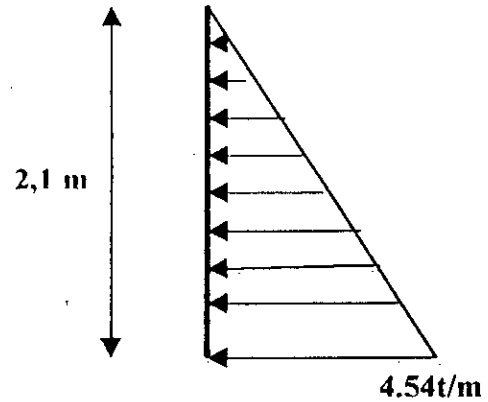
$$P = 3.53t/ml$$



La valeur de P sera multipliée par le coefficient de majoration relatif aux charges permanentes.

$$P' = 1,35 * P = 4,76t/ml$$

D'où le diagramme de la poussée des terres:



- ACTION DE L'EAU

L'action Q exercée par l'eau est donnée par:

$$Q = \frac{\rho * h^2}{2}$$

ρ : Poids volumique de l'eau en kg/m^3 .

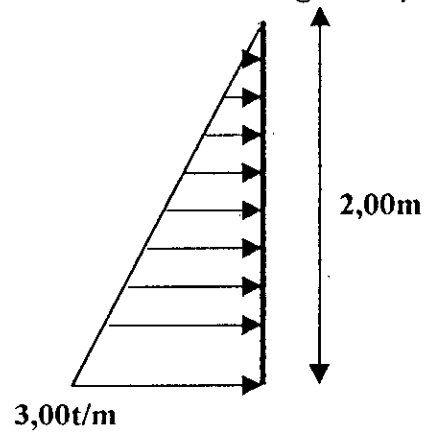
AN

Q = 2,00t/ml, pour 1m de largeur on a Q = 2,00t

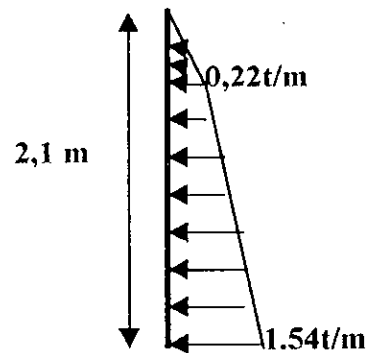
La valeur de Q sera multipliée par le coefficient de majoration relatif aux charges d'exploitations:

$$Q' = 1,5 * Q = 3,00t$$

D'où le diagramme de la poussée du liquide:



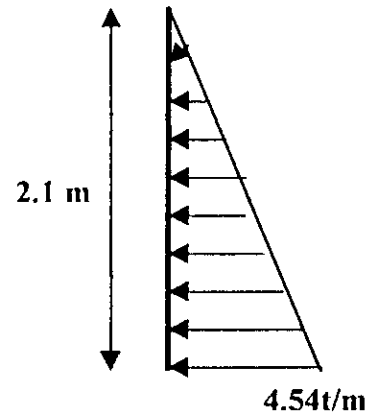
Le diagramme résultant sera alors:



VIII-3. RESERVOIR VIDE

La seule poussée qui s'exerce sur la paroi est celle due aux terres:

$$P' = 4.76t/m$$



VIII-4. CALCUL DE LA PAROI

On effectuera le calcul par mètre de paroi en la considérant encastree à la base sur le radier.

Le cas le plus sollicité est dans le cas du réservoir vide et la section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$$N = P_{\text{ceinture}} + P_{\text{paroi}} = 0,883t$$

$$M = 3.14t.m$$

$$T = 4.76t/m$$

Calcul de la section d'armatures en flexion composée.

$$e = \frac{M}{N} = 3.55 m$$

$$A_s = 17,25 cm^2 \Rightarrow 9 \phi 14$$

$$St = 11,00 cm$$

- Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{T}{b_0 d} = 445,69t/m$$

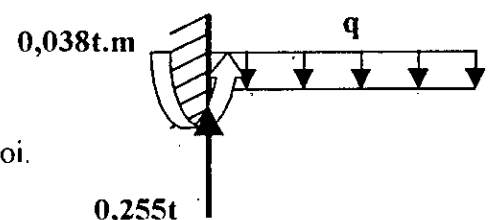
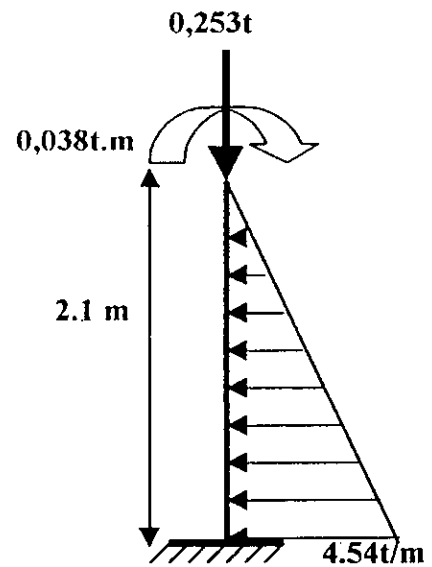
$$St = \min \{ 40 cm ; 0,9 d \} = 8.8cm$$

