

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Etude d'une Mosquée
Coupôle - Minaret*

Proposé par :

M. HAFIDI

Etudié par :

RAMMAL JAMAL

RIFAI BADIH

dirigé par :

Mme GUIGOVA

PROMOTION JANVIER 1986

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Etude d'une Mosquée
Coupôle - Minaret*

Proposé par :

M. HAFIDI

Etudié par :

RAMMAL JAMAL

RIFAI BADIH

dirigé par :

Mme GUIGOVA

PROMOTION JANVIER 1986

TABLE DES MATIERES

Partie 1 - Coupole

Theorie de la Membrane
Ferrailage

Page

1

9

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Partie 2 - Batiment

Predimensionnement

10

Acrotère

11

Poutrelle

14

Etude Sismique

26

Verification au renversement

28

Charges horizontales (MUTO)

29

Charges verticales (CAQUOT)

31

Superpositions des sollicitations

32

Ferrailages des Portiques

41

Partie 3 - Minaret

1^{ère} Variante (Voile)

52

Etude dynamique

56

2^{ème} Variante (Voile - Portique)

Etude dynamique

58

Etude Sismique

60

Calcul de deformation

63

Ferrailage

64

Escalier a Noyau central

77

FONDATION

80

Stabilité

87

Bibliographie

REMERCIEMENTS
=0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-0-

Nous remercions tout d'abord, notre promotrice Madame GUIGOVA qui nous a conseillés et suivi notre étude, étape par étape.

Nous remercions également Monsieur HAFIDI, Chef du Bureau d'Etudes SERUI, qui nous a proposé notre projet et suivi notre étude étape par étape.

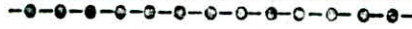
Pour le calcul sur ordinateur et pour l'aide précieuse, nous remercions Monsieur Bachir OUDINE, Chef de Département de Génie Civil de la Société ERCA.

Nos remerciements vont ensuite à tous les Enseignants de l'ENP qui ont contribué à l'amélioration de notre enseignement durant nos années d'études.

Notre reconnaissance à l'Etat Algérien, avec à sa tête le Président de la République, pour nous avoir accordé la chance de poursuivre notre formation en Algérie, et bien sûr, sans oublier le FLN.

Enfin, nous remercions, par avance, Monsieur COLLI Omar pour son aide importante.

PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Notre ouvrage est une mosquée en béton armé implantée dans la ville de M'SILA - Wilaya de M'SILA zone sismique moyenne.

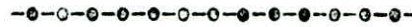
Leurs dimensions dans le plan sont : $(32 \times 46,75) \text{ m}^2$

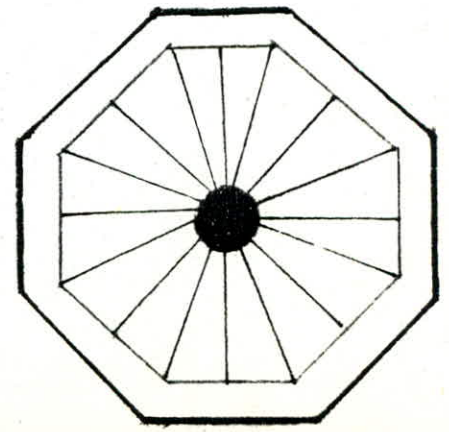
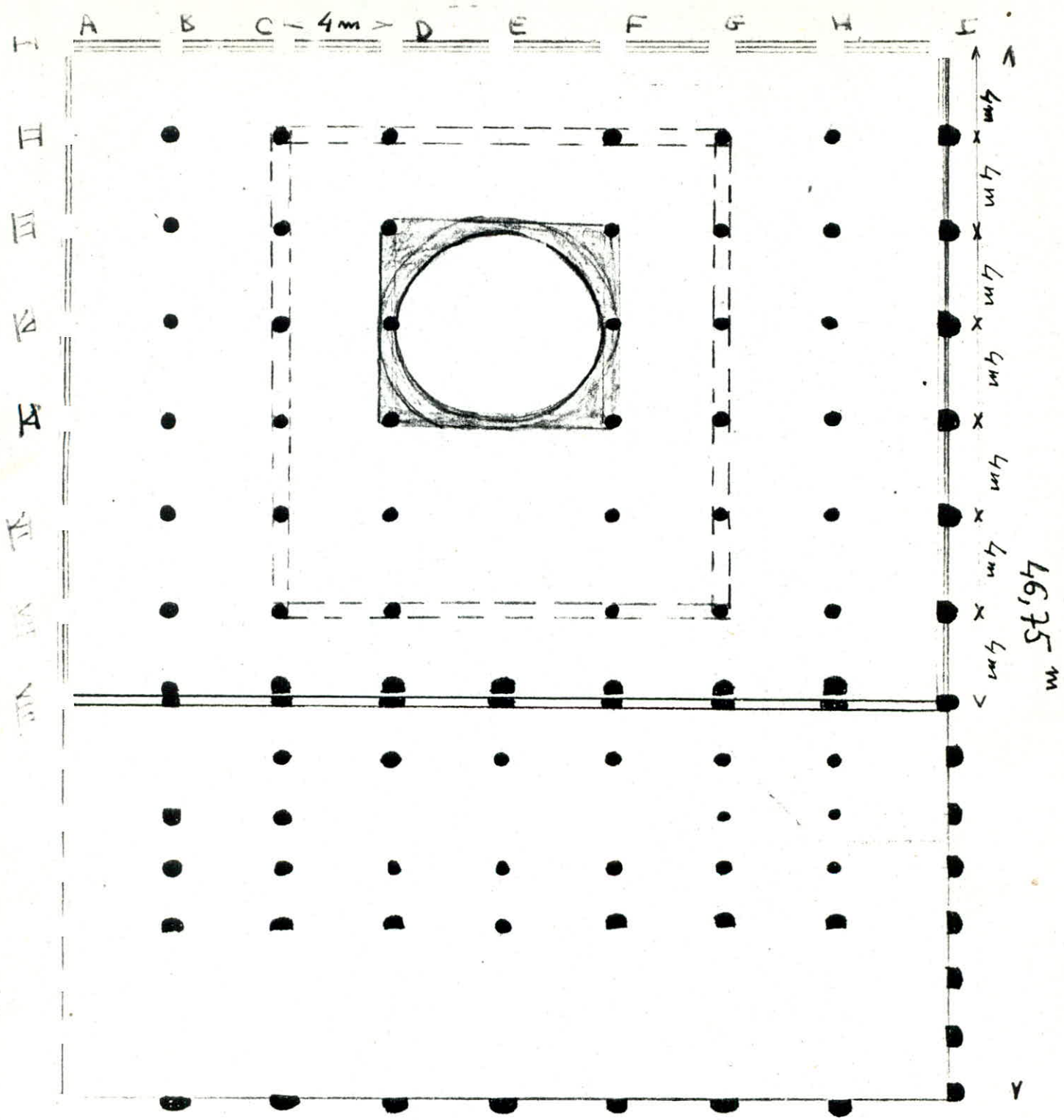
Surmontée d'une coupole sphérique de 4,5 m de rayon, de portée 8 m et de flèche 2,5 m.

Le bâtiment de la mosquée est constitué par deux blocs de 32×28 et $32 \times 18,75$ séparés par un joint de dilatation. La hauteur totale du bâtiment de la mosquée est de 12,5 m y compris la coupole.

A côté de la mosquée, se trouve un minaret de 29,15 m de hauteur et de forme octogonale dont le côté du carré est de 4 m (ligne moyenne).

Le sol de fondations est un sol ferme de 2 bars à 3 m de profondeur.





I - CARACTERISTIQUES DYNAMIQUES DES MATERIAUX ET CONTRAINTES ADMISSIBLES.

Pour le béton armé entrant dans la réalisation de notre ouvrage, nous nous confirmerons aux Règles Techniques de Conception et du Calcul des Ouvrages en Béton Armé (C.C.B.A. - 68) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

La composition de 1 m^3 de béton sera :

- 800 litres de gravillons avec $D_g = 2,5 \text{ cm}$. Gravier dur, concassé, propre.
- 400 litres de sable avec $D_s = 0,5 \text{ cm}$.
- 350 kg de ciment de type C.P.A. 325.
- 175 litres d'eau.

La préparation du béton sera faite mécaniquement. L'acier utilisé sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

II. CONTRAINTES ADMISSIBLES.

A. - Béton : béton C.P.A. 3.25 dosé à 350 Kg/m^3 avec contrôle atténué.

Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er genre sont définies aux Articles 9, 10, 11, 12 des Règles C.C.B.A. 68.

La résistance nominale constitue la base technique des justifications de sécurité.

Elles sont :

- La contrainte à la compression sur éprouvette cylindrique (16,32)

$$\sigma'_n = \sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

- La contrainte de traction de rupture .

$$\sigma_n = 7 + 0,06 \sigma'_n = 23,7 \text{ Kg/cm}^2$$

- 1 - Contrainte admissible en compression simple.

$$\sigma'_{bo} = \alpha \beta \gamma \delta \sigma'_{28} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

- 2 - Contrainte de traction de référence.

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \sigma'_{28} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

3 - Contrainte admissible en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire.

$$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Remarque : sous sollicitation du 2ème genre, on multiplie ses contraintes par un coefficient égal à 1,5.

B. - Aciers :

1 - Aciers doux ronds lisses. Nuance FeE 24 : limite d'élasticité nominale

$$\sigma_u = 2.400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sous Sp}_1: \sigma_a = 2/3 \sigma_u = 1.600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sous Sp}_2: \sigma_a = \sigma_u \cdot 1 = 2.400 \text{ Kg/cm}^2$$

2 - Aciers de haute adhérence (H.A.)

Nuance FeE 40 : limite d'élasticité nominale

$$\text{Pour : } \phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_u = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \geq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_u = 4.000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sous Sp}_1: \begin{cases} \phi \leq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2.800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi \geq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 2.667 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Sous Sp}_2: \begin{cases} \phi \leq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4.200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \phi \geq 20 \Rightarrow \bar{\sigma}_a = 4.000 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

PARTIE 1

COUPOLE

COUPOLE.

1. - GENERALITES.

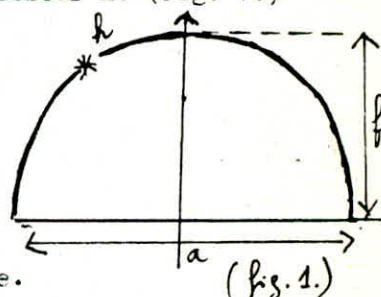
On considère la coupole comme un voile mince de révolution. Un tel voile peut être caractérisé par le diamètre a . de sa base le long du parallèle d'appui, la flèche traduisant l'altitude du sommet par rapport à la base et l'épaisseur h . (fig. 1.)

Les efforts en tout point doivent, d'une façon générale, être déterminés en envisageant l'équilibre de flexion qui fait intervenir 5 éléments de réduction par facette.

On retrouve en particulier, lorsque la flèche f est très faible, l'équilibre de flexion des plaques planes de révolution.

L'effet de membrane peut alors être considéré comme négligeable.

Par contre, lorsque f prend de l'importance ($f > a/10$) (notre cas où $a = 8$ m et $f = 2,5$ m d'où $\frac{8}{10} = 0,8 < f = 2,5$ m) on constate que les efforts, en tout point restent voisins de ceux obtenus par l'équilibre de membrane.



2. - THEORIE DE LA MEMBRANE.

Un point quelconque A d'un voile mince de révolution d'axe Oz se trouve à l'intersection d'un méridien et d'un parallèle. Nous définirons la position de ce point au moyen des angles θ et ψ ; ψ est l'angle de l'axe de révolution oz et la normale IA au voile, compté positivement de oz vers or ; θ est l'angle d'un plan méridien fixe oxz et du plan méridien orz contenant le point A. Les courbes $\theta = \underline{ct}$ sont les méridiens ; et les courbes $\psi = \underline{ct}$ sont les parallèles. Au point A est lié un trièdre trirectangle direct dont les vecteurs unitaires sont \vec{i} , \vec{j} , et \vec{k} . (fig. 2.). Le vecteur \vec{i} est dirigé suivant la tangente au méridien dans le sens de ψ croissant ; le vecteur \vec{j} est dirigé suivant la tangente au parallèle dans le sens de θ croissant ; enfin le vecteur \vec{k} , $\vec{k} = \vec{i} \wedge \vec{j}$ est normal à la surface et a le même sens que le vecteur IA ; car on a supposé que ψ compris entre 0 et π .

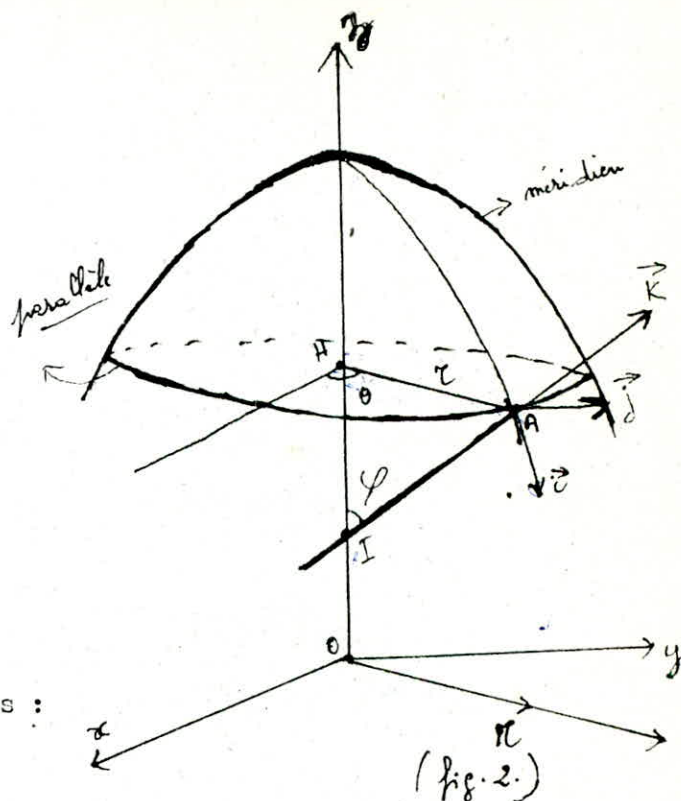
Si l'on représente la surface du voile par les équations paramétriques : $x = r \cos \theta$
 $y = r \sin \theta$; $z = f(r)$

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{r}{z} \Rightarrow z = \frac{r}{\operatorname{tg} \psi} \Rightarrow \frac{dz}{dr} = f'(r) = - \operatorname{tg} \psi.$$

Les composants des vecteurs \vec{i} , \vec{j} et \vec{k} suivant les axes x, y et z (oxyz) sont les suivants :

. / ..

$$\begin{aligned} \vec{i} & \begin{cases} \cos \varphi \cos \theta \\ \cos \varphi \sin \theta \\ -\sin \varphi \end{cases} \\ \vec{j} & \begin{cases} -\sin \theta \\ \cos \theta \\ 0 \end{cases} \\ \vec{k} & \begin{cases} \sin \varphi \cos \theta \\ \sin \varphi \sin \theta \\ \cos \varphi \end{cases} \end{aligned}$$



Nous en déduisons les relations suivantes :

$$\begin{aligned} \frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi} &= -\vec{k} & ; & & \frac{\partial \vec{i}}{\partial \theta} &= \vec{j} \cos \varphi \\ \frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi} &= 0 & ; & & \frac{\partial \vec{j}}{\partial \theta} &= -\vec{i} \cos \varphi - \vec{k} \sin \varphi \\ \frac{\partial \vec{k}}{\partial \varphi} &= \vec{i} & ; & & \frac{\partial \vec{k}}{\partial \theta} &= \vec{j} \sin \varphi \end{aligned} \quad (1)$$

On substitue à l'angle φ l'abscisse curviligne s du méridien.

$$ds \begin{cases} dx = dr \cos \theta \\ dy = dr \sin \theta \\ dz = -dr \operatorname{tg} \varphi \end{cases} \Rightarrow ds^2 = (dx)^2 + (dy)^2 + (dz)^2$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } (ds)^2 &= (dr)^2 (\cos^2 \theta + \sin^2 \theta + \operatorname{tg}^2 \varphi) \\ (ds)^2 &= (1 + \operatorname{tg}^2 \varphi) (dr)^2 = \frac{(dr)^2}{\cos^2 \varphi} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow ds = \frac{dr}{\cos \varphi}$$

le rayon de courbure ρ du méridien est un nombre algébrique : $\rho = \frac{ds}{d\varphi} =$

$$\frac{1}{\cos \varphi} \frac{dr}{d\varphi} \quad (\text{on remplace } ds \text{ par sa valeur}). \quad \rho \text{ est positif si le centre de}$$

courbure du méridien est du même côté que I par rapport à A (concavité du méridien tournée vers l'axe de révolution).

$$\rho = \frac{r}{\cos \varphi} \cdot \frac{d r}{d \varphi} \Rightarrow d r = \rho \cos \varphi d \varphi$$

$$d z = - d r \operatorname{tg} \varphi = - \rho \sin \varphi d \varphi.$$

Nous désignerons par R_1 et R_2 les rayons de courbure principaux de la surface ; ce sont les rayons de courbure des sections normales passant respectivement par la tangente au méridien et par la tangente au parallèle. R_1 et R_2 sont des nombres algébriques.

$$R_1 = \rho \quad \text{et} \quad R_2 = \frac{r}{\sin \varphi}$$

désignons par $\vec{p} = p_1 \vec{i} + p_2 \vec{j} + p_3 \vec{k}$ les composantes suivant \vec{i} , \vec{j} et \vec{k} de la force \vec{p} appliquée au voile. Considérons maintenant un voile soumis à une densité de force quelconque \vec{p} .

La théorie de membrane consiste à supposer que les forces intérieures sont contenues dans le plan tangent au voile ; l'état de contrainte est alors défini par un tenseur symétrique du second ordre (tenseur tension) dont les composantes seront désignées par N_1 , N_2 et N_{12} (fig. 3.). N_1 est l'effort de traction par unité de longueur qui s'exerce sur une parallèle ; N_2 est l'effort de traction par unité de longueur qui s'exerce sur un méridien et N_{12} est l'effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce sur une parallèle ou un méridien.

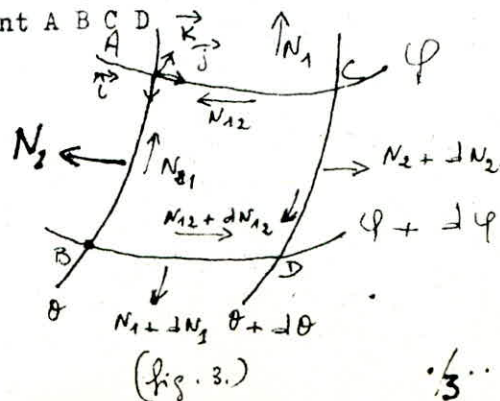
Étudions l'équilibre d'un élément A B C D du voile compris entre deux méridiens infiniment voisins définis par ϑ et $\vartheta + d \vartheta$, et deux parallèles infiniment voisins définis par φ et $\varphi + d \varphi$.

Nous avons $AB = \rho d \varphi$ et $AC = r d \vartheta$ de sorte que l'aire de l'élément A B C D est $r \rho d \vartheta d \varphi$.