$A \geq 0 \Rightarrow$ On fait le ferrailage avec une section minimale

$$A_{\min} = 1.5 cm^2 \rightarrow 2 \phi 10$$

VIII-5. CALCUL DE LA CEINTURE

On considère que la ceinture est encastree dans la paroi.
 $q = 0,850t$ (poids propre de la ceinture).



Calcul des armatures de la section dangereuse du au flexion simple

$A_s = 0.04 \text{ cm}^2 \approx 0 \Rightarrow$ ferrailage minimal.

VIII-6. CALCUL DU RADIER

6-1. Poids du réservoir

- Poids de la paroi : $0,12 * 2,1 * (2 * 3,14 * 21,8) * 2500 = 86249,52 \text{ kg}$
- Poids de la ceinture : $0,3 * 0,25 * (2 * 3,14 * 21,95) * 2500 = 25846,13 \text{ kg}$
- Poids de l'eau : $2 * (3,14 * 21,74^2) * 1000 = 296810,34 \text{ kg}$
- Béton du radier son épaisseur est prise égale à 18 cm.
- Poids de béton : $0,18 * (3,14 * 22,06^2) * 2500 = 687627,41 \text{ kg}$

1- Dans le cas du réservoir plein le poids total sera :

$$P = 4453.23 \text{ t}$$

2- Dans le cas du réservoir vide le poids total sera :

$$P = 1079.625 \text{ t}$$

6-2. Calcul des contraintes dans le sol

- **Réservoir plein**

La surface du radier est : $S = 3.14 * (22.06)^2 = 1528.06 \text{ m}^2$

$$\sigma_s = 2.614 \text{ t/m}^2$$

- **Réservoir vide**

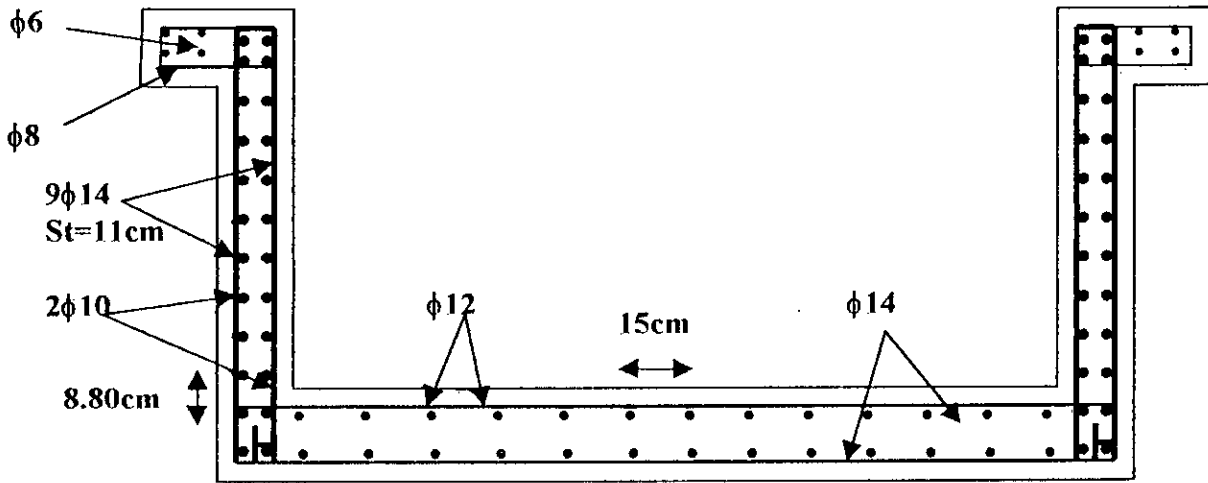
$$\sigma_s = 0.706 \text{ t/m}^2$$

Dans les deux cas σ_s est inférieure à la contrainte $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ Mpa} = 200 \text{ t/m}^2$.

La contrainte étant très faible, le radier étant de grandes dimensions, le terrain peut ne pas être également compressible sur toute sa surface, il existera donc des points plus rigides que d'autres, et le poids de l'eau contenu dans le réservoir pourra introduire des déformation présentant des concavités vers le haut nécessitant une armature inférieure. Pratiquement, ce n'est pas possible puisqu'on ignore les points durs.

On se contentera de choisir les aciers. On mettra donc à la partie supérieure et à la partie inférieure une double nappe d'armatures en $\phi 8$ ou $\phi 10$, l'espacement sera pris égal à 15 cm environ.

VIII-7. SCHEMA DE FERRAILLAGE



CHAPITRE IX

EXECUTION DE LA TOUR

CHAPITRE IX EXECUTION DE LA TOUR

L'exécution des tours de réfrigération est très délicate. En effet pour éviter les défaillances liées à l'imperméabilité des bétons et des reprises de coulage, les attaques par les eaux pures de condensation conduisant à une decarbonation du béton, les risques de détérioration par le gel ou par la corrosion des armatures, il convient de souligner la grande finesse de ces ouvrages. L'importance flexions secondaires parasites, fissuration éventuelle, et donc la pérennité de l'ouvrage ainsi que sa résistance à la réalisation seront ce fait intimement lié au soin apporté.

•COFFRAGE ET ECHAFFAUDAGE

L'exécution de la coque peut être réalisée à l'aide d'un système de coffrage semi-glissant. L'échafaudage des deux faces étant solidarités. Une seule opération de levage par des vérins hydrauliques, permet de passer d'une levée à une autre, ce qui facilite beaucoup les opérations et les accélère.

Les panneaux coffrants sont suspendus à l'échafaudage :

- * Le panneau intérieur par des attaches ne permettant qu'un léger mouvement radial de l'ordre de quelques centimètres autorisant le décoffrage.
- * Le panneau extérieur par deux plans à chaînes et à crémaillère permettant un écartement de près de 1.00m ce qui facilite l'accès aux faces coffrantes pour le nettoyage et le graissage.

Les échafaudages sont accrochés sur la face intérieure de la coque. Ils sont constitués par un châssis en profilés métalliques comportant essentiellement deux poutres écartés de 2.00m et solidement entretoisés. Ces châssis sont parallèles à la coque et peuvent coulisser comme un tiroir sur une série de quatre consoles métalliques ancrées dans quatre levées successives de la coque. Sur ce châssis intérieur est suspendu par une potence qui enjambe la coque l'échafaudage extérieur.

Pour l'accrochage de ces châssis sur la coque, on utilise des consoles, métalliques indépendantes, charretées sur la coque à l'aide de branches traversantes dans les trous réservés. Au coulage de chaque levée à l'aide de tubes plastiques calibrés.

Lorsque l'on procède au bétonnage de la levée (n) la charge verticale correspondant au poids propre de l'échafaudage et du béton est supporté par des consoles ancrées dans la levée (n-5), (béton ayant 112 heures d'âge), le basculement de l'ensemble est interdit par appui transversal sur les consoles ancrées dans la levée (n-2), (béton ayant 40 heures d'âge). Le bras de levier assurant la stabilité est ainsi égal à la hauteur de 03 levées, ce qui procure de très faibles sollicitations transversales sur la coque à son jeune âge.

Après décoffrage, le levage de 1,30m de chaque châssis se fait à l'aide de deux vérins hydrauliques à double effet, accrochés sur les consoles de la levée (n-3), (sollicitée à 88 heures d'âge). Ces vérins lèvent donc, en une seule manœuvre l'ensemble de l'échafaudage intérieur