En écrivant que la somme des forces appliquées à l'élément A B C D est nulle, nous obtenons les résultats vectoriels suivants :

Les forces élastiques appliquées à l'élément A B C D ont pour résultante :

$$1^\circ / \text{Le long de l'arc AB :} \\ - (N_{12} \vec{i} + N_2 \vec{j}) \rho d \varphi$$



2°/ Le long de l'arc AC :

$$- (N_1 \vec{i} + N_{12} \vec{j}) r d \theta$$

3°/ Le long de l'arc CD :

$$(N_{12} \vec{i} + N_2 \vec{j}) \rho d \varphi + \frac{\partial}{\partial \theta} \left[(N_{12} \vec{i} + N_2 \vec{j}) \rho d \varphi \right] d \theta$$

4°/ Le long de l'arc BD :

$$(N_1 \vec{i} + N_{12} \vec{j}) r d \theta + \frac{\partial}{\partial \varphi} \left[(N_1 \vec{i} + N_{12} \vec{j}) r d \theta \right] d \varphi$$

La force extérieure a pour composante $\vec{F} = \vec{P} \rho r d \theta d \varphi$

$$\vec{F} = (P_1 \vec{i} + P_2 \vec{j} + P_3 \vec{k}) \rho r d \theta d \varphi$$

A l'équilibre la somme de toutes les forces appliquées à l'élément A B C D est nulle.

$$\begin{aligned} \text{D'où : } & \frac{\partial}{\partial \varphi} \left[N_1 r d \theta \vec{i} + N_{12} r d \theta \vec{j} \right] d \varphi + \frac{\partial}{\partial \theta} \left[N_{12} \rho d \varphi \vec{i} + N_2 \rho d \varphi \vec{j} \right] d \theta \\ & + (P_1 \vec{i} + P_2 \vec{j} + P_3 \vec{k}) \rho r d \theta d \varphi = 0 \end{aligned}$$

On développe cette équation compte tenu des relations (1) et que ρ ne dépend pas de θ on trouve :

$$\begin{aligned} 1^\circ/ & \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_1 r d \theta \vec{i} + N_{12} r d \theta \vec{j}) d \varphi = \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_1 r d \theta \vec{i}) d \varphi + \\ & + \frac{\partial}{\partial \varphi} (N_{12} r d \theta \vec{j}) d \varphi = \left[\left(\frac{\partial}{\partial \varphi} (N_1 r) d \theta + N_1 r \frac{\partial d \theta}{\partial \varphi} \right) \vec{i} + \right. \\ & \left. + \left(\frac{\partial}{\partial \varphi} (N_{12} r) d \theta + N_{12} r \frac{\partial d \theta}{\partial \varphi} \right) \vec{j} + N_1 r d \theta \frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi} + N_{12} r d \theta \frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi} \right] d \varphi \end{aligned}$$

remplaçons $\frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi}$ et $\frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi}$ par ses valeurs et comme θ ne dépend pas de φ

$$\text{alors : } \frac{\partial d \theta}{\partial \varphi} = 0$$

$$\begin{aligned} \text{D'où : } 1^\circ/ & = \left[\frac{\partial (N_1 r)}{\partial \varphi} \vec{i} d \theta - N_1 r \vec{k} d \theta + \frac{\partial N_{12}}{\partial \varphi} \vec{j} d \theta \right] d \varphi \\ & = \left[\frac{\partial (N_1 r)}{\partial \varphi} \vec{i} - N_1 r \vec{k} + \frac{\partial N_{12}}{\partial \varphi} \vec{j} \right] d \varphi d \theta \end{aligned}$$

$$2^\circ/ \frac{\partial}{\partial \theta} \left[N_{12} \rho d \varphi \vec{i} + N_2 \rho d \varphi \vec{j} \right] d \theta = \frac{\partial}{\partial \theta} (N_{12} \rho d \varphi \vec{i}) d \theta +$$

$$+ \frac{\partial}{\partial \theta} (N_2 \rho d\varphi \vec{j}) d\theta = \left[\left(\frac{\partial (N_{12} \rho)}{\partial \theta} d\varphi + N_{12} \rho \frac{\partial d\varphi}{\partial \theta} \right) \vec{i} + N_{12} \rho d\varphi \frac{\partial \vec{i}}{\partial \theta} + \right.$$

$$\left. + \left(\frac{\partial (N_2 \rho)}{\partial \theta} d\varphi + N_2 \rho \frac{\partial d\varphi}{\partial \theta} \right) \vec{j} + N_2 \rho d\varphi \frac{\partial \vec{j}}{\partial \theta} \right] d\theta =$$

$$= \left[\frac{\partial (N_{12} \rho)}{\partial \theta} d\varphi \vec{i} + N_{12} \rho d\varphi \cos \varphi \vec{j} + \frac{\partial (N_{12} \rho)}{\partial \theta} d\varphi - \right.$$

$$\left. - N_2 \rho d\varphi \cos \varphi \vec{i} - N_2 \rho d\varphi \sin \varphi \vec{k} \right] d\theta$$

$$2^{\circ} / = \left[\frac{\partial (N_{12} \rho)}{\partial \theta} \vec{i} + N_{12} \rho \cos \varphi \vec{j} + \frac{\partial N_2 \rho}{\partial \theta} \vec{j} - N_2 \rho \cos \varphi \vec{i} - \right.$$

$$\left. - N_2 \rho \sin \varphi \vec{k} \right] d\theta d\varphi.$$

Eliminons $d\theta$ et $d\varphi$ entre ces équations.

$$\left(\frac{\partial (N_{1r})}{\partial \varphi} + \frac{\partial N_{12} \rho}{\partial \theta} - N_2 \rho \cos \varphi + P_1 \rho r \right) \vec{i} + \left(\frac{\partial (N_{12r})}{\partial \varphi} + N_{12} \rho \cos \varphi + \right.$$

$$\left. + \frac{\partial (N_2 \rho)}{\partial \theta} + P_2 \rho r \right) \vec{j} + (N_1 r + N_2 \rho \sin \varphi - P_3 r \rho) \vec{k} = 0$$

Comme ρ ne dépend pas de θ , on peut écrire :

$$\frac{\partial (N_1 r)}{\partial \varphi} + \rho \frac{\partial N_{12}}{\partial \theta} - N_2 \rho \cos \varphi + P_1 \rho r = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial (N_{12r})}{\partial \varphi} + N_{12} \rho \cos \varphi + \rho \frac{\partial (N_2)}{\partial \theta} + P_2 \rho r = 0 \quad (2)$$

$$N_1 r + N_2 \rho \sin \varphi - P_3 r \rho = 0 \quad (3)$$

I

Supposons maintenant que le voile soumis à une densité ne dépendant pas de θ . Lorsque P_1 , P_2 et P_3 ne dépendent pas de θ , il en est de même des composantes N_1 , N_2 et N_{12} qui sont donc des fonctions de la seule variable φ , en effet l'équilibre n'est pas modifié lorsqu'on fait subir au voile une rotation d'ensemble

autour de l'axe de révolution et les équations I deviennent :

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial(r N_{12})}{\partial \varphi} + \int N_{12} \cos \varphi + P_2 r \rho &= 0 & (1') \\ \frac{\partial(r N_1)}{\partial \varphi} - \int N_2 \cos \varphi + P_1 r \rho &= 0 & (2') \\ r N_1 + \int N_2 \sin \varphi - P_3 r \rho &= 0 & (3') \end{aligned} \right\} \text{I'}$$

L'équation (1') est une équation différentielle linéaire qui permet de calculer N_{12}

(1') peut se mettre sous la forme suivante :

$$\frac{d(r^2 N_{12})}{\partial \varphi} = -P_2 r \rho$$

$$N_{12} = -\frac{1}{r^2} \int_0^\varphi P_2(\alpha) r^2(\alpha) \rho(\alpha) d\alpha.$$

Si la densité de force possède la symétrie de révolution donc $P_2 = 0$; P_1 et P_3 ne dépendent pas de φ d'où $N_{12} = 0$

et l'équation I' devient :

$$\left. \begin{aligned} \frac{d(r N_1)}{d \varphi} - \int N_2 \cos \varphi + P_1 r \rho &= 0 \\ r N_1 + \int N_2 \sin \varphi - P_3 r \rho &= 0 \end{aligned} \right\} \text{I''}$$

en éliminant N_2 entre ces deux équations on aura :

$$\sin \varphi \frac{d(r N_1)}{d \varphi} + r N_1 \cos \varphi + (P_1 \sin \varphi - P_3 \cos \varphi) r \rho = 0$$

que l'on peut écrire :

$$\frac{d(r N_1 \sin \varphi)}{d \varphi} = (P_3 \cos \varphi - P_1 \sin \varphi) r \rho.$$

Son intégration se ramène donc à une quadrature et pour un voile ayant un sommet S sur l'axe de révolution.

$$(II) \quad N_1 = \frac{1}{r_1 \sin \varphi} \int_0^\varphi [P_3(\alpha) \cos \alpha - P_1(\alpha) \sin \alpha] r(\alpha) \rho(\alpha) d\alpha$$

- Cas particulier - coupole sphérique soumise au poids propre $\rightarrow p$.

$$P_1 = P \sin \varphi ; P_2 = 0 ; P_3 = - P \cos \varphi$$

Soit R le rayon de la coupole :

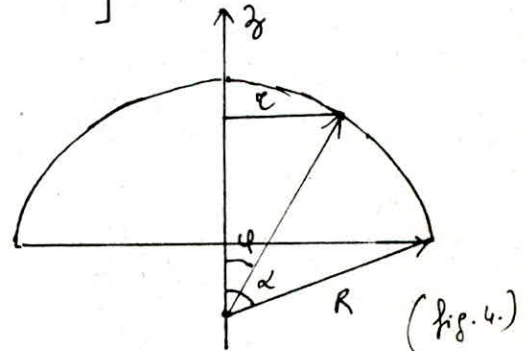
$$\rho = R = \frac{r}{\sin \varphi} \quad (\text{fig. 4})$$

L'équation (II) nous donne :

$$N_1 = \frac{I}{R \sin^2 \varphi} \int_0^\varphi [-P \cos \alpha \cdot \cos \alpha - P \sin \alpha \cdot \sin \alpha] R \sin \alpha \cdot R d\alpha$$

$$N_1 = - \frac{P R}{\sin^2 \varphi} \int_0^\varphi \sin \varphi d\varphi$$

$$N_1 = - P R \frac{1 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} = - \frac{P R}{1 + \cos \varphi}$$



et l'équation (3') de I' donne : $N_1 R \sin \varphi + R N_2 \sin \varphi = P_3 R^2 \sin \varphi$

$\Rightarrow N_1 + N_2 = P_3 R$; remplaçons P_3 par sa valeur $= - P \cos \varphi$, on obtient :

$N_1 + N_2 = - P R \cos \varphi$. Et remplaçons N_1 par sa valeur, on aura :

$$N_2 = - P R \left(\cos \varphi - \frac{I}{1 + \cos \varphi} \right)$$

On remarque que N_1 est toujours négatif quelque soit la valeur de φ donc N_1 toujours un effort de compression, mais N_2 s'annule pour une certaine φ_0 et il est un effort de compression ($N_2 < 0$) si $\varphi < \varphi_0$ et un effort de traction ($N_2 > 0$) si $\varphi > \varphi_0$ avec $N_2 = 0$ pour $\left(\cos \varphi - \frac{I}{1 + \cos \varphi} \right) = 0$

$$\text{c'est-à-dire : } \cos \varphi (1 + \cos \varphi) - 1 = 0$$

$$\cos^2 \varphi_0 + \cos \varphi_0 - 1 = 0 \text{ à la forme } x^2 + x - 1 = 0$$

$$\text{d'où } x_1 = 1,618 \text{ (exclus)}$$

$$x_2 = \cos \varphi_0 = 0,618 \Rightarrow \varphi_0 = 51^\circ 49' 38''$$

$$\text{Soit } \varphi_0 = 51^\circ 50'$$

. / ..

3. - APPLICATION NUMERIQUE.

Le poids à considérer est le poids propre et une surcharge d'exploitation équivalents à une personne par m_2 soit $80 \text{ Kg}/m_2$ d'où $P = G + 1,2 q$

$$G = 0,15 \times 2.500 = 375 \text{ Kg}/m_2 ; \text{ enduit} = 50 \text{ Kg}/m_2$$

$$P = 425 + 1,2 \cdot 80 = 521 \text{ Kg}/m_2$$

$$R = 4,5 \text{ m}$$

Porte 8 m (fig. 5.)

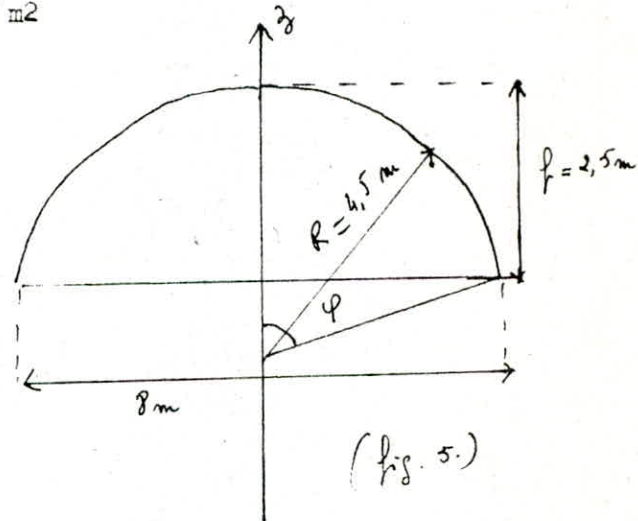
$$\sin \varphi = \frac{4}{4,5} = 0,888$$

$$\Rightarrow \varphi = 62,73^\circ$$

$$0 \leq \varphi \leq 62,73^\circ$$

$$N_1 = - P R \frac{1 - \cos \varphi}{\sin^2 \varphi} = - \frac{P R}{1 + \cos \varphi}$$

$$N_2 = - P R \left(\cos \varphi - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right)$$



Les valeurs de N_1 et N_2 pour plusieurs valeurs de φ sont données par un tableau :

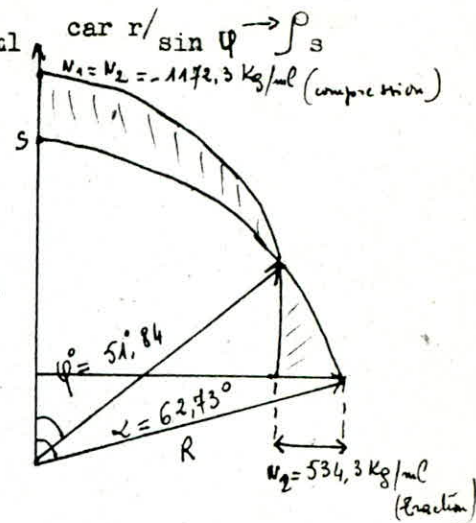
$\varphi(^\circ)$	$\cos \varphi$	$\sin \varphi$	$P(\text{Kg}/m^2)$	R (m)	N_1 (Kg/m)	N_2 (Kg/m)
0	1	0	521	4,5	-1172,3	-1172,3
10	0,985	0,174	"	"	-1181,5	-1128,3
20	0,9396	0,342	"	"	-1210,6	-994,4
30	0,866	0,5	"	"	-1256,6	-774,3
40	0,766	0,643	"	"	-1327,4	-468,4
50	0,643	0,766	"	"	-1427	-80,75
51° 50'	0,6178	0,786	"	"	-1450,4	0
60	0,5	0,866	"	"	-1563,1	+390,8
62,73	0,458	0,888	"	"	-1611,7	+534,3

./..

au sommet $N_1 = N_2 = \frac{1}{2} P_3 R = - \frac{P R}{2} = - 1172,3 \text{ Kg/ml}$

lorsque $\varphi \rightarrow 0$ et $p_s = R$

(fig. 6.)
Diagramme de N_2



4. - FERRAILLAGE DE LA COUPOLE.

$N_1 = 534 \text{ Kg/ml}$ effort de traction

$A = \frac{N_1}{\bar{\sigma}_a}$

On utilise des aciers doux de nuance F e E 2 2 d'où $\bar{\sigma} = 2.200 \text{ Kg/cm}^2$ et

$\bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}$. Soit $\bar{\sigma}_a = 1.470 \text{ Kg/cm}^2$ d'où :

$A = \frac{534}{1.470} = 0,363 \text{ m}^2/\text{ml}$ dans le sens des parallèles.

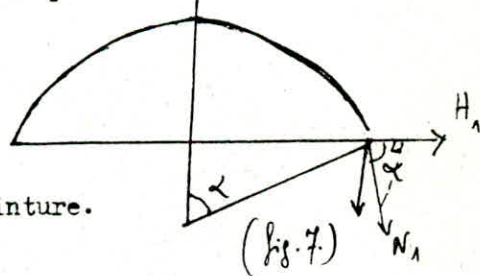
Cette quantité est pratiquement faible, alors, on prend : $5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

espacé de 20 cm. Dans le sens des méridiens pratiquement, nous n'avons pas besoin des armatures car les efforts sont des efforts de compression, mais on met des armatures de répartition soient : $5 \phi 6/\text{ml}$ comme le cas des parallèles.

Pour la ceinture :

$N_1 \cos \varphi = H_1 = \frac{P R \cos \alpha}{1 + \cos \alpha}$ (fig. 7.)

soit $H = H_1 r$ où r représente le rayon de la ceinture.

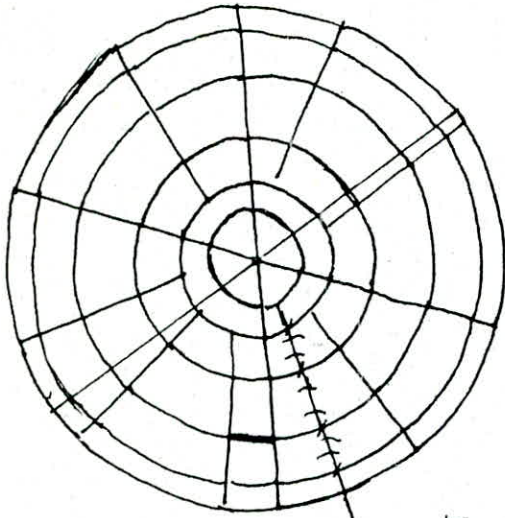


D'où : $H_1 = \frac{521.4,5 \cdot 0,458}{1 + 0,458} = 736,47,8 \text{ kg/ml}$

Soit : $H_1 = 736,5 \text{ Kg/ml} \Rightarrow H = 736,5 \cdot 4 = 2946 \text{ Kg}$.

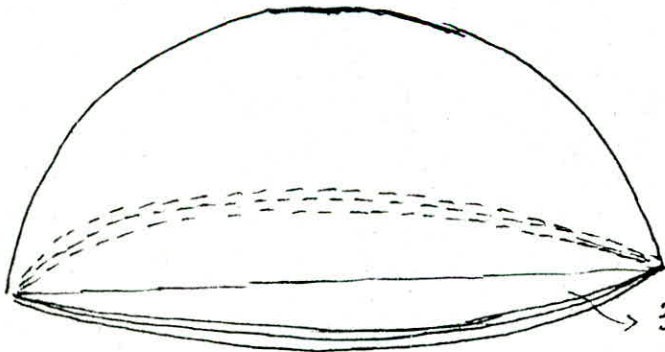
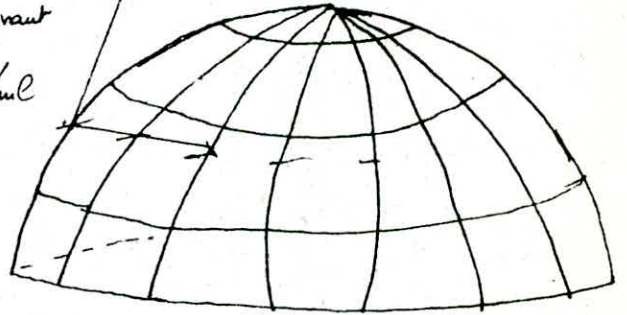
d'où $A = \frac{2946}{1470} = 2 \text{ cm}^2$ soit $3 \phi 10 = 2,35 \text{ cm}^2$

Pour la force verticale, elle est équilibrée par l'appui.



armatures suivant
les parallèles $5 \phi 6/m$

armatures suivant les méridiens
 $5 \phi 6$



$3 \phi 10$
armatures de ceinture

./.

9.1

CALCUL DES DEFORMATIONS ET DEPLACEMENTS.

La déformation du voile donne au point A (fig. 2.) un déplacement $\vec{A A'}$.

$$\text{Soit } \vec{A A'} = \delta \vec{A} = u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k}$$

où u, v, w sont les déplacements du point A après déformation suivant les vecteurs unitaires \vec{i} , \vec{j} , et \vec{k} . Soit e_1 est la dilatation suivant le méridien, e_2 est la dilatation suivant la parallèle et g_{12} le glissement. L'angle initialement droit formé par la tangente au méridien et par la tangente à la parallèle devient après déformation $(\pi/2 - 2 g_{12})$. Nous avons en effet, en désignant par h l'épaisseur du voile, par E le module de young et par ν le coefficient de poisson.

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{1}{E h} (N_1 - \nu N_2) \\ e_2 = \frac{1}{E h} (N_2 - \nu N_1) \\ 2 g_{12} = \frac{2(1+\nu)}{E h} N_{12} \end{array} \right. \quad (1)$$

Pour calculer les composantes u, v et w du déplacement d'un point A du voile. Nous devons exprimer e_1 , e_2 , en fonction de u, v et w.