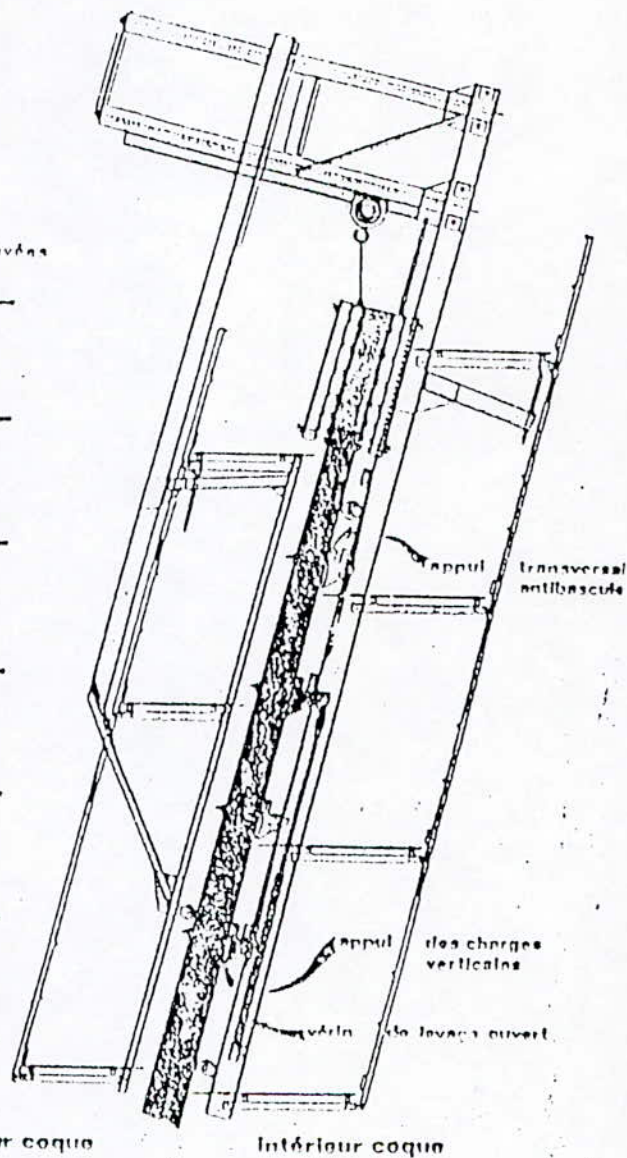
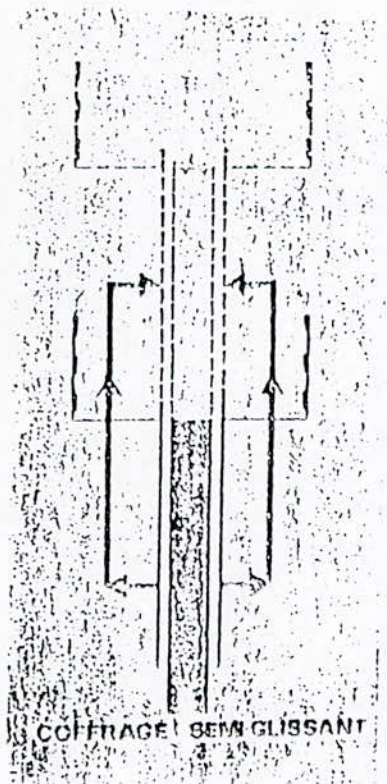
ainsi que le coffrage à l'aide d'une pompe hydraulique pouvant se déplacer sur l'échafaudage par roulement sur une large passerelle.

Après exécution des semelles de fondation, le travail en élévation commence par la mise en place des poteaux inclinés supportant la coque. Ces poteaux de section circulaire \varnothing 33 cm et de longueur^h ont été préfabriqués dans un moule formé de deux demi-coquilles. En partie basse de ce poteau, un tube métallique, rempli de béton et fermé à sa partie inférieure par une platine d'about soudée et incorporée au coulage. C'est par l'intermédiaire de ce tube que le poteau reposera, en phase provisoire, sur la semelle.

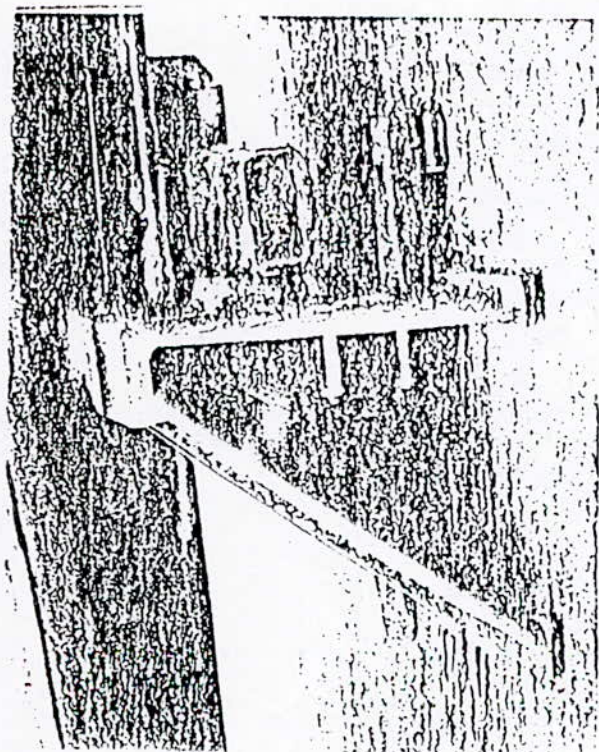
La mise en place de ces poteaux est une opération délicate du fait de la nécessité de maintenir l'inclinaison radiale et tangentielle et des faibles tolérances d'implantation (inférieurs à 2cm). Pour respecter ces conditions, un système de pose simple mais très faible utilisé est consistant à implanter au préalable, sur la semelle crapaudine métallique comportant à sa partie supérieure une empreinte sphérique.

Cette crapaudine après réglage parfait est scellée sur la semelle. Une bille en acier de 50mm de diamètre est alors mise en place dans le logement sphérique. après avoir fait basculer le poteau à l'aide d'un dispositif d'appui roulant, on vient poser l'extrémité du tube métallique sur cette bille. En tête, le réglage du poteau est obtenu par un appui horizontal, réglable sur un tripode métallique provisoire d'étais réunis par des massifs de béton préfabriqués et solidarités provisoirement par précontrainte avec la semelle. Après mise en place de deux poteaux adjacents, un massif coulé sur place assure la liaison entre semelles et poteaux.

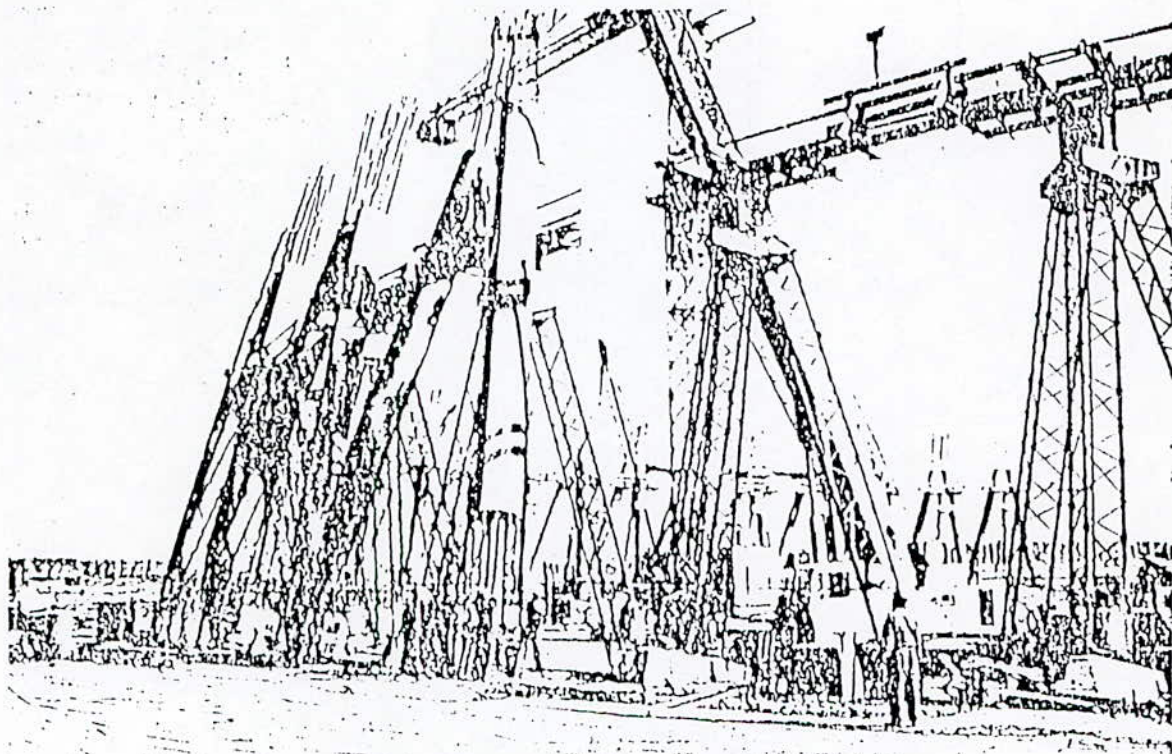
Le premier anneau de la coque formant le linteau est coulé par tronçons successifs en plan, à l'aide d'un coffrage à ossature métallique transférable d'une travée à l'autre. ce coffrage s'appuie sur des consoles métalliques boulonnées sur la tête des poteaux, à partir d'un plancher de travail relié à la tête des poteaux.