Considérons en A, deux éléments d'arc infiniment petits $\vec{A B}$ et $\vec{A C}$ respectivement dirigés suivant le méridien et suivant la parallèle.

$$\vec{A B} = \rho d\varphi \vec{i} \quad ; \quad \vec{A C} = r d\theta \vec{j}$$

Après déformation, les points A, B et C viennent en A', B' et C' tel que :

$$\begin{aligned} \vec{A A'} &= u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k} \\ \vec{B B'} &= \vec{A A'} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k}) d\varphi \\ \vec{C C'} &= \vec{A A'} + \frac{\partial}{\partial \theta} (u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k}) d\theta \end{aligned}$$

Nous avons ensuite :

$$\begin{aligned} \vec{A' B'} &= \vec{A B} + \vec{B B'} - \vec{A A'} \quad ; \quad \vec{A' C'} = \vec{A C} + \vec{C C'} - \vec{A A'} \\ \vec{A' B'} &= \rho d\varphi \vec{i} + \frac{\partial}{\partial \varphi} (u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k}) d\varphi \\ \vec{A' C'} &= r d\theta \vec{j} + \frac{\partial}{\partial \theta} (u \vec{i} + v \vec{j} + w \vec{k}) d\theta \end{aligned}$$

Effectuons les dérivations en tenant compte des relations (1) de la 1ère partie (théorie de membrane).

$$\Rightarrow \vec{A'B'} = \left(\rho + \frac{\partial u}{\partial \varphi} + w \right) \vec{i} d\varphi + \frac{\partial v}{\partial u} \vec{j} d\varphi + \left(\frac{\partial w}{\partial \varphi} - u \right) \vec{k} d\varphi$$

$$\vec{A'C'} = \left(\frac{\partial u}{\partial \theta} - v \cos \varphi \right) \vec{i} d\theta + \left(r + \frac{\partial v}{\partial \theta} + u \cos \varphi + w \sin \varphi \right) \vec{j} d\theta + \left(\frac{\partial w}{\partial \theta} - \sin \varphi \right) \vec{k} d\theta.$$

En portant les valeurs précédentes de $\vec{A'B'}$ et $\vec{A'C'}$ dans les expressions de e_1 , e_2 et g_{12} .

$$e_1 = \frac{\vec{A'B'} - \vec{AB}}{\|\vec{AB}\|} \vec{i} \quad ; \quad e_2 = \frac{\vec{A'C'} - \vec{AC}}{\|\vec{AC}\|} \vec{j} \quad ; \quad 2 g_{12} = \frac{\vec{AB} \cdot \vec{AC}}{\|\vec{AB}\| + \|\vec{AC}\|}$$

Nous obtenons les équations aux dérivées partielles vérifiées par les composantes du déplacement:

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial v}{\partial \varphi} + w \right) \\ e_2 = \frac{1}{r} \left(\frac{\partial v}{\partial \theta} + u \cos \varphi + w \sin \varphi \right) \\ 2 g_{12} = \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial v}{\partial \varphi} - \frac{v}{r} \cos \varphi \end{array} \right. \quad (2)$$

Lorsque la densité de force ne dépendant pas de θ et lorsqu'elle possède une symétrie de révolution alors $F_2 = 0$ et P_1 et F_3 ne dépendent pas de θ alors la composante $N_{12} = 0$ et il en résulte que g_{12} et par suite v sont nuls.

$$\text{et par suite : } \begin{aligned} e_1 &= \frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial u}{\partial \varphi} + w \right) \\ e_2 &= \frac{1}{r} (u \cos \varphi + w \sin \varphi) \\ g_{12} &= 0 \end{aligned}$$

e_1 et e_2 permettent de calculer u et w en éliminant w , en ces deux équations, on trouve u .

. / ..

$$\sin \varphi \frac{d u}{d \varphi} - u \cos \varphi = \rho e_1 \sin \varphi - r e_2$$

$$\text{et } u = \sin \varphi \left[c + \int \frac{\rho e_1 \sin \varphi - r e_2}{\sin^2 \varphi} d \varphi \right]$$

Où C désignant une constante arbitraire.

$$u = \sin \varphi \left[c - \frac{(1 + \gamma) P R^2}{E h} \left(\ln(1 + \cos \varphi) - \frac{1}{1 + \cos \varphi} \right) \right]$$

$$\Rightarrow u = \sin \varphi \left[c - \frac{(1 + \gamma)}{E h} q R^2 (1 - \cos \varphi) \right]$$

et u étant nul pour $\varphi = \alpha$

$$\Rightarrow u = -\frac{1 + \gamma}{E h} q R^2 (\cos \varphi - \cos \alpha) \sin \varphi.$$

$$w = R e_2 - u \cos \varphi$$

- Application numérique :

$$h = 0,15 \text{ m} ; E = 3,81 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2 ; R = 4,5 \text{ m} ; q = 0,521 \text{ t/m}^2 ; \gamma = 0,15.$$

Les résultats dans un tableau.

. / ..

φ (°)	N_1 (kg/ml)	N_2 (kg/ml)	e_1	e_2	u	v	δ_A
0°	-1172,5	-1172,5	$2,4 \cdot 10^{-3}$	$1,64 \cdot 10^{-3}$	$0,199 \cdot 10^{-6}$	$7,389 \cdot 10^{-3}$	$7,389 \cdot 10^{-3}$
10°	-1181,5	-1128,3	$1,736 \cdot 10^{-3}$	$1,67 \cdot 10^{-3}$	$1,945 \cdot 10^{-6}$	$7,51 \cdot 10^{-3}$	$7,51 \cdot 10^{-3}$
20°	-1210,6	-994,4	$1,86 \cdot 10^{-3}$	$1,415 \cdot 10^{-3}$	$3,496 \cdot 10^{-6}$	$6,36 \cdot 10^{-3}$	$6,36 \cdot 10^{-3}$
30°	-1256,6	-774,31	$1,99 \cdot 10^{-3}$	$1,02 \cdot 10^{-3}$	$4,33 \cdot 10^{-6}$	$4,6 \cdot 10^{-3}$	$4,6 \cdot 10^{-3}$
40°	-1327,42	-468,4	$2,19 \cdot 10^{-3}$	$0,47 \cdot 10^{-3}$	$4,2 \cdot 10^{-6}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$	$2,1 \cdot 10^{-3}$
50°	-1427,0	-80,75	$2,468 \cdot 10^{-3}$	$0,233 \cdot 10^{-3}$	$3,01 \cdot 10^{-6}$	$1,045 \cdot 10^{-3}$	$1,046 \cdot 10^{-3}$
51° 50'	-1450,42	0	$2,47 \cdot 10^{-3}$	$0,37 \cdot 10^{-3}$	$2,66 \cdot 10^{-6}$	$1,66 \cdot 10^{-3}$	$1,661 \cdot 10^{-3}$
60°	-1563,1	+390,8	$2,57 \cdot 10^{-3}$	$1,093 \cdot 10^{-3}$	$0,772 \cdot 10^{-6}$	$4,922 \cdot 10^{-3}$	$4,9221 \cdot 10^{-3}$
62,73°	-1611,7	+534,3	$2,96 \cdot 10^{-3}$	$1,357 \cdot 10^{-3}$	0	$6,106 \cdot 10^{-3}$	$6,106 \cdot 10^{-3}$

Le règlement en vigueur en ALGERIE ne précise pas la flèche admissible du corps.
 d'après l'expérience de M. HAFIDI ces flèches sont faibles et acceptables.

PARTIE 2

BATIMENT

CHARGES ET SURCHARGES

Plancher terrasse.

a) Charge permanente

. Gravillons (5 cm)	90 Kg/m ²
. Etanchéité multicouche (2 cm)	10 Kg/m ²
. Isolation thermique (4 cm)	10 Kg/m ²
. Forme de pente 1 ‰	200 Kg/m ²
. Plancher corps creux (16 + 4)	265 Kg/m ²
. Enduit et plâtre (1 cm)	14 Kg/m ²
	<hr/>
	589 Kg/m ²

b) Surcharge d'exploitation

Terrasse non accessible

$$P = 100 \text{ Kg/m}^2$$

c) Plancher courant

. Carrelage (2cm)	44 Kg/m ²
. Mortier déposé (2cm)	44 Kg/m ²
. Plancher	265 Kg/m ²
. Enduit et plâtre	14 Kg/m ²
. Cloison	75 Kg/m ²
	<hr/>
	442 Kg/m ²

$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

PREDIMENSIONNEMENT.

- Poutres.

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ en zone II}$$

On prendra pour les poutres porteuses :

$$b \times h_t = 40 \times 70 \quad ; \quad 40 \times 40$$

pour les poutres non porteuses : 40 x 40

- Poteaux.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions (R.P.A. 81 - Art. 4 - 2 - 1)

$$A = b \cdot h \geq K \frac{N'}{\sigma'_{28}} \quad (\sigma'_{28} = 275 \text{ Kg/cm}^2 \quad K = 4 \text{ (Zone II)})$$

- $M \cdot (b \cdot h) \geq 25 \text{ cm}$ (en Zone II)

Min (b, h) \geq h/20 /h hauteur de l'étage

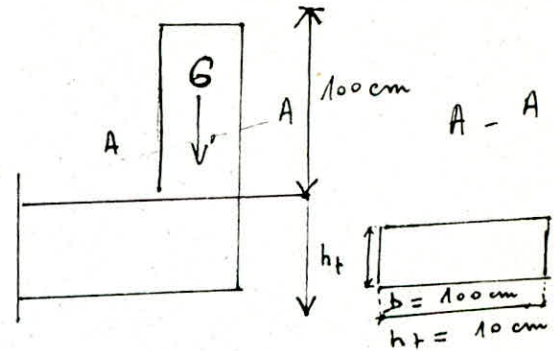
$$\frac{1}{3} \leq \frac{b}{h} \leq 3$$

Après le calcul, on choisit des poteaux (D = 40 cm)
(20 x 40)

ACROTÈRE

Dimensionnement.

- Épaisseur : $e = 10 \text{ cm}$
Hauteur : $h = 50 \text{ cm}$ (1m)
Largeur : $b = 100 \text{ cm}$



Pour le calcul, on considère une console de 1 m de hauteur de section d'encastrement égale à $(100 \times 10) \text{ cm}^2$. La console est soumise à son poids propre G et à une surcharge $P = 100 \text{ Kg/ml}$ (poussée à la main courante). La section dangereuse est la section d'encastrement.

$$G = 0,1 \times 1 \times 2.500 = 250 \text{ Kg/ml.}$$

$$P = 100 \text{ Kg/ml}$$

En pondérant la surcharge $1,2 P = 120 \text{ Kg/ml}$.

Moment produit dans la section dangereuse par la surcharge est :

$$M = 1,2 P \times H^2 = 120 \text{ Kg m/ml.}$$

L'effort normal dû au poids propre est :

$$P_1 = 250 \text{ Kg/ml}$$

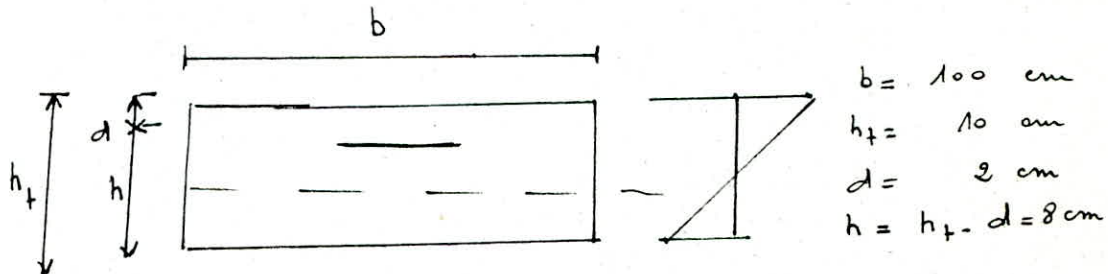
On fait le calcul à l'aide de la Méthode de P. CHARON en f . C.

$$\text{avec } N = p_1 = 250 \text{ Kg}$$

Centre de pression $e_0 = \frac{M}{N}$.

$$e_0 = \frac{120 \times 10^2}{250} = 48 \text{ cm} \quad \frac{h_t}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

⇒ Section sollicitée en f composée est donc partiellement comprimée . Donc la section sera étudiée en flexion simple soumise à un moment fictif m .



./..

$$m = M + N \left(\frac{ht}{2} - d \right)$$

$$m = 120 + 250 \left(\frac{10}{2} - 2 \right) 10^{-2} = 127,5 \text{ Kg m/ml}$$

$$\mu = \frac{n m}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 127,5 \cdot 10^2}{2.800 \times 100 \times 8^2} = 0,0106 \quad \left| \begin{array}{l} K = 93,5 \\ \xi = 0,9539 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = 2.800 \quad \text{Acier H A de } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2.800}{93,5} = 29,9 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires d'où :

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{127,5 \cdot 10^2}{2.800 \times 0,9539 \cdot 8} = 0,59 \text{ cm}^2$$

en F.C

$$A' = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,59 - \frac{250}{2.800} = 0,5 \text{ cm}^2$$

Section faible, on adopte une section minimale d'armature posée par la condition de non fragilité $A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}}$

$$A \geq 0,69 \cdot 8 \cdot 100 \frac{5,9}{4.200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

Soit 6 T 6/ml (1,70 cm²)

En prenant 6 T 6/ml pour les armatures de répartition.

Vérification à la fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2,2 \cdot 100} = 3,53 \cdot 10^{-3}$$

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration non nuisible

$\eta = 1,6$ armature H.A.

$\phi = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = \frac{K_m}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f} = \frac{1.10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot \frac{3.53 \cdot 10^{-3}}{1 + 103,5310^{-3}}$$

$$\sigma_1 = 908 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_m \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1.10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}}$$

$$\sigma_2 = 3010,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010,3 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Pas de fissuration

Vérification à l'effort tranchant.

$$A \quad \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} \quad Z = 7/8h = 7 \text{ cm}$$

$$T = 1,2 P = 120 \text{ Kg/ml}$$

$$M = 12 \text{ Kg m/ml}$$

les armatures ne seront soumises à aucun

$$A \quad \bar{\sigma}_a \geq 120 - \frac{120 \cdot 10^2}{7} < 0 \quad \text{effort de traction.}$$

POUTRELLES.

Introduction :

Les planchers sont à corps creux (16 + 4). Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et des dalles de compression.

Les poutrelles sont calculées sous la sollicitation du 1er genre G + 1,2 P.

La surface revenant à la poutrelle est S = 0,65 l. La charge par ml sera donc :

$$q = (G + 1,2 P) \times 0,65.$$

Schéma de Calcul :

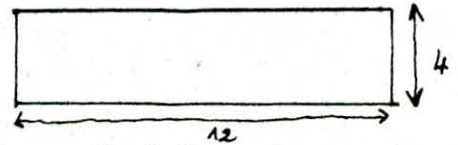
Le calcul des poutrelles se fait en 2 étapes :

1ère étape :

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée

Section transversale rectangulaire de dimension

$$b \times h_t = 12 \times 4$$



Elle supportera son poids propre l'hourdis et la surcharge due à l'ouvrier.

1ère étape de calcul.

$$\text{Poids propre de la poutrelle : } 0,12 \times 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Corps creux : } 0,65 \times 125 = 81 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharge pondérée : } 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml}$$

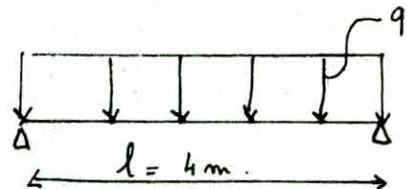
$$q = 213 \text{ Kg/ml}$$

Moment Max en travée :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{213 \times 4^2}{8} = 426 \text{ Kgm}$$

Effort tranchant Max

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = 426 \text{ Kg}$$



Détermination des armatures : (Méthode CHARON).

On considère un enrobage de 2 cm = d

. / ..

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 426 \cdot 10^2}{2800 \times 12 \cdot 4^2} = 1,1886 \Rightarrow K = 3,7$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{3,7} = 756,75 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$$

Les armatures comprimées sont nécessaires mais il est impossible de les placer car la section est très faible, donc il est nécessaire de prévoir un échaffaudage pour aider les poutrelles à supporter les charges au coulage de la table de compression.

• 2ème étape :

Calcul de la poutrelle en T.

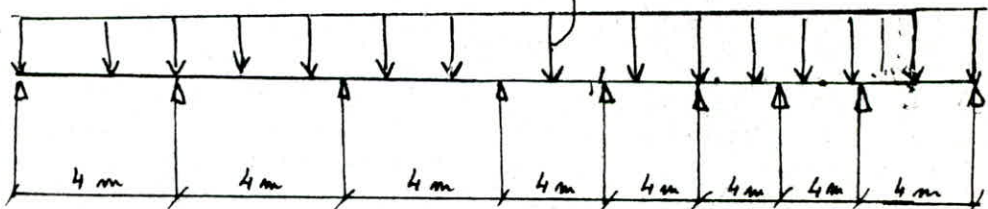
Les poutrelles supportent $P \cdot P = G = 590 \text{ Kg/m}^2$

Surcharge $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

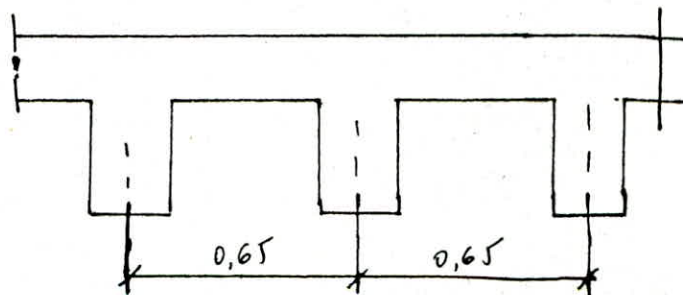
D'où $q = (G + 1,2 P) \times 0,65 = 461,5$ soit 462 Kg/ml

$$q = 462 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 462 \text{ Kg/ml.}$$



Coupe transversale.



Détermination de la largeur b de la table de compression :

C.C.B.A. - 68 Art. 23,3

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq 1/2$$

l = distance entre faces les plus proches de 2 nervures voisines

$$65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm}$$

L = portée libre de la poutrelle

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0 = 24 \text{ cm}$$

h_0 = hauteur de la table de compression

$$24 \leq b_1 \leq 36 \text{ on prend le Min soit } b_0 = 26,5 \text{ cm}$$

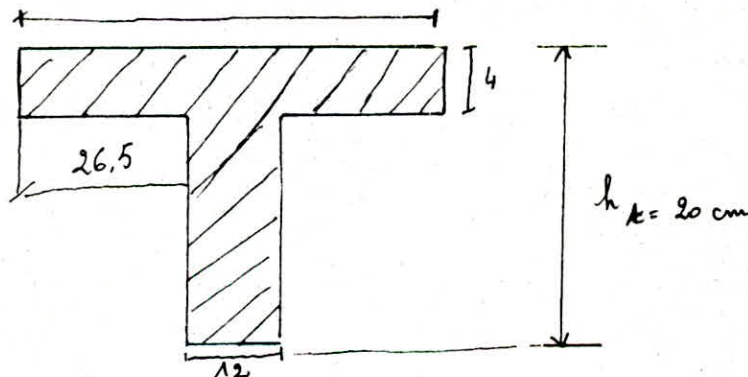
$$\text{Soit } b_1 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow 26,5 = \frac{b - b_0}{2} \Rightarrow$$

b_0 largeur de la nervure d'axe

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$$

D'où on adopte la largeur de la table de compression

$$\underline{\underline{b = 65 \text{ cm}}}$$



Calcul des efforts agissant sur la poutrelle :

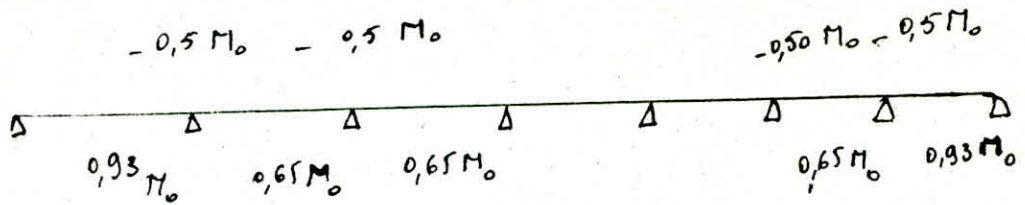
On détermine les moments agissant au différent appui à l'aide de la méthode forfaitaire .

$$M_0 = \frac{1}{8} q l^2 = \frac{462 \times 4^2}{8} = 924 \text{ Kgm}$$

$$T_0 = \frac{1}{2} q l = \frac{462 \times 4}{2} = 924 \text{ Kg}$$

D'après la méthode forfaitaire, les moments en travée et aux appuis sont comme suit :

. / ..



d'où le Moment Max en travée = $0,93 M_0$

$$0,93 \times 924 = 859,32 \text{ Kgm}$$

$$\text{Moment Max aux appuis} = 0,5 \times 924 = 462 \text{ Kgm}$$

Calcul des armatures longitudinales :

a) en travée

$$M = 859,32 \text{ Kgm}$$

$$\sigma'_b = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

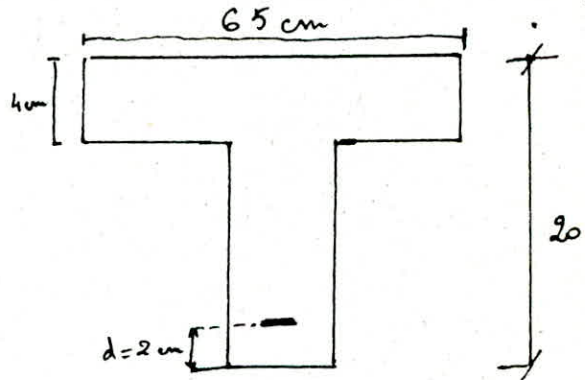
$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 859,32 \cdot 10^2}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0218 \rightarrow \begin{cases} K = 62,5 \\ \epsilon = 0,9355 \\ \alpha = 0,1935 \end{cases}$$



$y = \alpha h = 3,483 < 4 \text{ cm} \Rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression le calcul se fait comme dans le cas d'une section rectangulaire : 65×20

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{62,5} = 44,8 < \sigma'_b \Rightarrow \text{aciers comprimés inutiles}$$

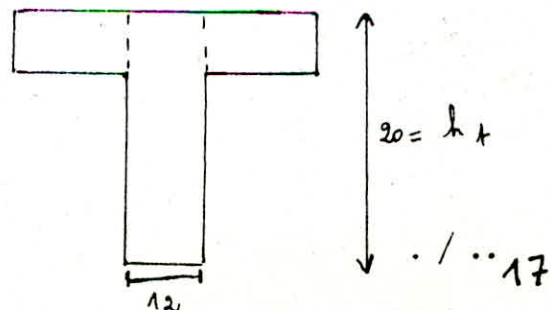
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{859,32 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9355 \cdot 18} = 1,822 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

b) aux appuis

Le moment est négatif. La table sera tendue donc le calcul se fera par une section rectangulaire 12×20

$$M = 462 \text{ Kgm}$$



$$\mu = \frac{462 \cdot 10^2 \cdot 15}{2800 \times 12 \cdot (18)^2} = 0,0636 \quad \text{d'où } K = 33 \quad \epsilon = 0,8958$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{33} = 84,85 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

⇒ aciers comprimés inutiles

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{462 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8958 \cdot 18} = 1,023$$

$$\text{Soit } 2 \text{ T } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Dans ce cas, 1 de ces barres sera laissée filante pour servir à la fois d'armature de construction et de chapeaux au niveau de construction

Vérification des contraintes :

a) condition de non fragilité

en travée $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$

$$A \geq 0,69 \times 65 \times 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,134 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

aux appuis $A \geq 0,69 \times 12 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 0,21 \quad \text{vérifié}$

b) vérification des contraintes

en travée $A = 2,26 \text{ cm}^2$

$$M = 859,32 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = \frac{100 \times 2,26}{65 \cdot 18} = 0,193 \rightarrow \left| \begin{array}{l} K = 55,33 \\ \epsilon = 0,9289 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{859,32 \cdot 10^2}{2,26 \cdot 0,9289 \cdot 18} = 2274 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2274}{55,33} = 41,1 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

aux appuis

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 \quad M = 462 \text{ Kgcm}$$

$$b = 12 \text{ cm} \quad h = 18 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h}$$

$$\bar{\omega} = 100 \times \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,726 \rightarrow \begin{cases} K = 25,5 \\ \varepsilon = 0,8765 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{426 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,8765 \cdot 18} = 1719,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1719,8}{25,5} = 67,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche : (C.C.B.A. Art 58,4)

$$1/ \frac{h_t}{l} \geq 1/15 \frac{M_t}{M_0} = \frac{20 \cdot 10^{-2}}{4} = 0,05 \geq \frac{859,32}{924} \times \frac{1}{15} = 0,062 \quad \text{non vérifié}$$

$$2/ \frac{h_t}{l} \geq 1/22,5 = 0,05 > 0,044 \quad \text{vérifié}$$

$$3/ \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$$

Une des 3 conditions ne sont pas vérifiées \Rightarrow il faut faire le calcul de la flèche d'après le C.C.B.A. - 68 Art 61.21

il faut calculer

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda M}$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}}$$

$$\bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h}$$

$$\lambda = \lambda_4 = \frac{\bar{\sigma}_b}{180 (2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}}$$

$$M = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_b} > 0$$

$$f_0 = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} ; \quad f_{\infty} = \frac{M l^2}{10 E \psi I_{f\psi}} < \frac{l}{500}$$

$$E_i = 21\,000 \sqrt{\sigma'_j} \quad E = \text{module de déformation}$$

$$E_i = 21\,000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} \quad i = \text{instantané}$$

$$E_\psi = 7\,000 \sqrt{\sigma'_j} = 7\,000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} \quad \psi = \text{déformé}$$

$$\sigma'_{28} = \frac{275 \text{ Kg}}{\text{cm}^2}$$

$f_\infty - f_0$	$< \frac{1}{500}$
------------------	-------------------

* Calcul de la flèche.

$$I_f = \frac{I_t}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_t = 15\,480$$

$$\lambda = \lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72 \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \bar{\omega}} = \frac{5,9}{72 \left(2 + 3 \frac{12}{65}\right) 0,01}$$

$$\lambda = \lambda_i = 3,2$$

$$\lambda_\psi = 1,28$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \sigma'_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5,9}{4 \times 0,01 \times 2800 + 3 \times 5,9} = 0,772$$

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{15\,480}{1 + 3,2 \times 0,772} = 4\,460,58$$

$$I_{f_\psi} = \frac{I_t}{1 + \lambda_\psi \mu} = \frac{15\,480}{1 + 1,28 \times 0,772} = 7\,786,1$$

$$E_i = 21\,000 \sqrt{\sigma'_{28} \times 1,2} = 21\,000 \sqrt{275 \times 1,2} = 381\,484$$

$$E_\psi = 7\,000 \sqrt{275 \times 1,2} = 127\,161,31$$

$$f_0 = \frac{m l^2}{10 E_i I_{f_i}} = \frac{859,32 \cdot (400)^2 \cdot 10^2}{10 \cdot 381\,484 \cdot 4\,460,58}$$

$$f_0 = 0,885$$

$$f_{\infty} = \frac{M_1^2}{10\,7786,1 \times 116\,081,87}$$

$$f_{\infty} = 1,52$$

$$f_{\infty} - f_0 = 0,636$$

$$\frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \Rightarrow f_{\infty} - f_0 \leq 0,8 = \frac{l}{500}$$

D'où la poutrelle vérifie la vérification de la flèche.

Vérification de la fissuration :

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{\beta_f} = \frac{2,26}{12 \times 4} = 0,047$$

Les conditions de fissuration imposent une limite à la contrainte admissible de l'acier. Cette limite étant le $\text{Max}\{\sigma_1, \sigma_2\}$. L'autre limite est imposée par les caractéristiques de l'acier $\bar{\sigma}_a$.

On prendra : $\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$

$$\sigma_1 = \frac{K_m}{\phi} \frac{\bar{\omega} l}{1 + 10\bar{\omega} l}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_m}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$$\eta = 1,6$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \text{fissuration peu nuisible}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma_2 = 1073,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2,4 \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,047}{12 \cdot (1 + 0,47)} = 6394,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) & = 6394,55 \\ 2800 & = \underline{\underline{2800}} \end{cases}$$

Donc pas de risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence :

On doit vérifier $\tau_d < \bar{\tau}_d$

./..

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$\psi_d = 1,5$ H. A coefficient de scellement

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{PZ}$$

$$T = 1,1 T_o = 1,1 \cdot 924 = 1\ 016,4 \text{ Kg}$$

$$\tau_d = \frac{1\ 016,4}{2 \cdot \pi \cdot 1,27/8 \cdot 18} = 8,55 < 17,7$$

D'où $\tau_d < \bar{\tau}_d$ vérifié, pas de risque d'entraînement.

Armature transversale :

Les armatures transversales seront calculées sous l'effort tranchant Max.

$$T_{\text{Max}} = 1\ 016,4 \text{ Kg}$$

Nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne. Pour cela, on fait la vérification suivante :

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo}$$

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

τ_b : étant la contrainte de cisaillement Max.

$$\tau_b = \frac{T_o}{b_o Z} = \frac{1\ 016,4}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 5,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{123}{68,85}\right) 5,9 = 16 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{On a : } \sigma'_b = 123 \text{ Kg/cm}^2, \sigma'_{bo} = 68,8 \Rightarrow 2\sigma'_{b1} = 137,6$$

$$\sigma'_b \leq 2\sigma'_{bo} \Rightarrow$$

$\sigma_b < 16 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ on utilisera des armatures \perp à la ligne moyenne. Ces armatures seront constituées par des cadres $\phi 6$. 1 cadre $\phi 6 \rightarrow 0,56 \text{ cm}^2$

Contrainte de traction admissible des armatures :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_a \quad \sigma_a = 2400 \quad \rho_{at} = 2/3 \quad \text{pas de reprise du béton}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecartement admissible :

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 12,4 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t = 12,4 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \cdot 3 \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 18 \cdot 1600}{1016,4} = 13,88 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } \underline{t = 14 \text{ cm}}$$

Ferraillage de la table de compression :

L'hourdis est armé d'un quadrillage de barres dont les dimensions de Mailles ne doivent pas dépasser 20 cm (5.P.m.) pour les armatures \perp aux nervures

33 cm (3.P.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de (20 x 20) en $\phi 6$.

$$(\text{Soit } 5 \phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2)$$

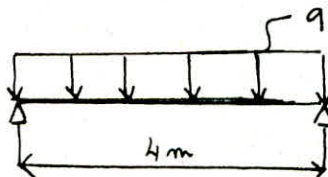
Plancher courant ou rez de chaussée :

$$G = 442 \text{ Kg/m}^2$$

$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = (G + 1,2 P) \times 0,65 \Rightarrow q = 600 \text{ Kg/m}^2$$

Poutrelle appuyée sur 2 appuis



Moment Max. $M_o = \frac{9 \cdot 1^2}{8}$

$$M = \frac{600 \times (4)^2}{8} = 1\,200 \text{ Kgm}$$

$$T = \frac{9 \cdot 1}{2} = 1\,200 \text{ Kg}$$

Le calcul se fait d'une manière analogue à celui de la poutrelle du plancher terrasse.

Calcul des armatures longitudinales :

$$M_{\max} = 1\,200 \text{ Kgm}$$

$$\mu = \frac{m M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1\,200 \cdot 10^2}{2\,800 \times 65 \cdot 18^2} = 0,0305 \rightarrow \begin{cases} K = 51,5 \\ \xi = 0,9248 \\ \alpha = 0,2256 \end{cases}$$

$y = \alpha h = 0,2256 \times 18 = 4,06 \simeq 4$ donc la section en T é sera calculée comme section rectangulaire.

$$b \times h_t = 65 \times 20$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2\,800}{51,5} = 54,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

Pas besoin d'armatures comprimées.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{1\,200 \times 10^2}{2\,800 \times 0,9248 \times 18} = 2,57 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ T } 12 + 1 \text{ T } 10 = 3,045 \text{ cm}^2$$

Vérification

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{1\,200 \cdot 10^2}{3,045 \times 0,9248 \cdot 18} = 2\,367 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2\,367}{51,5} = 46 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifié

. / ..

Calcul des armatures transversales :

$$\mathcal{C}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1\,200}{12 \times \frac{7}{8} \cdot 18} = 6,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\mathcal{C}}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{bo}}\right) \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\mathcal{C}}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65$$

$\mathcal{C}_b < \bar{\mathcal{C}}_b$ on utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

On prendra des cadres $\phi 6$. 1 cadre $\phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 2\,400 = 1\,600 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecartement admissible :

$$E = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\mathcal{C}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 12,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$E = 12,5 \text{ cm}$$

écartement

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times \frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 1\,600}{1\,200}$$

$$t = 11,76$$

On prendra comme espacement : 12 cm

pour la table de compression

On adoptera des treillis soudés en $\phi 6$. de la même façon que la table de compression du plancher terrasse, dimension des Mailles (20 x 20).

ETUDE SISMIQUE

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule.

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

V : force latérale totale

A : coefficient d'accélération de la zone donnée qui dépend de la nature, de la structure et la zone sismique.

$$\underline{A = 0,15} \quad \text{groupe d'usage 2}$$

ZONE II - M'SILA

B : facteur de comportement de la structure : dépend de son type et de la nature de ses contrevents.

$$B = 1/4 \quad \underline{\text{Catégorie 3}}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen la valeur D est donnée d'après le type de sol en f (T) du bâtiment.

$$T = 0,1915 \implies \underline{D = 2} \quad \underline{\text{fig. 4}}$$

Q : facteur de qualité : il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de ses symétries en plan de régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant l'exécution

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^n P_q$$

P_q : la pénalité qui dépend de l'observation ou du critère de qualité q.

$$\underline{Q = 1,3}$$

W : poids propre de la structure

$$- W_{\text{terrasse}} = G_t + \frac{P_t}{5} = 680 \text{ t}$$

$$- W_{\text{étage courant}} = G_t + \frac{P_c}{5} = 510 \text{ t}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} - W_{\text{coupole}} : 37,2 \text{ t} \\ \text{soit } W = 1227 \text{ t} \end{array} \right.$$

$$\text{D'où : } V = V_L = V_T = 0,15 \times 1/4 \times 2 \times 1,3 \times 1227 = 95,7$$

./..

Distribution des forces latérales.

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V \geq F_t - \sum_{(i)} F_i$$

$F_t = 0$ car $T < 0,7$ s.

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k h_k}{\sum_{i=1} w_i h_i}$$

F_k : effort tranchant horizontal (niveau K)

w_i ; w_k : partie de W se trouvant assimilée au niveau i ou K

h_i ; h_k : hauteur à partir de la base au niveau i ou K

$h_i = h_k$	$w_i = w_k$	$w_i h_i$	$F_{kl} = F_{kT}$ E
10	37,2 t	372 t _m	4,42
8,00	680 t	5440 t _m	64,63
4,4	540 t	2244 t _m	26,66

$$\sum w_i h_i = 8056 \text{ t m}$$

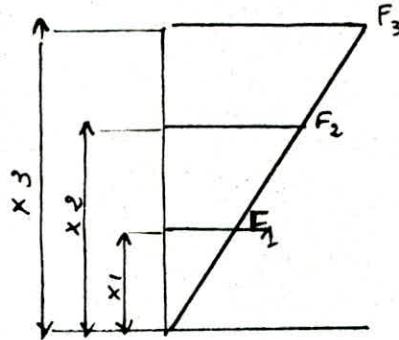
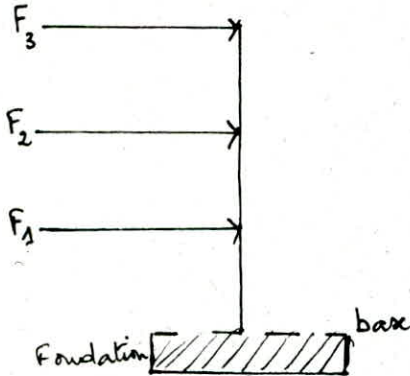
./..

VERIFICATION DU BATIMENT AU RENVERSEMENT

Pour vérifier la structure au renversement, il faut que

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5$$

pour qu'il n'y ait pas renversement.



Moment de renversement = M_{ent} extérieur en console (base) + Effort tranchant (base) $\times z$.

Moment en console (base) = $\sum_{i=1}^3 F_i X_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3$

Effort tranchant à la base = $H = \sum_{i=1}^3 F_i = F_1 + F_2 + F_3$

Moment résistant = $\left(\sum_{i=1}^3 W_i - \sum_{i=1}^3 \sigma_{hi} W_i \right) b \geq 1,5 \quad M_{\text{ent}}^{\text{renv.}}$

Avec $\sigma_h = A B D Q$: coefficient sismique

Application numérique.

$$b = \frac{L}{2} = \frac{32}{2} = 16 \text{ m}$$

$$H = \sum F_i = 95,71 \text{ t}$$

$$M_{\text{ent}}^{\text{de renversement}} = 822,109$$

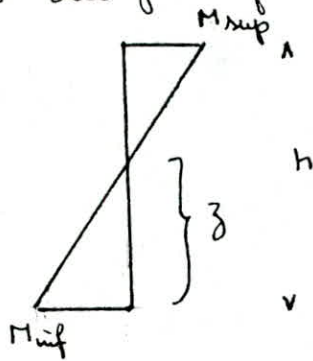
$$M_{\text{ent}}^{\text{résistant}} = (1227,2 - 95,72) 16 = 18103,6 \text{ Gm}$$

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renverse.}} = 22,02 > 1,5$$

Donc notre bâtiment est stable.

Calcul des moments dans les poteaux

La position du point d'inflexion est donnée en fonction des caractéristiques du portique



$$z = \gamma h$$

$$M_{sup} = N_{ij} (h_j - z)$$

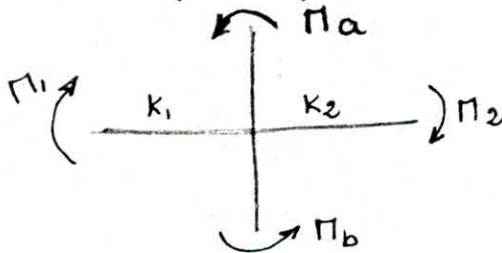
$$M_{inf} = N_{ij} \cdot z$$

$$\text{avec } \gamma = \gamma_0 + \gamma_1 + \gamma_2 + \gamma_3$$

les coefficients $\gamma_0, \gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ sont donnés par le bulletin du CTC N°5

d. Calcul des Moments dans les poutres

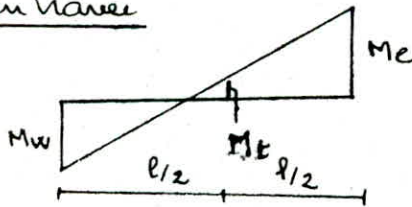
Dans un nœud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est reparti entre les poutres proportionnellement à leur rigidité linéaire



$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

Moment en travée



$$M_t = -\frac{M_w - M_e}{2}$$

À partir des moments dans les nœuds, on peut calculer les efforts tranchants

$$T = -\frac{M_e + M_w}{l}$$

l'effort Normal dans le poteau sera :

$$N_i = - (T_{ie} - T_{iw})$$

Charges Verticales

Le Calcul des efforts dans les Portiques sous les charges verticales était fait par la Méthode simplifiée de M. ÇAQUOT

La Méthode consiste à étudier la distribution des Moments autour d'un nœud en l'isolant fictivement du reste de la structure pour calculer les Moments de continuité (M_w, M_e, M_n, M_s) agissant dans les sections des nœuds d'un appui on ne tient compte que des charges agissant sur les travées encadrant l'appui considéré (q_w, q_e) et de la résistance offerte par ces travées et par les tronçons (h_n et h_s) inférieur et supérieur des poteaux aboutissant au nœud

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$$

$$M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$$

$$M_s = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_s}{D}$$

$$M_n = (M'_e - M'_w) \cdot \frac{K_n}{D}$$

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} ; l'_w = 0,8 l_w$$

$$D = K_w + K_e + K_n + K_s$$

$$M'_w = q_w \cdot l_w^2 / 8,5 + l'_w K_w Q_w$$

$$M'_e = q_e \cdot l_e^2 / 8,5 + l'_e K_e Q_e$$

Superposition des Sollicitations

Les Combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous, les éléments structuraux doivent être dimensionnés par ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur R.P.A 81.

$$\begin{aligned} * \text{Poutres} &: G + P + \overrightarrow{SI} \quad ; \quad 0,8G + \overrightarrow{SI} \\ * \text{poteaux} &: 0,8G + \overrightarrow{SI} \quad ; \quad G + P + 1,2 \overrightarrow{SI} \end{aligned}$$

Moments en travées des poutres CC BA 68 Art 12

Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales on trace la courbe des moments en travée indépendante complète de portée "l" avec les charges permanentes puis avec les surcharges on prend comme ligne de fermeture : pour le moment positive celle qui joint le moment d'appui Min en valeur absolue et pour les moments négatifs celle qui joint les moments d'appui Max en valeur absolue et ceci dans chaque cas en supposant que les surcharges peuvent être indépendante les unes des autres.

exemple :

on veut calculer le moment en travée sous $(G + 1,2P)$ on a le moment isostatique $M_0 = (G + 1,2P) \cdot l^2 / 8$

- le moment en travée sera $M_t = M_0(G + 1,2P) \cdot \frac{\pi_w(G) + \pi_e(G)}{2}$
- le moment sur Appui sera $M_a = M_a(G) + \pi_e(1,2P)$
- Moment en travée sous SI $M_t = \frac{-M_w + \pi_e}{2}$

donc pour les poutres on a :

$$\begin{aligned} M_t^{\text{aux appuis}} - \text{sous } (G + 1,2P) &\rightarrow M_a(G) + 1,2 \pi_a(P) \\ - (G + P + \overrightarrow{SI}) &\rightarrow \pi_a = \pi_a(G) + \pi_a(P) + \pi_a(\overrightarrow{SI}) \\ - (0,8G + \overrightarrow{SI}) &\rightarrow M_a = M_a(0,8G) + M_a(\overrightarrow{SI}) \end{aligned}$$

Effort tranchant

de même on calcule l'effort tranchant.