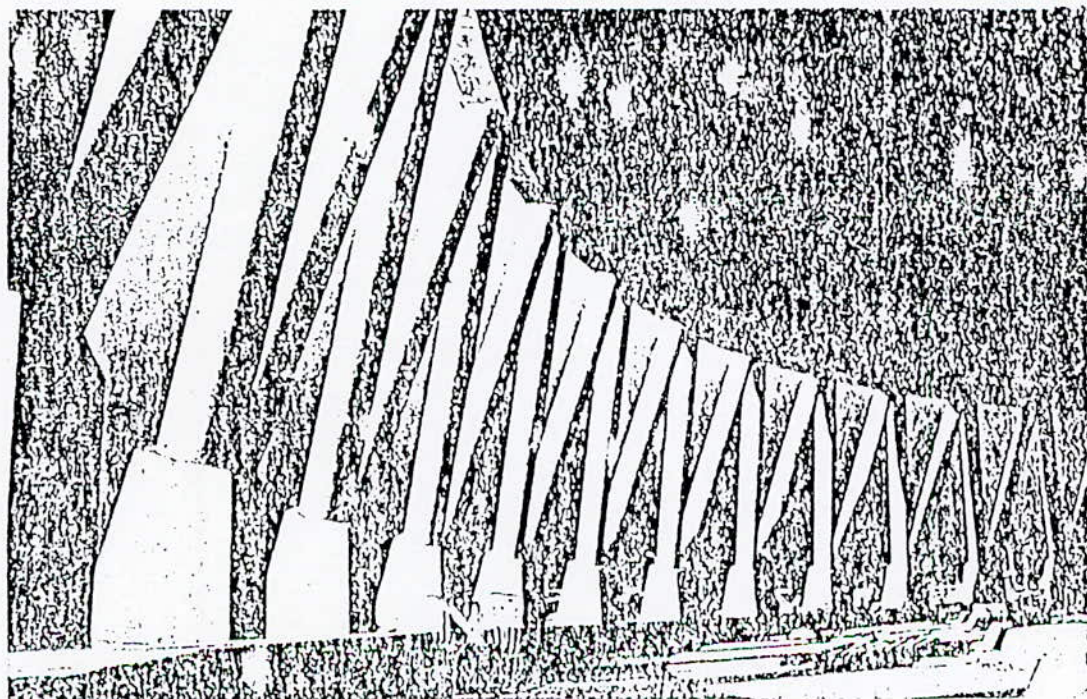
— Principe du levage de l'échafaudage.



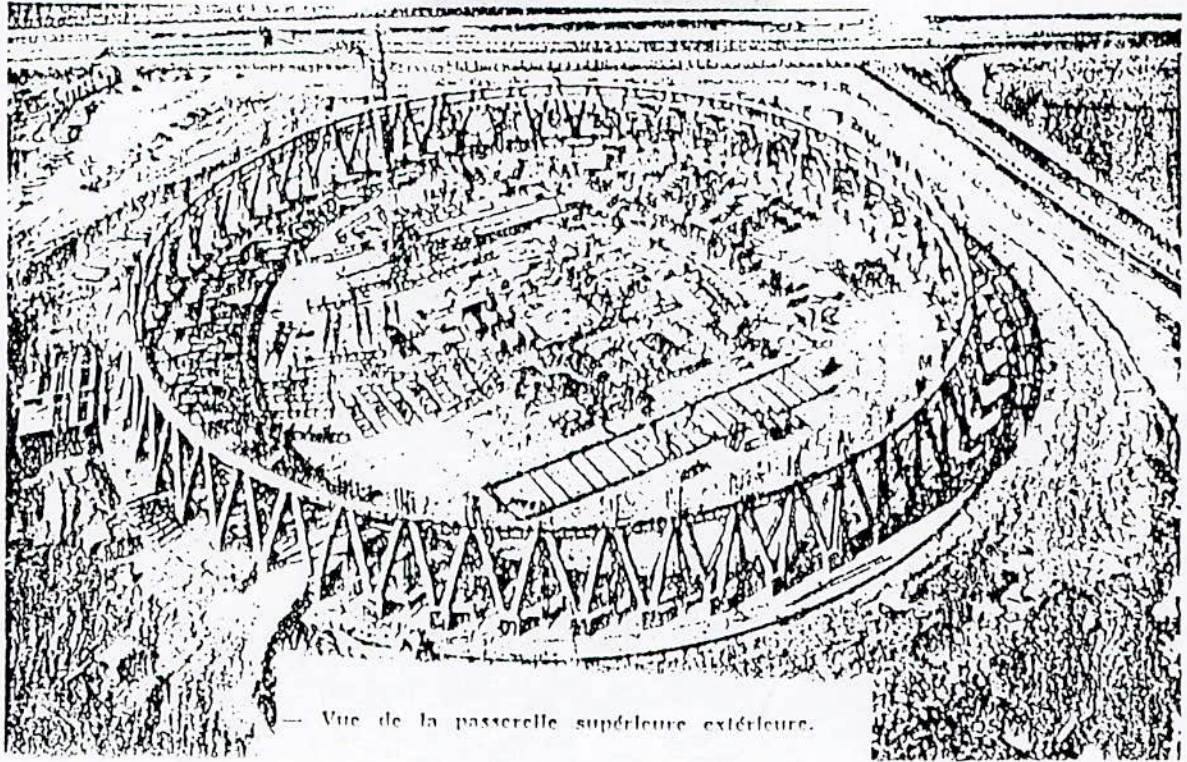
— Console de support.