Moment entrainés dans les poutres

Portiques transversaux

Pout	trav	Sous G			P	SI	G+1/2P	G+P+SI	G+P+SI	0,8G+SI	0,8G+SI
		M _w	M _e	M ₀	M ₀	M _e	M _e	M _e	M _e	M _e	M _e
I	1-2	0,528	1,467	3,006	0,4	-1,033	2,489	1,376	3,442	0,574	2,64
	2-3	1,467	1,467	3,006	0,4	0	2,019	1,939	1,939	1,231	1,231
	1'-2'	0,685	1,406	2,828	1,6	-1,498	3,703	1,885	4,881	-0,072	2,924
	2'-3'	1,406	1,406	2,828	1,6	0	3,398	3,076	3,076	1,181	1,181
II	1-2	0,934	2,592	5,312	0,8	-0,785	4,509	3,564	5,134	2,054	3,624
	2-3	2,592	2,592	5,312	0,8	-0,326	3,68	3,846	3,194	2,502	1,854
	4-5	6,628	6,628	22,848	3,2	-	20,062	19,422	19,422	12,978	12,978
	1'-2'	0,983	2,018	4,136	3,2	-1,105	6,476	4,731	6,941	1,003	3,213
	2'-3'	2,018	2,018	4,136	3,2	-0,018	5,958	5,3	5,336	1,676	1,712
	4'-5'	6,12	6,12	18,144	12,8	-	27,384	24,824	24,824	9,619	9,619
	5-6	7,447	7,447	39,952	32,0	-	36,345	35,705	35,705	26,004	26,004
III	1-2	0,934	2,592	5,312	0,8	-0,797	4,509	3,552	5,146	2,042	3,636
	2-3	2,592	2,592	5,312	0,8	-0,436	3,68	3,956	3,084	2,612	1,74
	3-4	2,592	1,402	5,312	0,8	-0,216	4,275	3,899	4,331	2,436	2,868
	11-12	0,983	2,018	5,36	1,6	-0,882	5,78	4,578	6,342	2,206	3,97
	12-13	2,018	1,066	4,136	3,2	-1,65	6,434	7,444	4,144	3,725	0,425
VI	1-2	0,934	2,592	5,312	0,8	-0,914	4,509	3,435	5,283	1,925	3,753
	2-3	2,592	6,891	5,312	0,8	-0,467	3,68	3,987	3,053	2,643	1,709
	3-4	2,592	6,891	5,312	0,8	-0,831	1,531	0,54	2,202	0,375	1,227
	4-5	8,121	8,121	22,848	3,2	0	18,567	17,927	17,927	11,782	11,782
	9-10	0,983	2,018	4,136	3,2	-0,953	6,476	4,883	6,789	1,155	3,061
	11-12	2,018	1,066	4,136	3,2	-1,76	6,434	7,134	4,034	3,835	0,315

Portiques longitudinaux

Port	Travée	Sous G			P	SJ	G+1,2P	G+P+SJ	G+P+SJ	0,8G+SJ	0,8G+SJ
		M _w	M _e	M ₀	M ₀	M _t	M _t	M _t	M _t	M _t	M _t
A	1-2	0,169	0,317	0,7	0,2	-0,202	0,647	0,455	0,859	0,164	0,568
	2-3	0,317	0,317	0,65	0,2	-0,996	0,573	1,529	-0,463	1,262	-0,73
	1'-2'	0,368	0,561	1,15	0,8	0,257	1,646	1,743	1,229	0,805	0,291
	2'-3'	0,561	0,561	1,15	0,8	-	1,549	1,389	1,389	0,471	0,471
B	1-2	0,16	0,195	0,4	0,2	0,072	0,463	0,351	0,445	0,106	0,25
	2-3	0,195	0,195	0,4	0,2	-	0,445	0,405	0,405	0,164	0,164
	1'-2'	0,496	0,561	1,15	0,8	-0,69	1,582	0,731	2,113	-0,194	1,188
	2'-3'	0,561	0,561	1,15	0,8	-	1,549	1,389	1,389	0,471	0,471
D	3-4	0,551	2,778	5,694	0,4	-0,672	4,51	3,758	5,102	2,552	3,896
	4-5	2,778	2,778	5,694	0,4	-0,672	3,396	3,988	2,644	3,005	1,661
	1-2	0,16	0,195	0,4	0,2	-0,191	0,463	0,232	0,614	-0,013	0,369
	2-14	0,195	0,177	0,4	0,2	0,298	0,454	0,712	0,116	0,469	0,127
	6-7	0,195	0,195	0,4	0,2	0,641	0,445	1,046	-0,236	0,805	-0,477
	10-11	0,499	0,508	1,15	0,8	-0,068	1,607	1,515	1,379	0,585	0,449

Moments Sur Appuis

Patiques transversaux

post	post	Sous G		P		SI		G+1,2P		G+P-1		SI		G+P+SI		0,8G+SI		SI		0,8G+SI	
		M _{int}	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e	M _w	M _e
I	1-2	0,128	1,447	0,027	0,195	2,829	0,763	0,612	1,701	3,422	2,425	-2,231	0,899	3,251	1,937	-2,447	0,411				
	2-3	1,467	1,462	0,195	0,195	0,763	0,763	1,701	1,701	2,425	2,425	0,295	0,899	1,937	1,937	0,411	0,411				
	1-4	9,685	1,406	0,095	0,781	5,289	2,229	0,799	2,343	6,069	4,472	-4,559	-0,103	5,837	3,415	-4,741	-1,165				
II	2'-3'	1,406	1,406	0,781	0,781	2,229	2,229	2,343	2,343	4,472	4,472	-0,103	-0,103	3,415	3,415	-1,165	-1,165				
	1-2	0,193	2,592	0,141	0,339	2,214	0,645	1,103	3,06	3,289	3,627	-1,139	2,337	2,961	2,719	-1,462	1,429				
	2-3	2,592	2,592	0,339	0,256	0,645	1,296	3,06	3,499	3,627	4,644	2,337	2,052	2,719	3,37	1,429	0,778				
	4-5	6,626	6,626	0,999	0,999	3,478	3,478	7,824	7,824	11,102	11,102	4,114	4,114	8,779	8,779	1,823	1,823				
	1-2'	0,983	2,018	0,761	1,561	5,023	2,874	1,896	7,891	5,452	6,393	7,659	-3,279	0,767	5,809	4,128	-4,128	-1,2			
III	2'-3'	2,018	2,018	1,561	2,862	2,914	2,779	3,891	5,452	6,393	7,659	0,765	2,101	4,428	4,392	-1,2	-1,165				
	4'-5'	6,12	6,12	4,318	4,318	7,455	7,455	11,294	11,294	17,887	17,887	2,977	2,977	12,351	12,351	-2,559	-2,559				
	5-6	7,447	7,447	0,597	0,597	1,029	1,029	8,163	8,163	9,033	9,033	7,015	7,015	6,987	6,987	4,929	4,929				
IV	1-2	0,934	2,592	0,141	0,339	2,346	0,752	1,103	3,06	3,421	3,734	-1,121	2,13	3,093	2,826	-1,599	1,322				
	2-3	2,592	2,592	0,339	0,339	0,756	1,63	3,06	3,734	4,612	2,23	1,352	2,826	3,704	4,322	0,444	0,444				
	3-4	2,592	1,406	0,339	0,106	1,63	4,199	3,06	1,529	4,612	2,23	1,352	0,309	3,704	2,321	0,444	0,444				
V	11-12	0,983	2,018	0,782	1,561	4,333	2,57	1,441	3,891	5,698	6,149	-2,968	1,009	5,119	4,184	-3,547	-0,957				
	12-13	2,018	1,066	1,561	0,412	2,57	5,869	3,891	1,56	6,149	7,347	1,009	-4,139	4,184	6,722	-0,957	-5,016				
	1-2	0,934	2,592	0,141	0,339	2,68	0,852	1,103	3,06	3,255	3,834	-1,605	2,13	3,427	2,926	-1,933	1,22				
	2-3	2,592	2,592	0,339	0,339	0,852	1,786	3,06	3,834	4,174	2,13	1,196	2,926	3,86	1,222	0,288					
	3-4	2,592	6,891	0,339	0,981	1,786	0,125	3,06	8,068	4,767	7,997	1,196	7,746	3,86	5,638	0,288	5,378				
VI	4-5	8,121	8,121	1,149	1,149	0,336	0,336	9,5	9,5	9,606	9,806	8,934	8,934	6,833	6,833	6,161	6,161				
	9-10	0,983	2,018	0,761	1,561	4,485	2,58	1,891	3,791	6,229	6,119	-2,741	0,999	5,271	4,194	-3,693	-0,966				
	10-11	2,018	1,066	1,561	0,825	2,58	6,099	3,891	2,051	6,159	7,49	0,999	-4,208	4,194	6,952	-0,966	-5,216				

Portiques longitudinaux

Poutre	Poutre	Sous G		P		SI		G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI	
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
A	1-2	0,169	0,317	0,052	0,695	1,4	0,996	0,435	1,621	1,411	-1,179	-0,581	1,535	1,35	1,255	-1,265	-0,742
	2-3	0,317	0,317	0,098	0,098	0,996	0,996	0,435	1,411	1,411	-0,581	-0,581	1,25	1,25	1,25	-0,742	-0,742
	1'-2'	0,379	0,561	0,156	0,39	2,442	2,955	0,675	3,066	3,906	-1,818	-2,004	2,736	2,736	3,440	-2,148	-2,506
	2'-3'	0,561	0,561	0,39	0,39	2,955	2,955	1,029	3,906	3,906	-2,004	-2,004	3,404	3,404	3,404	-2,506	-2,506
B	1-2	0,16	0,195	0,08	0,098	1,793	1,65	0,256	0,313	2,033	1,943	-1,553	-1,357	1,921	1,806	-1,665	-1,494
	2-3	0,195	0,195	0,098	0,098	1,65	1,65	0,313	0,313	1,943	1,943	-1,357	-1,357	1,806	1,806	-1,494	-1,494
	1'-2'	0,44	0,561	0,345	0,39	5,134	3,752	0,91	1,029	5,975	4,703	-4,293	-2,801	5,531	4,201	-4,737	-3,303
	2'-3'	0,561	0,561	0,39	0,39	3,752	3,752	1,029	1,029	4,703	4,703	-2,801	-2,801	4,201	4,201	-3,303	-3,303
	3-4	0,551	2,778	0,039	0,195	1,353	0,009	0,598	3,012	1,943	2,982	-0,763	2,964	1,794	2,231	0,912	-2,213
D	4-5	2,778	2,778	0,195	0,195	0,009	1,353	3,012	3,012	2,982	4,326	-2,964	1,62	2,231	3,575	-2,213	-0,869
	1-2	0,16	0,195	0,08	0,098	1,447	1,065	0,256	0,313	1,687	1,358	-1,207	-0,772	1,575	1,221	-1,319	-0,909
	2-14	0,195	0,177	0,098	0,088	1,065	1,661	0,313	0,283	1,358	1,926	-0,772	-1,396	1,221	1,803	-0,909	-1,519
	6-7	0,195	0,195	0,088	0,088	0,374	1,661	0,313	0,313	0,672	1,954	-0,086	-1,368	0,535	1,817	-0,223	-1,505
	10-11	0,449	0,508	0,347	0,353	2,709	2,844	0,915	0,932	3,555	3,705	-1,863	-1,983	3,108	3,25	-2,31	-2,438

EFFORT RANCHANI

Poliques Transversaux

pols	Sous G		P		SI		G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,8G+SI		0,8G+SI		
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	
I	1-2	2,771	-3,241	0,369	-0,431	-0,898	3,214	-3,758	2,242	-4,57	4,058	-2,724	1,319	-3,491	3,115	-1,695	
	2-3	3,006	-3,006	0,14	-0,14	-0,382	-0,382	3,486	-3,486	3,024	-3,024	2,902	-2,902	2,777	-2,777	-0,923	
	1'-2'	2,641	-3,008	1,429	-1,722	-1,894	-1,894	4,363	-5,134	2,193	-6,634	5,491	-2,876	0,224	-4,13	4,1012	-0,512
	2'-3'	2,882	-2,882	1,6	-1,6	-1,45	-1,45	4,802	-4,802	3,337	-5,627	5,627	-3,337	1,161	-3,451	3,451	-1,161
	1-2	4,898	-5,727	0,738	-0,102	-0,715	0,715	5,784	-6,761	4,1921	-7,304	6,351	-5,824	3,203	-5,292	4,1633	-3,867
II	1-2	5,312	-5,312	0,709	-0,882	-0,481	-0,481	6,653	-6,382	5,536	-6,689	6,566	-5,719	3,765	-4,735	4,735	-3,765
	1-5	11,424	-11,424	1,6	-1,6	-0,87	-0,87	13,344	-13,344	12,154	-13,894	13,894	-12,154	8,269	-10,009	10,009	-8,269
	1'-2'	2,937	-4,435	3	-3,14	-1,459	-1,459	7,437	-8,515	4,828	-9,794	8,296	-5,876	1,111	-5,507	5,029	-1,579
	2'-3'	4,136	-4,136	2,825	-3,525	-1,398	-1,398	7,586	-8,366	5,613	-9,059	8,409	-6,263	1,911	-4,707	4,707	-1,911
	4'-5'	9,072	-9,072	6,14	-6,14	-1,864	-1,864	16,782	-14,732	13,668	-17,336	17,336	-13,668	5,394	-9,122	9,122	-5,394
III	1-2	4,981	-5,727	0,738	-0,882	-0,735	-0,735	5,784	-6,761	4,861	-7,364	6,411	-5,844	3,143	-5,357	4,693	-3,807
	2-3	5,312	-5,312	0,8	-0,8	-0,597	-0,597	6,222	-6,222	5,515	-6,709	6,709	-5,515	3,653	-4,807	4,9847	-3,653
	3-4	5,61	-5,015	0,921	-0,729	-0,707	-0,707	6,665	-5,824	5,779	-6,446	7,183	-5,042	3,786	-4,714	5,19	-3,31
	11-12	5,101	-5,619	1,305	-1,195	-1,726	-1,726	6,668	-7,193	4,161	-9,24	8,132	-5,788	2,355	-6,221	5,867	-2,769
	12-13	4,334	-3,898	3,487	-2,913	-2,11	-2,11	8,558	-7,394	5,751	-8,921	9,921	-4,761	1,389	-5,228	5,609	-1,008
IV	1-2	4,898	-5,727	0,738	-0,882	-0,883	-0,883	5,784	-6,761	4,753	-7,422	6,519	-5,766	3,035	-5,465	4,1801	-3,699
	2-3	5,312	-5,312	0,8	-0,8	-0,66	-0,66	6,222	-6,222	5,452	-6,722	6,722	-5,452	3,59	-4,91	4,91	-3,59
	3-4	4,237	-6,387	0,652	-0,948	-0,478	-0,478	5,019	-7,425	4,141	-7,813	5,367	-6,957	2,442	-5,588	3,868	-4,1632
	4-5	11,424	-11,424	1,6	-1,6	-0,084	-0,084	13,344	-13,344	12,94	-13,188	13,188	-12,94	9,065	-9,223	9,223	-9,065
	9-10	3,877	-4,395	3	-3,4	-1,766	-1,766	7,477	-8,476	5,111	-9,151	8,643	-6,028	1,336	-5,282	4,1868	-1,75
10-11	4,324	-3,898	3,384	-3,016	-2,17	-2,17	8,435	-7,588	5,588	-9,084	9,928	-4,741	1,329	-5,288	5,699	-2,948	

Portiques longitudinaux

Portique	Sous G		Sous P		SI		G+1,2P		G+P+SI		G+P+SI		0,86+SI		0,86+SI		
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	
A	1-2	0,663	-0,773	0,189	-0,212	0,569	-0,589	0,891	-0,991	0,953	-1,508	1,451	-0,335	-0,009	1,189	1,129	0,009
	2-3	0,65	-0,65	0,2	-0,2	-0,491	0,898	0,89	-0,89	0,352	-1,348	1,348	-0,352	0,022	-1,018	1,018	-0,022
	1'-2'	1,102	-1,108	0,768	-0,984	-1,349	2,329	2,022	-2,19	0,522	-3,381	3,218	-0,683	-0,402	-2,307	2,231	0,391
2'-3'	1,115	-1,115	0,8	-0,9	-1,478	2,478	2,11	-2,11	0,472	-3,422	3,428	-0,472	-0,558	-2,398	2,398	0,558	
B	1-2	0,309	-0,409	0,196	-0,205	-0,861	0,861	0,544	-0,655	0,356	-1,475	1,366	0,247	-0,644	-1,188	1,108	0,534
	2-3	0,4	-0,4	0,2	-0,2	-0,825	0,825	0,64	-0,64	-0,225	-1,425	1,425	0,225	-0,65	-1,145	1,145	0,505
	1'-2'	1,134	-1,166	0,789	0,811	-2,222	2,222	2,081	-2,139	-0,299	-4,199	4,145	0,245	-1,705	-3,155	3,129	1,289
2'-3'	1,115	-1,115	0,8	-0,8	-1,386	1,386	2,11	-2,11	0,164	-3,736	3,736	-0,164	-0,966	-2,766	2,766	0,866	
D	3-4	5,137	-6,251	0,405	-0,395	-0,341	0,341	5,623	-6,725	5,201	-6,987	5,883	-6,305	3,769	-5,342	4,451	-4,66
	4-5	5,694	-5,694	0,4	-0,4	-0,341	0,341	6,174	-6,174	5,753	-6,415	6,415	-5,753	4,214	-4,896	4,896	-4,214
	1-2	0,791	-0,409	0,196	-0,205	-0,628	0,628	0,626	0,605	-0,241	-1,242	1,215	0,014	-0,315	-0,955	0,941	0,301
D	3'-4'	0,405	-0,339	0,203	-0,198	-0,682	0,682	0,649	-0,634	-0,274	-1,274	1,29	0,088	-0,358	-0,99	1,006	0,365
	6-7	0,4	-0,4	0,2	-0,2	-0,51	0,51	0,64	-0,64	0,09	-1,11	1,11	-0,09	-0,19	-0,83	0,83	0,19
	10-11	1,448	-1,152	0,799	-0,802	-1,388	1,388	2,107	-2,114	0,559	-3,342	3,335	-0,566	-0,47	-2,31	2,706	0,466

Moments dans les poteaux

Portiques transversaux

Port	Y	Sous G			P			SI			G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P+1,2SI			0,8G+SI			0,8G+SI		
		M _{top}	M _{int}	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i	M _s	M _i		
I	A	-	0,528	-	0,07	2,825	2,315	-	0,612	3,345	3,376	-3,395	-2,18	2,829	2,737	-2,829	-1,893	-	-	-	-	-	-	-	
	B	-	-	-	-	1,526	1,017	-	-	1,831	1,22	-1,831	-1,22	1,526	1,017	-1,526	-1,017	-	-	-	-	-	-		
	A ₁	0,361	0,324	0,05	0,045	2,921	3,67	0,412	0,778	3,976	4,726	-3,154	-3,988	3,26	3,89	-2,682	-3,372	-	-	-	-	-	-	-	
	B ₁	-	-	-	-	3,563	4,354	-	-	4,276	5,225	-4,276	-5,225	3,563	4,354	-3,563	-4,354	-	-	-	-	-	-	-	
II	A	-	0,434	-	0,114	2,214	2,706	-	1,103	2,657	4,322	-2,657	-2,172	2,214	3,453	-2,214	-1,959	-	-	-	-	-	-	-	
	B	-	-	-	-	1,29	1,576	-	-	1,548	1,891	-1,548	-1,891	1,29	1,576	-1,29	-1,576	-	-	-	-	-	-	-	
	D	-	1,609	-	0,242	4,774	5,834	-	1,899	5,729	8,952	-5,729	-5,15	4,774	7,121	-4,894	-4,547	-	-	-	-	-	-	-	
	A ₁	0,518	0,466	0,401	0,36	2,317	2,832	0,999	0,898	3,699	4,224	-1,861	-2,572	2,731	3,205	-1,903	-2,479	-	-	-	-	-	-	-	
III	B ₁	-	-	-	-	4,052	4,953	-	-	4,862	5,944	-4,862	-5,944	4,052	4,953	-4,052	-4,953	-	-	-	-	-	-	-	
	D	1,082	0,977	0,767	0,689	4,4	5,378	2,007	1,804	7,134	8,12	-3,426	-4,788	5,27	6,16	-3,53	-4,596	-	-	-	-	-	-	-	
	A	-	7,447	-	0,597	1,029	0,842	-	8,163	1,235	9,054	-1,235	-7,034	1,029	6,7	-1,029	5,116	-	-	-	-	-	-	-	
	B	-	0,934	-	0,141	2,346	2,346	-	1,103	2,815	3,89	-2,815	-1,74	2,346	3,093	-2,346	-1,23	-	-	-	-	-	-	-	
IV	C	-	-	-	-	1,503	1,23	-	-	1,804	1,476	-1,804	-1,476	1,503	1,23	-1,503	-1,23	-	-	-	-	-	-	-	
	D	-1,062	-0,339	-0,08	-0,026	0,357	0,357	-1,158	-0,37	-0,678	0,063	-1,534	-0,793	-0,464	0,086	-1,178	-0,628	-	-	-	-	-	-	-	
	A ₁	0,518	0,466	0,203	0,179	1,487	2,981	0,762	0,681	3,105	4,222	-1,66	-2,932	2,401	3,354	-1,573	-2,608	-	-	-	-	-	-	-	
	B ₁	-	-	-	-	3,909	4,777	-	-	4,691	5,732	-4,691	-5,732	2,294	3,711	-3,192	-4,519	-	-	-	-	-	-	-	
V	C ₁	-0,561	-0,505	-0,217	-0,195	2,743	4,115	-0,821	-0,739	2,514	4,238	-4,07	-1,555	2,68	2,939	-2,68	-1,445	-	-	-	-	-	-	-	
	A	-	0,934	-	0,141	2,69	2,192	-	1,103	3,216	3,705	-3,216	-1,555	2,68	2,939	-2,68	-1,445	-	-	-	-	-	-	-	
	B	-	-	-	-	1,703	1,136	-	-	2,044	1,363	-2,044	-1,363	1,703	1,136	-1,703	-1,136	-	-	-	-	-	-	-	
	C	-	-	-	-	3,572	2,922	-	-	4,286	3,566	-4,286	-3,566	3,572	2,922	-3,572	-2,922	-	-	-	-	-	-	-	
VI	D	-	1,229	-	0,169	0,461	0,461	-	1,432	0,553	1,951	-0,553	-0,845	0,461	1,444	-0,461	0,522	-	-	-	-	-	-	-	
	A ₁	0,518	0,466	0,401	0,36	2,293	2,802	0,999	0,898	3,671	4,188	-1,833	-2,136	2,707	3,175	-1,879	-2,429	-	-	-	-	-	-	-	
	B ₁	-	-	-	-	4,024	4,918	-	-	4,824	5,902	-4,824	-5,902	4,024	4,918	-4,024	-4,918	-	-	-	-	-	-	-	
	C ₁	-0,561	-0,505	-0,434	-0,39	3,177	3,883	-1,082	-0,973	2,817	3,765	-4,807	-5,55	2,728	2,479	-3,626	-4,287	-	-	-	-	-	-	-	

Efforts Normaux dans les poteaux

Poutres transversales

post	Sous G		P		SI		G+1,2 P		G+P+1,2SI		G+P+1,2SI		0,8G+SI		0,8G+SI		
	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	N	Nc	
I	A	2,721	2,721	0,364	0,364	-0,898	-0,898	3,214	3,214	2,082	2,062	4,218	4,218	1,349	1,319	3,115	3,115
	B	6,242	6,242	0,831	0,831	-	-	7,244	7,244	7,078	7,078	7,078	7,078	4,998	4,998	4,998	4,998
	A1	2,648	6,179	1,425	1,798	-1,894	-2,792	4,367	8,292	1,804	4,579	6,35	11,287	0,224	2,119	4,012	7,703
	B1	5,89	13,268	3,322	4,203	-1,445	-1,645	9,936	18,312	7,889	16,097	10,636	18,845	3,527	9,469	5,857	11,759
II	A	4,898	4,898	0,738	0,738	-0,715	-0,715	5,825	5,825	4,889	4,889	6,585	6,585	3,236	3,236	4,766	4,766
	B	11,039	11,039	0,709	0,709	-0,485	-0,485	11,89	11,89	11,166	11,166	12,33	12,33	8,346	8,346	9,316	9,316
	A1	3,832	9,455	3	3,738	-1,928	-2,793	7,457	13,941	4,463	9,741	9,211	16,545	1,092	4,771	5,048	10,357
	B1	8,521	20,741	2,825	3,584	-1,398	-1,883	12,021	25,042	9,768	22,065	13,124	26,585	5,459	14,71	8,255	18,576
III	D	13,208	31,025	6,4	8	-1,864	-2,634	20,882	40,625	17,321	35,915	21,845	42,236	8,702	22,728	12,43	27,497
	D2	19,926	19,926	1,6	1,6	-0,257	-0,257	21,896	21,896	21,268	21,268	21,884	21,884	15,724	15,724	16,238	16,238
	A	4,898	4,898	0,738	0,738	-0,725	-0,725	5,784	5,784	4,706	4,706	6,566	6,566	3,143	3,143	4,693	4,693
	B	11,039	11,039	1,662	1,662	-0,597	-0,597	13,033	13,033	11,985	11,985	13,417	13,417	8,234	8,234	9,428	9,428
IV	C	10,922	10,922	1,621	1,621	-0,707	-0,707	12,922	12,922	11,745	11,745	13,441	13,441	8,031	8,031	9,428	9,428
	D	5,015	25,619	0,729	2,329	0,628	0,628	5,89	28,444	0,619	28,702	4,194	27,194	4,64	21,123	3,384	19,847
	A1	5,108 10,719	10,719	1,305	2,044	-1,726	-2,501	6,667	13,171	4,335	9,961	8,477	15,703	2,355	6,074	5,807	11,076
	B1	9,034	29,165	5,382	7,044	-2,11	-2,707	16,451	30,616	12,843	25,919	17,907	32,455	5,884	15,023	10,104	20,437
V	C1	3,898	15,951	2,913	4,584	0,887	-1,587	7,274	21,452	7,867	18,631	5,255	22,439	3,942	11,174	2,238	14,348
	A	4,898	4,898	0,738	0,738	-0,883	-0,883	5,784	5,784	4,576	6,696	6,696	3,035	3,035	4,180	4,180	
	B	11,039	11,039	1,662	1,662	-0,66	-0,66	13,033	13,033	11,909	13,493	13,493	8,171	8,171	9,491	9,491	
	C	9,549	9,549	1,452	1,452	-0,478	-0,478	11,291	11,291	10,427	11,575	11,575	7,161	7,161	8,117	8,117	
VI	D	17,811	17,811	2,548	2,548	-0,084	-0,084	20,869	20,869	20,258	20,258	20,462	20,462	14,165	14,165	14,333	14,333
	A1	3,877	9,495	3	3,738	-1,766	-2,649	7,477	13,911	4,758	10,054	8,996	16,412	1,336	4,642	4,868	10,245
	B1	8,769	20,939	6,784	9,446	-2,12	-2,83	16,91	31,074	12,949	25,989	18,157	32,781	4,845	13,922	9,185	19,581
	C1	3,898	14,528	3,016	4,468	0,88	-0,32	7,07	19,94	7,97	19,408	5,858	18,184	3,948	11,964	2,238	15,36

FERRAILLAGE DES PORTIQUES.

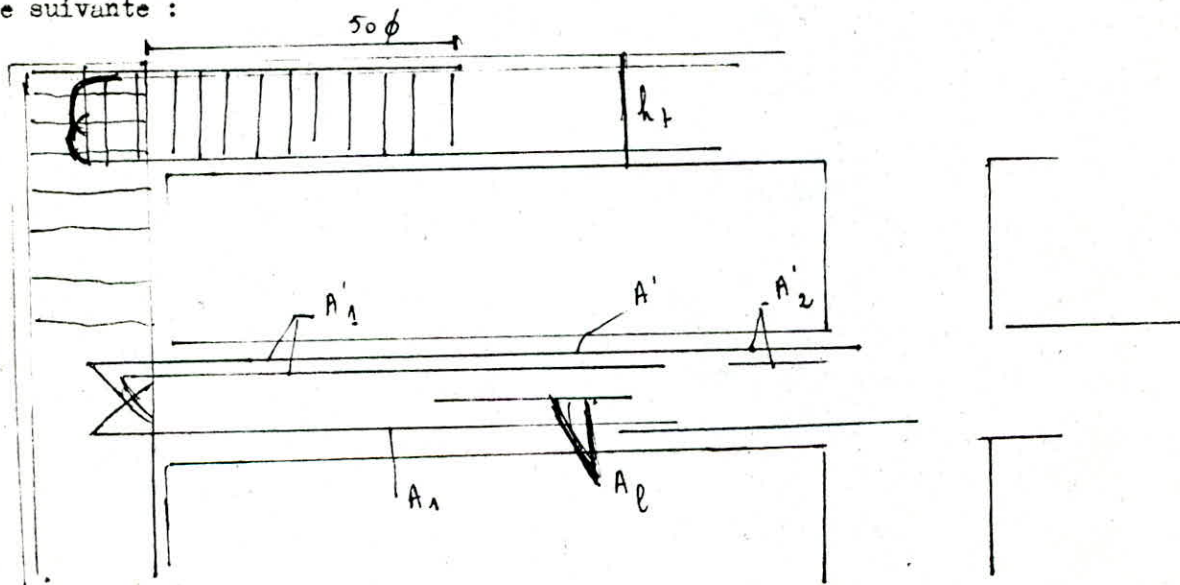
* Prescription (R.P.A. 81)

Notre structure étant constituée par une ossature autostatite dont toutes les prescriptions à ce type d'ossature en zone II doivent être respectées.

A - Poutres

- Armatures longitudinales.

- . Le $\%$ total Min des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3 $\%$ pour les aciers H.A et 0,5 $\%$ A. doux.
- . Le β total Max des aciers long doit être de 2,5 $\%$.
- . Les poutres supportant des charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes supérieures et inférieures d'une section minimale indiquée sur la figure suivante :



- . Les poutres de faibles charges verticales sollicitées principalement par des forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. Les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction Max des barres.

- Armatures transversales.

$$A_{t \text{ Min}} = 0,003 \times S \times b$$

./ ..

. Espacement :

Zone courante $t \leq \frac{h}{2}$

Zone nodule $t \leq \text{Min} (h/4 ; 12 \phi , 30 \text{ cm})$

B - Poteaux

- Armatures longitudinales.

Elles doivent être des barres à H.A.

- . Les barres verticales doivent être sans crochets
- . Le ρ Min est de 1 % en zone II sans toute fois dépasser 4 %
- . Le diamètre Min est de 14 mm en zone II
- . La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II
- . Les jonctions par recouvrement doivent être faibles ; si possible à l'extérieur des zones des noeuds.

- Armatures transversales.

Elles sont calculées d'après $A = \frac{1,25 T \cdot t}{h_1 \sigma_a}$

où $T = 2$ fois l'effort tranchant si $\lambda \geq 15$

$T = 3 T$ calculé si $\lambda < 15$.

- . La quantité d'armatures transversales min est :

$$A_t = 0,004.S.b \text{ (Zone II)}$$

- . Espacement :

$$t \leq \text{Min} (10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

Zone courante $t \leq 12 \phi_1$.

. / ..

FERRAILLAGE DES POUTRES.

Conformément à l'Art. 15 du C.C.B.A. - 68, les poutres seront ferrées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons S.P₁ et S.P₂.

Il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. La méthode de détermination des sections d'acier sera celle de P. CHARON :

- Calcul des armatures longitudinales.

On calcule $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \Rightarrow$ tableaux K, $\varepsilon \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$

* Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne seront pas nécessairement ($A' = 0$) et

la section des armatures tendues est donnée par $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$

* Si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' \neq 0$ $K_1 = \frac{15 \bar{\sigma}'_a}{n \bar{\sigma}'_b}$; $K_2 = \frac{15 (h - d') \bar{\sigma}'_a}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$

* Si $K_1 > K_2$, on prend K_1 et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$ tableaux $\alpha, \mu', \varepsilon$

$$M_1 = \mu' \sigma'_b \cdot b \cdot b^2 \Rightarrow M_2 = M - M_1$$

$$y = \alpha h \Rightarrow \sigma'_a = \frac{15}{y} (y - d') \bar{\sigma}'_b \text{ et les sections}$$

$$A' = \frac{M_2}{(h - d') \bar{\sigma}'_a} ; \quad A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{M_2}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$$

* Si $K_2 > K_1$, on prend K_2

et $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b / K_2$, $\sigma'_a = \bar{\sigma}'_a$; $K_2 \rightarrow \varepsilon ; \mu'$

$$M_1 = \mu' \cdot b \cdot \sigma'_b \cdot h^2 \quad M_2 = M - M_1$$

$$\text{Armatures comprimées : } A' = \frac{M_2}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$$

$$\text{Armatures tendues : } A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon h} + \frac{M_2}{\bar{\sigma}_a (h - d)}$$

- Calcul des armatures transversales
- Vérifications.

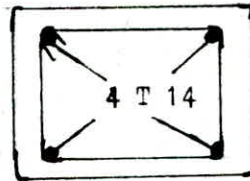
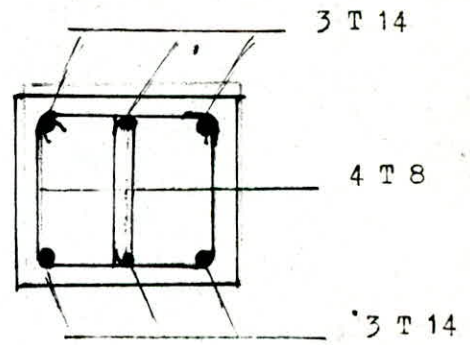
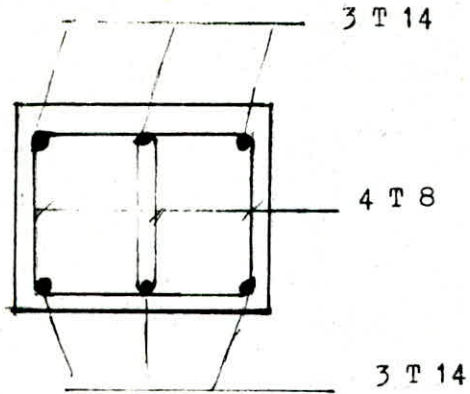
errailage des poutres transversales.

cat.	Niv	port.	Soll.	Sect.	M	μ	E	K	α	σ'_b	A_{cm^2}	A_{min}	$A_{adep.}$	ϕ	
I	II	1-2	SP ₂	App.	3,427	0,0286	0,9275	53,5	0,219	78,5	3,88	4,8	6,15	4T14	
			SP ₁	trav.	2,489	0,0208	0,9367	64	0,1899	43,75	2,79	"	"	"	
		2-3	SP ₁	App.	1,701	0,0142	0,9471	79,5	0,1587	35,2	1,89	"	"	"	
			SP ₁	trav.	2,019	0,0169	0,9425	72	0,1724	38,8	2,25	"	"	"	
	I	1-2	SP ₂	App.	6,069	0,0508	0,9054	37,9	0,2841	110,8	7,04	"	9,23	6T14	
			SP ₁	trav.	3,703	0,031	0,9242	81	0,2273	54,9	4,2	"	6,15	4T14	
		2-3	SP ₂	App.	4,477	0,0374	0,9175	45,6	0,2475	92	5,12	"	"	"	
	II	II	1-2	SP ₂	App.	3,289	0,0275	0,9281	54,5	0,2158	77,1	3,72	"	"	"
				SP ₁	trav.	4,509	0,0377	0,9172	45,4	0,2483	61,6	5,16	"	"	"
			2-3	SP ₁	App.	3,06	0,0256	0,9306	57	0,2083	49,1	3,45	"	"	"
SP ₁				trav.	3,68	0,031	0,9254	52	0,2239	53,8	4,18	"	"	"	
I		1-2	SP ₂	App.	6,767	0,0566	0,901	35,5	0,297	118,3	7,88	4,8	9,23	6T14	
			SP ₁	trav.	6,476	0,0542	0,9027	36,4	0,2918	76,9	7,53	"	"	"	
		2-3	SP ₂	App.	6,393	0,0535	0,9033	36,7	0,2894	114,4	7,43	"	"	"	
III		II	1-2	SP ₂	App.	17,887	0,0488	0,9071	38,8	0,2788	108,2	11	8,4	12,31	8T14
				SP ₁	trav.	27,384	0,0748	0,8884	29,8	0,3348	93,9	17,2	"	24,12	12T16
			2-3	SP ₁	App.	8,163	0,0223	0,9346	61,5	0,1961	45,5	4,87	"	6,15	4T14
	SP ₁			trav.	36,345	0,0993	0,8747	24,9	0,3759	112,5	23,1	"	24,12	12T16	
	I	1-2	SP ₂	App.	3,421	0,0286	0,927	53,5	0,219	78,5	3,87	4,8	6,15	4T14	
			SP ₁	trav.	4,509	0,0377	0,9172	45,5	0,2483	61,5	5,16	"	"	"	
		2-3	SP ₁	App.	3,06	0,0256	0,9306	57	0,2083	49,1	3,45	"	"	"	
	II	3-4	SP ₁	trav.	3,68	0,031	0,9254	52	0,2239	53,8	4,17	"	"	"	
			SP ₂	App.	4,612	0,0336	0,9164	44,8	0,2508	93,7	5,28	"	"	"	
		4-5	SP ₁	trav.	4,275	0,0357	0,9191	46,8	0,2427	59,8	4,88	"	"	"	
SP ₂			App.	5,698	0,0476	0,9081	39,4	0,2757	106,6	6,59	4,8	9,23	6T14		
I	1-2	SP ₁	trav.	5,78	0,0484	0,9074	39	0,2778	71,8	6,69	"	9,23	"		
		SP ₂	App.	6,149	0,0515	0,9049	37,6	0,2852	111,7	7,14	"	"	"		
	2-3	SP ₁	trav.	6,434	0,0538	0,9031	36,6	0,2907	76,5	7,48	"	"	"		
		SP ₂	App.	6,434	0,0538	0,9031	36,6	0,2907	76,5	7,48	"	"	"		

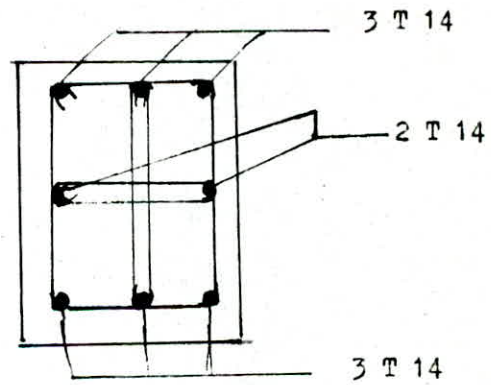
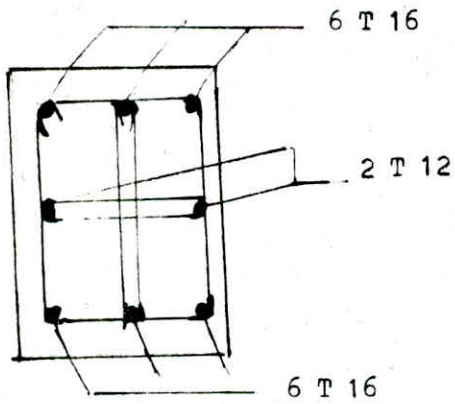
$\sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ A piers comprimés sont inutilis

Ex; Poutre II, (40 x 40)

travée



Poutre III, (40 x 70)



Poutres longitudinales.