Mise en place d'un poteau préfabriqué.



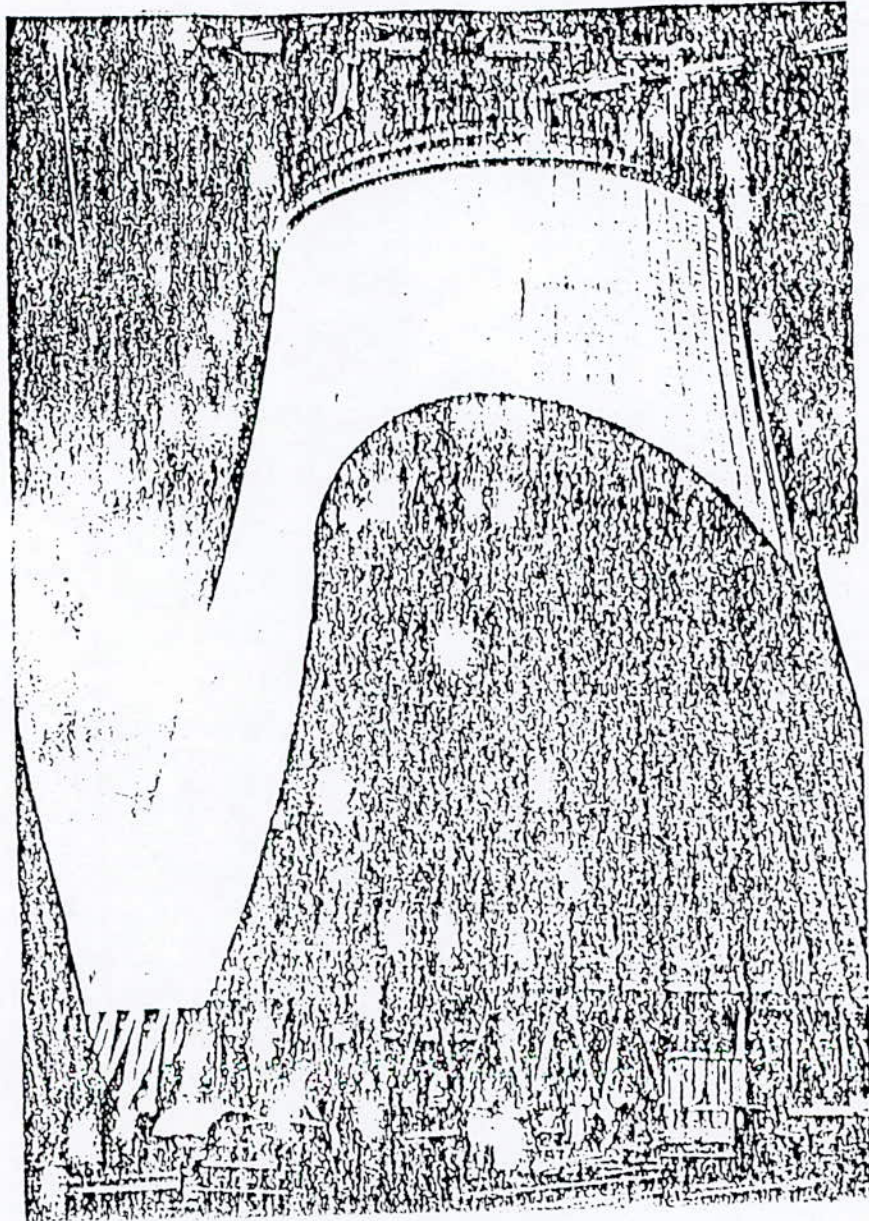
— Vue intérieure des poteaux supportant la coque.



— Vue de la passerelle supérieure extérieure.



— Bâtonnage du haut.





***CONCLUSION
GENERALE***

CONCLUSION

L'intérêt des aéroréfrigérants de forme hyperbolique n'est plus à démontrer, le gain d'économie effectué naturellement étant très appréciable.

Néanmoins le calcul de ces ouvrages est très laborieux, et leur réalisation devant être menée avec soins, chaque élément constitutif de l'ouvrage nécessite une étude particulière, la littérature spécialisée fait cruellement défaut pour l'étude des différents phénomènes qui interviennent.

L'étude effectuée constitue donc une application des voiles courbes. Le calcul mené par la méthode de la théorie de la membrane qui exclut toute possibilité de flexion reste valable, la tour étant ferrillée en deux nappes, la coque renforcée par des raidisseurs palliant aux effets d'éventuels moments d'ovalisation dus au vent.