Etant donné que les poutres longitudinales ne sont pas porteuses, des charges verticales et elles sont sollicitées principalement que par des forces latérales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Ainsi que les moments en travée sont faibles par rapport aux moments sur appuis avec le Moment max en valeur absolue et on optera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appui (R.P.A. - A. 42,3,2).

Moments de calcul c'est sous $S P_2$.

Pout	NIV	Pmt.	Sect.	M	μ	ε	K	α	σ'_b	$A_{cal}^{cm^2}$	$A_{ad}^{cm^2}$	ϕ
A	II	1-2	App.	1,621	0,0187	0,9398	68	0,1807	61,7	1,811	9,23	6T14
			trav.	0,859	0,00995	0,9554	97	0,1339	43,3	0,86	9,23	"
		2-3	App.	1,529	0,0177	0,9415	70,5	0,1754	59,5	1,7	"	"
			trav.	1,262	0,0146	0,9462	78	0,1613	53,8	1,4	"	"
	I	1-2	App.	3,066	0,0355	0,9194	47	0,2419	89,3	3,5	"	"
			trav.	1,743	0,0201	0,9379	65,5	0,1865	64,1	/	"	"
2-3		App.	3,906	0,0452	0,9104	40,8	0,2688	102,9	4,5	"	"	
		trav.	1,389	0,016	0,9438	74	0,1685	56,7	/	"	"	
B	II	1-2	App.	4,033	0,0235	0,9329	59,5	0,2013	70,5	/	"	"
			trav.	0,495	0,00573	0,9655	130	0,1034	32,3	/	"	"
		2-3	App.	1,943	0,0225	0,9342	61	0,1974	68,8	/	"	"
			trav.	0,405	0,00469	0,9690	146	0,0931	28,7	/	"	"
	I	1-2	App.	5,975	0,0692	0,892	31,3	0,324	134	7,036	"	"
			trav.	1,188	0,0137	0,9479	81	0,1563	51,8	/	"	"
		2-3	App.	4,703	0,0544	0,9027	36,4	0,2918	115,4	5,47	"	"
			trav.	1,389	0,0161	0,9437	74	0,1685	56,75	/	"	"

- Condition de Non Fragilité

$$A > 0,69 \sigma'_b \frac{b h}{\sigma_{cm}}$$

Poutre longitudinale

$$A > 1,318 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

.. / ..

Poutre transversale

$$A > 2,48 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- Vérification de la flèche

Dans les justifications de calcul relatives à la flèche, on ne tient compte que des sollicitations de service.

Il est inutile de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$- \frac{h_t}{l} \geq 1/16$$

$$- h_t/l \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$- A/b.h \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

- Vérification des contraintes

La section d'armature étant connue, nous calculons :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b.h} \rightarrow \varepsilon, K$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.E.H} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

σ_a et σ'_b doit être inférieure aux contraintes admissibles

$$\bar{\sigma}_a \text{ et } \bar{\sigma}'_b$$

- Conditions de non fissuration

Dans les justifications de calcul relatives à la fissuration du béton, on prend en compte les sollicitations de service. La valeur à considérer pour "a" est limitée à la plus grande des 2 valeurs suivantes.

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n.K.\bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

. / ..

$$\begin{aligned}
 K = 1,5 \cdot 10^6 & : \text{ fissuration peu nuisible} \\
 \eta = 1,6 & : \text{ acier à Haute Adhérence,} \\
 \overline{\omega}_f = \frac{A}{B_f} & : \text{ pourcentage de fissuration}
 \end{aligned}$$

- Conditions aux appuis

L'effort tranchant à pour effet de créer des efforts de compression dans des bielles de béton incliné à 45° la contrainte dans la bielle est :

$$\sigma'_b = \frac{2T}{b_0 \cdot c} \Rightarrow c \geq \frac{2T}{b_0 \cdot \overline{\sigma}_b}$$

- Conditions sur les armatures inférieures

Les armatures de traction inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui pour équilibrer un effort égal à $T + \frac{M}{3}$

$$A \overline{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$$

- Armatures transversales.

$$\text{Zone nodule } t \leq \text{Min } (10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$$

$$t = \underline{\underline{14 \text{ cm}}}$$

$$\text{Zone courante } t \leq 12 \phi_1 = 12 \times 1,4 = \underline{\underline{16 \text{ cm}}}$$

$$A_t = 4 \phi 8 = 2,01 \Rightarrow Z = 7/8h$$

$$\sigma_{at} = \frac{2T}{3} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = \frac{t \cdot T}{A \cdot Z} = \frac{14 \cdot 21,89 \cdot 6 \cdot 10^3}{2,01 \cdot \frac{7 \cdot 64}{8}} = 2723 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\underline{\underline{\sigma_{at} \leq 2800}}$$

La contrainte σ_{at} ne dépasse pas $2/3 \sigma_a$. Valeur admissible dans tous les cas les écartements adopter peuvent convenir.

- Vérification de l'effort tranchant

Port.	Niv	T (A)	b cm	a (cm)	$2T/b_0 \bar{\sigma}'_{bc}(\sigma)$
I	II	4,038	40	15	3
	I	6,674	40	15	5
II	II	6,351	40	15	5
	I	13,894	40	15	10
	III	21,833	40	20	16
	II	7,183	40	15	5
	I	9,971	40	15	7
A	II	1,451	40	15	1
	I	3,428	40	15	2,5
B	II	1,425	40	15	1
	I	4,145	40	15	3

- Vérification de la fissuration

Portique	Niveau	ϕ_{max}	B_f	A	ω_f	σ_1	σ_2
I	II	14	240	9,23	0,384	4756,4	2393,1
	I	14	240	9,23	0,384	"	"
II	II	14	240	9,23	"	"	"
	I	14	240	9,23	"	"	"
III	III	16	240	24,12	0,105	7518,7	2238,5
	II	14	240	9,23	0,384	4756,4	2393,1
	I	14	240	9,23	"	"	"
A	II	14	240	9,23	"	"	"
	I	14	240	9,23	"	"	"
B	II	14	240	9,23	"	"	"
	I	14	240	9,23	"	"	"

- Vérification des contraintes

Port.	NIV	Sect.	M	A	ω	K	ε	σ_a	σ'_b
I	II	trav.	2,489	9,23	0,6786	26,6	0,8798	901,5	33,89
		App.	3,427	9,23	0,6786	26,6	0,8798	1241,2	46,66
	I	trav.	3,706	"	0,6786	26,6	0,8798	1342	50,45
		App.	60,690	"	0,6786	26,6	0,8798	2198,1	82,6
II	II	trav.	20,062	24,12	0,942	21,7	0,8638	1504,5	69,33
		App.	7,824	9,23	0,6786	26,6	0,8798	2833,7	106,5
	I	trav.	27,384	24,12	0,942	21,7	0,8638	2053,6	94,6
		App.	17,887	24,12	0,942	21,7	0,8638	1341,4	61,8
III	III	trav.	36,345	24,12	0,942	21,7	0,8638	2725,6	125,6
		App.	8,163	9,23	0,6786	26,6	0,8798	2956,5	111,15
	II	trav.	4,275	9,23	0,6786	26,6	0,8798	1548,3	58,2
		App.	4,612	"	"	"	"	1670	62,78
	I	trav.	6,434	"	"	"	"	2330	87,59
		App.	6,149	"	"	"	"	2226	83,68
A	II	trav.	0,859	"	"	"	"	311,1	11,7
		App.	1,621	"	"	"	"	587,1	22,07
	I	trav.	1,389	"	"	"	"	503,1	18,9
		App.	3,906	"	"	"	"	1414,7	53,18
B	II	trav.	0,405	"	"	"	"	146,6	5,51
		App.	5,975	"	"	"	"	2164,1	81,35
	I	trav.	1,188	"	"	"	"	430,28	16,17
		App.	5,975	"	"	"	"	2164,1	81,35

Ferrailage des poteaux

notre projet comporte 2 genres de poteaux

- Poteaux rectangulaires
- Poteaux circulaire

Les poteaux sont sollicités en flexion composée chaque poteau étant soumis à un effort normal et un moment M en tête et à la base dans les 2 sens

Les sollicitations considérées sont :

1^{ère} genre $G + 1,2P$ le cas le plus défavorable

2^{ème} genre N_{max} M_{max} N_{min} M_{min} " " "

M_{com} N_{com} M_{com} N_{com}

pour les armatures transversales

zone courante

$t = \min$

$$t_1 = (100\phi_e - 15\phi_L) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_b}\right)$$

$$t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_b}\right) \phi_{Lmin}$$

$t \leq 12\phi$

poteaux I A

NIV	II I			I.0		
	SP ₁	M _{max} N _{com}	N _{max} M _{com}	SP ₁	M _{max} N _{com}	N _{max} M _{com}
M	0,612	3,395	3,376	0,378	4,726	5,225
N	3,214	-2,062	7,078	8,297	-4,587	18,845
e	19,04	164,59	47,69	4,55	103	27,73
e ₁	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16	4,16
σ_b'	137	137	137	93,5	137	137
M _e	0,87	3,59	3,94	1,04	5,09	6,73
M	0,022	0,0908	0,0997	0,026	0,1288	0,1704
Σ	0,9351	0,8792	0,8744	0,9296	0,8611	0,8453
K	62	26,4	24,8	56	21	17,3
\bar{K}	20,4	20,4	20,4	29,9	20,4	20,4
A ₁	1,44	6,34	6,99	1,73	9,17	12,36
A _(min)	0,29	7,07	4,5	0	10,8	8

A_{adap}

4 T 20

(12,56 cm²) ou

6 T 16

(12,1 cm²)

Poteaux Circulaires

Ils sont sollicités en F.C

nous distinguerons 3 cas suivant la section est E.C
E.T. ou P.C.

Section E.C

Les Armatures nécessaires à la détermination d'une section circulaire E.C est uniformément armée sont:
l'exposé de la Méthode d'après P. Charron 1965

$$\frac{M}{N} < \frac{R}{4}$$

$$\rho = \frac{\pi R^2 \bar{\sigma}_b}{N}$$

$$a = \frac{\pi}{R}$$

$$\beta = \frac{4 M_0}{RN}$$

$$C = 0,045 a^2 \rho$$

$$D = 0,15 [\rho - \beta + 2a^2(\rho - 1)]$$

$$E = \rho - 1 - \beta$$

$$\bar{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$A = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{\pi R^2}{100}$$

Section P.C

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

$$\eta = \frac{e}{2R}$$

$$\mu = \frac{M}{2\bar{\sigma}_b \pi R^3}$$

$\eta, \mu \Rightarrow (\bar{\omega}; k \text{ Tableau 1 ch VI } \bar{\sigma}_a \text{ partie})$

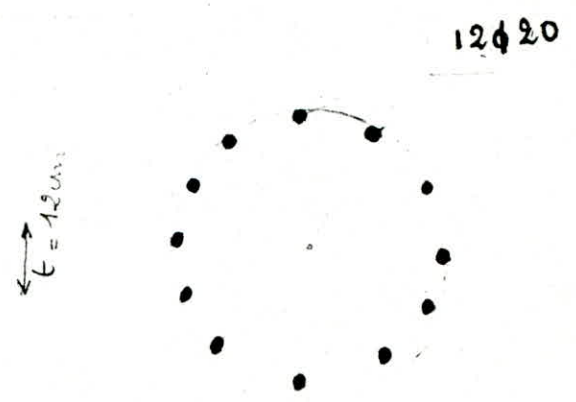
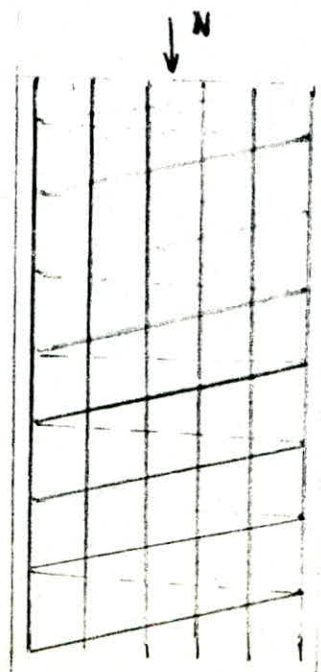
$$A = \frac{15}{n} \bar{\omega} \frac{\pi R^2}{100}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{n}{15} k \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a'}{k} \frac{15}{n}$$

pour les armatures transversales on a des spirales soudées espacés de 12 cm

Pot	III DII			III DI			III Do		
	SP _i	M _{max} N _{con}	N _{max} N _{con}	SP _i	M _{max} N _{con}	N _{max} M _{con}	SP _i	M _{max} N _{con}	N _{max} M _{con}
Soll									
M	8,163	9,054	7,034	1,103	3,912	3,751	0,821	5,732	5,638
N	21,896	21,268	21,884	28,414	11,745	28,709	30,616	25,959	32,450
e	37,3	42,5	32,1	3,88	33,3	13	2,7	22	17,4
e _i	5	5	5	5	5	5	5	5	5
M	0,9325	1,0625	0,8025		0,8325	0,325		0,55	0,435
M	0,237	0,263	0,204		0,114	0,109		0,166	0,164
w	2,5	2,84	2,41		2,09	1,96		2,31	2,24
K	21	22	20		18,3	10		18,6	18,4
a				0,85			0,85		
p				3,03			2,81		
B				0,776			0,54		
C				0,0985			0,091		
D				0,778			0,732		
w				2,25			2,53		
A ₁ (cm ²)	31,4	35,68	30,28	28,27	26,26	24,63	31,79	29,03	28,15
A _{adopt}	12φ20			(37,68 cm ²)					



Poteau II D

Pot soll	II D			II D ₁		
	SP _i	M _{max} N _{con}	N _{con} M _{max}	SP _i	M _{max} N _{con}	N _{con} M _{max}
M	1,899	8,852	5,15	1,804	8,12	4,788
N	18,656	17,292	19,38	40,675	35,915	42,236
e	10,8	51,2	26,5	4,4	22,6	11,3
e _i	5	5	5	5	5	5
M	0,2545	1,28	0,6625		0,565	0,2825
M	0,055	0,128	0,149		0,2358	0,139
\bar{w}	0,6	1,5	1,8		2,2	1,2
K	8	17	16		18	14
a				0,85		
p				2,11		
B				0,887		
C				0,0686		
D				0,424		
\bar{w}				0,58		
A _(m²)	7,54	18,85	22,6	7,29	27,6	15,08
A _{rad}		9 T 20			28,27 (cm ²)	

PARTIE 3

MINARET

ETUDE DU MINARET

I. - 1ère VARIANTE.

1. - Introduction.

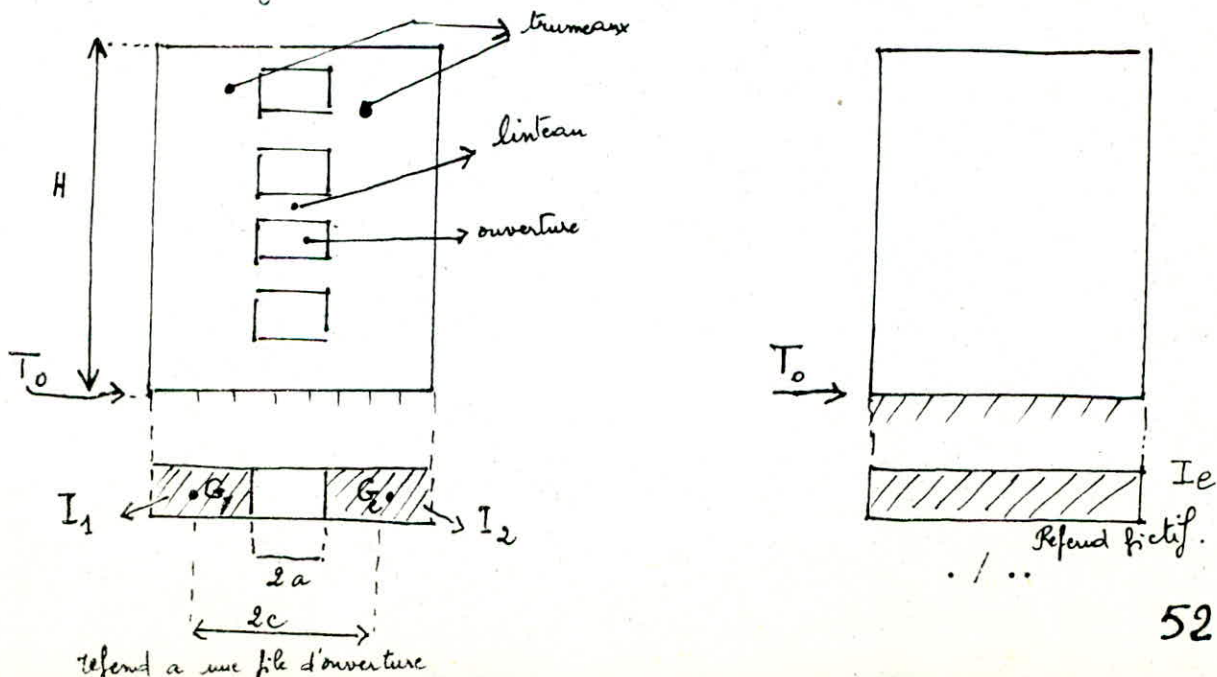
Le minaret est en forme octogonale régulière. Le côté du carré circonscrit (ligne moyenne) est de 4 m. Le côté de l'octogone est de 1,65 m (ligne moyenne). Il est en béton armé, le système de contrevent est en voile d'épaisseur 25 cm. Les voiles présentent des ouvertures symétriques de largeur 40 cm et de hauteur 3 m chacune. La distance qui sépare deux ouvertures est de 1m, donc une étude de l'inertie équivalente est nécessaire. Le minaret est de 29,15 m de hauteur. Il est très haut et vue sa hauteur importante. Nous avons proposé de lier les voiles par des raidisseurs. Ces raidisseurs sont en dalle pleine d'épaisseur 10 cm, et ceci pour diminuer la flexibilité du minaret et ces dalles jouent encore le rôle de raidisseur pour le noyau central qui supporte l'escalier du minaret.

2. - Calcul de l'inertie équivalente.

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler le refend avec ouvertures au refend linéaire plein. Par définition, on appelle inertie équivalente I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui est soumis au même effort horizontal uniformément répartie sur la hauteur du bâtiment présentait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouverture.

2.1 - Refend à une file d'ouverture :

Soit T_0 est l'effort tranchant à la base du refend.



L'inertie équivalente est donnée par la formule :

$$I_{e_s} = \frac{I}{\frac{60 \cdot 2 m c \gamma_0}{11 (I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

Notions : $I = I_1 + I_2 + 2 m c$

I : inertie totale du refend à file d'ouvertures.

E : coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend

r_1, r_2 : aires des refends 1 et 2 (trumeaux) $r_1 = r_2$

$m = \frac{2 C}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$: moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble

i : inertie du linteau

I_1, I_2 : inertie de deux trumeaux (1) et (2) : $I_1 = I_2$

E' : coefficient d'élasticité constituant le linteau (généralement $E = E'$)

H : hauteur du bâtiment

2.1.2 - Etapes du calcul.

On calcule ω^2 par la relation suivante :

$$\omega^2 = \frac{3 E' i}{E (I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l}$$

avec :

$2 c$: distance entre le centre de gravité des trumeaux (1) et (2).

$2 a$: largeur de l'ouverture.

l : hauteur de l'étage.

On calcule $\alpha = \omega H$ et $\xi = \frac{z}{H}$ avec :

z : côté de l'étage considéré.

Alors, on tire $\gamma_0 = f(\xi, \alpha)$ à partir du tableau de la côte (o)

du M. DIVERS. (abaque fig. B. 20 - cas du vent et abaque fig. B. 23 - cas du séisme).