Le calcul des efforts internes est très complexe, l'utilisation de méthodes numériques (telle le logiciel SAP90 - élément SHELL-) permettrait d'affiner les résultats.

La théorie de la membrane reste une approche théorique très utilisée et très intéressante.

ANNEXE


```

programme HOLZER
real aa,pp
real m(50),r(50),x(50),v(50),tr(50),s(10)
real mx,f,p,g,a,b,q,d,t,wp,mt,al,trr,c,xl
integer so,h,l,n,mm
write(*,*) 'sol meuble,1,sol ferme,2',so
read(*,*) so
write(*,*) 'donner a,b,q'
read(*,*) a,b,q
write(*,*) 'donner le nombre d etages',n
read(*,*) n
write(*,*) 'donner le nombre de modes',l
read(*,*) l
do5 i=1,n
write(*,*) 'donner la masse m(kg)',m(i)
read(*,*) m(i)
write(*,*) 'donner la rigidite r(n/m)',r(i)
read(*,*) r(i)
5 continue
wp=5
do111 h=1,l
100 x(n)=1
mm=n-1
print*, '***'
do10 j=mm,1,-1
mx=0.
do20 k=j+1,n
mx=mx+m(k)*x(k)
20 continue
x(j)=x(j+1)-wp**2/r(j+1)*mx
10 continue
xl=x(1)-wp**2/r(1)*(mx+m(1)*x(1))
c=abs(xl)
if(c.lt..1) then
write(*,*) 'x', '0', '=', xl
do30 i=1,n
write(*,*) 'x', i, '=', x(i)
30 continue
write(*,*) 'w', h, '=', wp
t=2*3.141592654/wp
write(*,*) 'periode t', h, '=', t
read*,aa
else
wp=wp+.1
goto 100
endif
write(*,*) 'calcul du facteur de contribution de chaque mode'
f=0
p=0
do25 i=1,n
f=f+m(i)*x(i)
p=m(i)*x(i)**2
25 continue
g=abs(f)/p
write(*,*) g
if(so.eq.1) then
d=1.26/t**(2/3)
else
d=.896/t**(2/3)
endif
trr=0
do26 i=1,n
v(i)=a*b*q*d*g*x(i)*m(i)
write(*,*) 'la force sismique au niveau', i
write(*,*) 'pour le mode', h, '=', v(i) , 'kg'

```

```
26  continue
    do600 i=n,1,-1
        tr(i)=trr+v(i)
        trr=tr(i)
        write(*,*)'trc',i,'=',tr(i)
00  continue
    mt=0
    do27 i=1,n
        mt=mt+m(i)
7   continue
    al=(f**2/p)/mt
    s(h)=a*d*q*b*al*mt
    write(*,*)'la forcé totale a la base du au mode',h,'=',s(h)
    read*,pp
    wp=wp+2
11  continue
    stop
    end
```



BIBLIOGRAPHIE

BIBLIOGRAPHIE

[1]AIT BELKACEM <Tour de réfrigération en hyperboloïde de révolution>
PFE 1975 ENP.

[2]ANNALES DE L'INSTITUT TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES
TRAVAUX PUBLICS <Apports du GENIE CIVIL des centrales nucléaires aux
techniques de la construction> 1981.

[3]BELAZOUGUI.M <le béton armé aux états limites>
OPU 1989

[4]CAPRA <calcul dynamique des structures en zones sismiques>

[5]DIVER.M <calcul pratique des cheminées en béton armé > 1996

[6]CHARON.P <B.A.E.L 83> EYROLLES 1986

[7]COURBON.J <voiles minces>

[8]COURBON.J <plaques minces élastiques>

[9]EYROLES <les sources froides des centrales électriques. cycle de
conférence tenu à TAYAUMONT >

[10]GUERRIN <traité de béton armé> Tomes 6,7,11

[11]LAROZE <résistance des matériaux>

[12]L'HERMITE.R <résistance des matériaux, théoriques et expérimentales>

[13]MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME <Règles Parasismiques Algérienne> **RPA 88**

[14]REGLES NV 65<règles définissant les effets de la neige et du vent>

[15]SEMRA.K <analyse des coques minces à symétrie axiale par la méthode des éléments finis> **PFE 1989 ENP**

[16]TECHNIQUE DE L'INGENIEUR
<réfrigérants atmosphères> B 2481
<aeroréfrigérants> B 2482

[17]TIMOSHENKO.S < résistance des matériaux, théoriques et expérimentales>

[18]TIMOSHENKO.S <théorie des plaques et coques>