Les résultats donnés par le tableau :

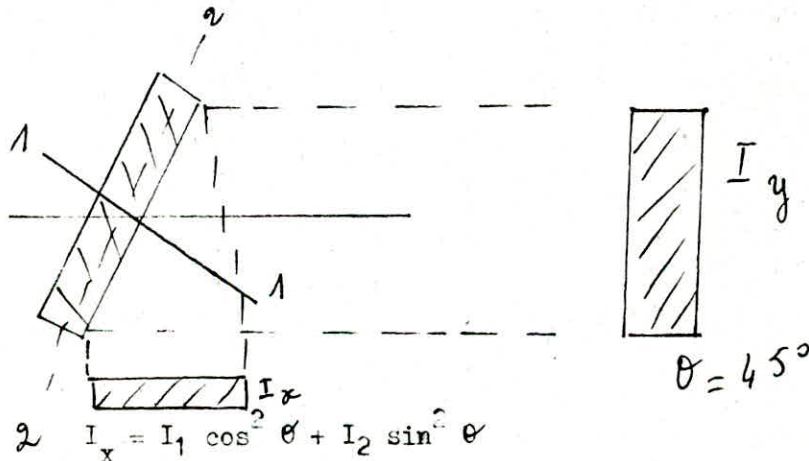
a (m)	c (m)	$r_1 = r_2$ (m ²)	$I_1 = I_2$ (m ⁴)	m (m ³)	l (m)	I (m ⁴)	i (m ⁴)	ω^2	α	ψ_{ov}	ψ_{0p}
0,2	0,5125	0,15625	0,00508	0,08	4	0,009217	0,020	108,96	170,67	0,5	0,66

$$I_{e_s} = 0,092 \text{ m}^4$$

$$I_{e_v} = 0,09189 \text{ m}^4$$

d'où $I_e = 0,0920 \text{ m}^4$

2.2 - Inertie équivalente des voiles inclinées.



$$I_x = I_1 \cos^2 \theta + I_2 \sin^2 \theta$$

$$I_x \approx I_1 \cos^2 \theta$$

$$I_y = I_1 \sin^2 \theta + I_2 \cos^2 \theta$$

$$I_y \approx I_1 \sin^2 \theta$$

Avec I_1 : inertie équivalente du voile avec file d'ouvertures.

$$\theta = 45^\circ \Rightarrow \cos \theta = \sin \theta \Rightarrow I_x = I_y$$

$$\Rightarrow I_x = I_y = 0,0920 \cos^2 45 = 0,04599 \text{ m}^4$$

$$I_x = I_y = 0,04599 \text{ m}^4$$

2.3 - Inertie totale du minaret au dessus de 6,3 m.

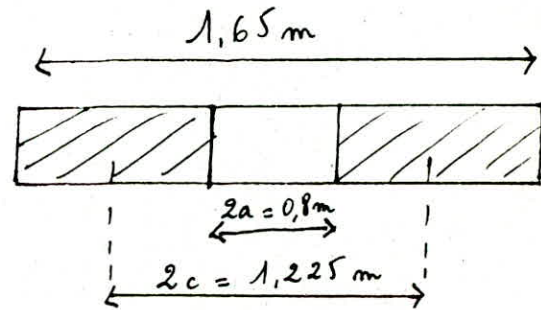
$$I = 0,00920 \times 2 + 0,04599 \cdot 4 = 0,3679 \text{ m}^4$$

Remarque : nous avons négligé l'inertie du noyau central supportant l'escalier car son inertie est très faible par rapport à l'inertie du minaret car le diamètre du noyau est 30 cm d'où :

$$I = \frac{\pi D^4}{64} = \frac{\pi (0,3)^4}{64} = 3,97 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

2.4 - Inertie équivalente du voile de hauteur 6,3 m contenant la porte de 0,8 m par 2 m.

Nous avons supprimé les ouvertures dans ce voile pour diminuer la flexibilité du minaret. On ne refait pas l'étude théorique, on donne directement le résultat.



a (m)	c (m)	$r_1 = r_2$ (m ²)	$I_1 = I_2$ (m ⁴)	m (m ²)	l (m)	I (m ⁴)	i (m ⁴)	ω^2	α	T_0
0,4	0,6125	0,10625	$1,5993 \cdot 10^3$	0,065	6,3	0,0829	1,6564	3009,9	345,63	0,66

d'où $I_e = 0,0827 \text{ m}^4$

Inertie du voile plein : $I = 0,09358 \text{ m}^4$

Inertie du voile incliné : $I_x = I_y = I \cos^2 45 = 0,04679 \text{ m}^4$

D'où l'inertie totale : $I_x = I_y = 0,3677 \text{ m}^4$

3. - Etude dynamique

3.1 - Introduction :

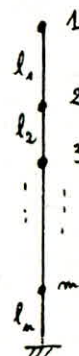
L'analyse dynamique d'une structure est nécessaire lorsque l'ouvrage a un élan-
ment important. Pour une analyse dynamique, l'essentiel est de présenter la structure
par un modèle mathématique qui nous donne aussi que possible le comportement dynamique
de la structure.

3.2 - Choix du modèle mathématique :

Pour notre ouvrage, le modèle retenu est la console encastrée à l'une de ses ex-
trémités. Et on pourra choisir un système à masses concentrées au niveau des dalles.

Soient m_1, m_2, \dots, m_n les masses concentrées aux niveaux considérés. Le
nombre de degrés de liberté correspond aux nombres des masses considérées. Et
on considère que le déplacement sera dans un seul sens, dans le plan horizontal
c'est-à-dire, on néglige les autres déplacements ou rotations.

Comme nous avons utilisé le calcul par ordinateur alors nous avons appliqué la
méthode de STODOLA



- Méthode de STODOLA - VIANELLA.

La déformée et la période du premier mode de vibration sont évaluées par itération.
Les modes suivants peuvent ensuite être déterminés tout en se basant sur l'orthogona-
lité des vecteurs propres.

Les caractéristiques nécessaires sont : matrices de rigidité, de souplesse, de masse
et la matrice dynamique

$$[D] = [S] \cdot [M]$$

3.3 - Calcul des rigidités et des souplesses :

La rigidité est donnée par la formule suivante :

$$R_i = \sum \frac{12 E I_i}{h_i^3} ; \quad \text{les souplesses } S_i = \frac{1}{R_i}$$

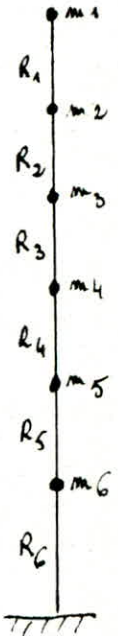
Les résultats sont donnés dans un tableau.

./..

Remarque :

La masse (mi) contenant toutes les charges qui se trouvent de part et d'autre d'un niveau considéré. (Poitié des charges de chaque étage aux deux côtés du niveau considéré).

Niveau	h (m)	m (t)	$\sum I (m^4)$	R (t/m)	S (t/m) ²
1	3,6	11	1,3 10 ⁻³	1277,64	7,83 10 ⁻⁴
2	4,35	29	0,3679	204 165,15	4,89 10 ⁻⁶
3	4	38	0,3679	263 163,46	3,8 10 ⁻⁶
4	4	36,5	0,3679	263 163,46	3,8 10 ⁻⁶
5	4	39	0,3679	263 163,46	3,8 10 ⁻⁶
6	6,3	46	0,3677	67. 327,32	1,4853 10 ⁻⁵



Matrice de rigidité : [R]

R ₁	-R ₁				
-R ₁	R ₁ +R ₂	-R ₂			
	-R ₂	R ₂ +R ₃	-R ₃		
		-R ₃	R ₃ +R ₄	-R ₄	
			-R ₄	R ₄ +R ₅	-R ₅
				-R ₅	R ₅ +R ₆

Matrice de souplesse : [S]

S ₁ +S ₆	S ₂ +S ₆	S ₃ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₆
S ₂ +S ₆	S ₂ +S ₆	S ₃ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₆
S ₃ +S ₆	S ₃ +S ₆	S ₃ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₆
S ₄ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₄ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₆
S ₅ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₅ +S ₆	S ₆
S ₆	S ₆	S ₆	S ₆	S ₆	S ₆

$$\{u_n\} = \omega^2 [S] [M] \{u_0\}$$

$$\Rightarrow 1/\omega^2 \cdot \{u\} = [S] [M] \{u_0\}$$

où $\{u_0\}$: la déformée approchée calculée sous charges nodales.

$$\{u\} = [K]^{-1} [P]$$

$$u_i = f_i \cdot S_{ij}$$

$$[u] = [S] \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ f_6 \end{bmatrix}$$

$$u = \begin{bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ \vdots \\ u_6 \end{bmatrix}$$



Nous avons trouvé : $T_1 = 0,192$ s ; $T_2 = 0,117$ s. Comme les périodes des 1er et 2ème modes sont très faibles et les efforts encore, c'est-à-dire que la structure est très rigide.

Pour cela, nous avons proposé de choisir une autre forme de structure (structure voile-portique) c'est-à-dire en gardant la partie basse du minaret jusqu'au niveau 6,3 m en voile pour que la partie basse de structure reste rigide, et le reste sera en portique de 25×25 pour les poteaux et 25×30 pour les poutres (minimum réglementaire suivant le R.P.A. 81, version 83 Art. 4-2-1).

Les poteaux sont disposés aux sommets de l'octogonal de façon à résister tous en même temps aux efforts sismiques horizontaux.

II. 2ème variante (structure voile - portique) comme nous avons trouvé aux résultats de 1ère variante (structure voile) que la structure est très rigide alors. Et comme nous avons dit au résultat précédent obtenu que nous avons choisi une autre solution plus économique et plus léger, c'est la construction voile - portique, on garde la partie basse jusqu'au niveau 6,3 m en voile et le reste en poteaux - poutres de 25×25 pour les poteaux et 25×30 pour les poutres. Le calcul dynamique est analogue au calcul précédent.

Le résultat est inscrit dans un tableau..

Niv	$h(m)$	$m (t)$	$\Sigma I (m^4)$	$R (t/m)$	$S (t/m)^{-1}$
1	3,6	11	$1,302 \cdot 10^{-3}$	1 277,6	$7,83 \cdot 10^{-4}$
2	4,35	22	$2,6 \cdot 10^{-3}$	1 446	$6,92 \cdot 10^{-4}$
3	4	23	$2,6 \cdot 10^{-3}$	1 859,8	$5,38 \cdot 10^{-4}$
4	4	22,2	$2,6 \cdot 10^{-3}$	1 859,8	$5,38 \cdot 10^{-4}$
5	4	28,2	$2,6 \cdot 10^{-3}$	1 859,8	$5,38 \cdot 10^{-4}$
6	6,3	42	0,3677	67 327,8	$1,5 \cdot 10^{-5}$

. / ..

Poids de niv.
(t)

P1 = 11
P2 = 22
P3 = 23
P4 = 22.2
P5 = 28.2
P6 = 42

Rig. de niv.
(t/m)

K1 = 1277,6
K2 = 1446
K3 = 1859.8
K4 = 1859.8
K5 = 1859.8
K6 = 67327.3

Diac. de souplesse matrice.

S (1,1) = 0031922
S (2,2) = 002319
S (3,3) = 001627
S (4,4) = 001090
S (5,5) = 000552
S (6,6) = 0000146

d (2,3) = 0.0374
d (2,4) = 0.02420
d (2,5) = 0.01558
d (2,6) = 0.00062
d (3,1) = 0.01790
d (3,2) = 0.03581
d (3,3) = 0.03744
d (3,4) = 0.02420

d (6,4) = 0.00030
d (6,5) = 0.00041
d (6,6) = 0.00062

Déformée sous C.

U (1) = 1
U (2) = 0.94717
U (3) = 0.80717
U (4) = 0.62245
U (5) = 0.36449
U (6) = 0.13522

d (3,5) = 0.01556
d (3,6) = 0.00062
d (4,1) = 0.01199
d (4,2) = 0.02398
d (4,3) = 0.02507
d (4,4) = 0.02420
d (4,5) = 0.01556
d (4,6) = 0.0006

U1 - NIV.1 = 1
U2 - NIV.2 = 0.933
U3 - NIV.3 = 0.763
U4 - NIV.4 = 0.557
U5 - NIV.5 = 0.300
U6 - NIV.6 = 0.008

Dynamique matrice.

d (1,1) = 0.03412
d (1,2) = 0.05102
d (1,3) = 0.03744
d (1,4) = 0.02420
d (1,5) = 0.01558
d (1,6) = 0.00062
d (2,1) = 0.02551
d (2,2) = 0.05102

d (5,1) = 0.00807
d (5,2) = 0.01215
d (5,3) = 0.01270
d (5,4) = 0.01226
d (5,6) = 0.00062
d (6,1) = 0.00018
d (6,2) = 0.00032
d (6,3) = 0.00034

Force (fictive).

f (1) = 0.856
f (2) = 1.597
f (3) = 1.366
f (4) = 0.964
f (5) = 0.660
f (6) = 0.265

Fréquence de Mode 1 = 8.787

Période T = 0,719 sec

4. - Etude sismique

La force sismique minimale (formule de base) est donnée par la formule par la formule suivante : (R.P.A. 81 - Art. 3.3.1).

Suivant la méthode statique équivalente.

$$V = A D B Q \cdot W$$

A : coefficient d'accélération

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe 2} \\ \text{zone sismique 2} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la période et le sol de fondation.

$$\text{sol ferme} \quad D = 2 \sqrt{\frac{0,3}{T}} \quad \text{avec maximum}$$

égal à 2.

B : facteur de comportement de la structure contreventée ^{ment} portique : $B = 1/4$

Q : Facteur de qualité $Q = 1,4$

D'où $V = 0,15 \cdot 1/4 \cdot 1,4 \cdot D \cdot W$

$W = 148,4 \text{ t}$

$T = 0,719 \text{ s} \Rightarrow D = 1,292$

D'où $V = 10,1 \text{ t}$

Comme $T > 0,7 \Rightarrow F_t = 0,07 \cdot T \cdot V = 0,5 \text{ t} < 0,25 V$

et $(V - F_t) = 10,1 - 0,5 = 9,6 \text{ t}$

La distribution des forces suivant les niveaux est donnée par un tableau :

$R_i = R_k (m)$	$\omega_i = \omega_k (\lambda)$	$\omega_i h_i (A.m)$	$F_k (t)$	E. manquant cumulé (t)
26,25	11	288,75	1,33 + 0,5	1,84
22,65	22	498,3	2,275	4,12
18,3	23	420,9	1,95	6,07
14,3	22,2	317,46	1,45	7,52
10,3	28,2	290,46	1,33	8,85
6,3	42	264,6	1,2	10,1

$\sum \omega_i h_i = 2080,47 \text{ t.m}$

. Calcul sismique par la méthode dynamique.

Cette méthode est basée sur le déplacement des niveaux dans ce cas et si la période de mode 1 est supérieure à 0,5 Δ (notre cas) alors, le calcul du 2ème mode est nécessaire (P S 69 - Art. 3,114 - 11). Et dans ce cas, il faut évaluer la résultante (superposition des modes) par la formule suivante :

$$\Sigma = \sqrt{\Sigma_1^2 + \lambda_2 \Sigma_2^2}$$

où λ_2 est introduit pour éviter la discontinuité qui intervient lors du calcul du 2ème mode.

Les résultats donnés ci-après :

Mode 1 : T = 0,719 Δ

A = 0,15 ; D = 1,292 ; B = 0,25 ; Q = 1,4

	<u>D. Coeff.</u>	<u>E. tranch.</u>
NIV. 1	: 1,326	0,99 t
NIV. 2	: 1,237	1,85 t
NIV. 3	: 1,012	1,58 t
NIV. 4	: 0,74	1,11 t
NIV. 5	: 0,399	0,76 t
NIV. 6	: 0,011	0,03 t

<u>Mode 2</u> :	<u>Vecteur propres de Mode 2</u>	<u>Force fictive</u>
U_2 - NIV. 1	= - 1	f(1) = - 6,144
U_2 - NIV. 2	= - 0,519	f(2) = - 6,3787
U_2 - NIV. 3	= 0,347	f(3) = 4,458
U_2 - NIV. 4	= 0,781	f(4) = 9,681
U_2 - NIV. 5	= 0,694	f(5) = 10,929
U_2 - NIV. 6	= 0,01193	f(6) = 0,453

. / ..

Fréquence de Mode 2 = 23,409 \Rightarrow T = 0,266

\Rightarrow A = 0,15 ; D = 2 ; B = 0,25 ; Q = 1,4

\Rightarrow

	D. Coeff.	E. Tranch.
NIV. 1 :	- 0,497	> - 0,57 t
NIV. 2 :	- 0,256	- 0,6 t
NIV. 3 :	0,172	0,42 t
NIV. 4 :	0,386	0,9 t
NIV. 5 :	0,345	> 1,02 t
NIV. 6 :	0,01	> 0,04 t

. Superposition de mode.

$$\lambda_2 = 4 T_1 - 2 = 4 \cdot 0,719 - 2 = 0,876$$

Niv	$E_1(k)$	$E_2(k)$	λ_2	E. tranchant	E. tranchant Cumulé(t)
1	0,99	- 0,57	0,876	1,125	1,125
2	1,85	- 0,6	"	1,93	3,055
3	1,58	0,42	"	1,63	4,685
4	1,11	0,9	"	1,4	6,085
5	0,76	1,02	"	1,22	7,305
6	0,03	0,04	"	0,05	7,355

On remarque que la force sismique calculée par la méthode statique équivalente est plus défavorable que celle calculée par la méthode de déplacement de niveau. Et on ne considère par la suite que la force sismique calculée par la méthode statique équivalente.

Etude au vent :

I. Generalités :

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliqués à la construction, ces forces dependent de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique, du coefficient de trainée et de l'effet de masque.

En effet, le vent correspond à un phénomène vibratoire qui met en mouvement la structure resistente caracterisée par sa période propre fondamentale.

L'introduction de coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phénomènes. La direction d'ensemble moyenne du vent est supposée horizontale, dans les calculs, on devra envisager une pression dynamique normale et extrême du vent. Le rapport $P_e/P_n = 1,75$.

Ces actions seront déterminées par la relation donnée par D.T.U. NV 65 .

II - Pression dynamique .

Elle est donnée par la formule :

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot S .$$

avec q_H = est la pression de base au niveau H

$$q_H = q_{10} \cdot 2,5 \frac{H + 18}{H + 60} \quad \text{Pour } 0 \leq H \leq 500$$

avec H : hauteur de la construction considerée.

q_{10} : la pression de base mesurée à 10 m du sol

$$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

- Coefficient S : il tient compte de l'effet des dimensions, il est fonction de la hauteur de la construction et de niveau pris en consideration

$$S = 0,7 \quad ; \quad H \leq 30 \text{ m.} \quad ; \quad H = 29 \text{ m.}$$

(N.V 65 fig R III.2)

- Effet de masque K_m .

On supposera que notre ouvrage n'est pas abrité par une construction susceptible de lui fournir un effet de masque ; $K_m = 1$

Effet de site : K_s ~~XXXXXX~~

.../...

Region II ; site exposé
 tableau de pression dynamique

$$K_s = 1,3$$

H(m)	q_H (Kg/m ²)	K_E	Km	δ	q_n (Kg/m ²)	q_e (Kg/m ²)
0	52,5	1,3	1	0,7	47,775	83,6
10	70	1,3	1	0,7	63,7	111,475
20	83,125	1,3	1	0,7	75,64	132,376
26,25	89,78	1,3	1	0,7	81,7	143

III . Action d'ensemble

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction se ramène à la resultante R de trois forces :

- La trainée T : suivant la direction horizontale du vent, elle produit un effet d'entrainement et de renversement .
- La derive L : suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontale .
- La portance U : suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de soulèvement et éventuellement de renversement.

1- La trainée : T .

$$T = C_t \cdot B \cdot q \cdot a .$$

- Coefficient de trainée, C_t .

$$C_t = \gamma_0 C_{t0}$$

C_{t0} : coefficient globale de trainée . $C_{t0} = 0,85$.

(NV 65 III 2,161 commentaire) tableau VII .

γ_0 : coefficient lu sur l'échelle de la fig R III 10
 en fonction du rapport de dimension λ ; catégorie II

$$\left. \begin{array}{l} S = 115,52 \text{ m}^2 \\ h = 26,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \lambda = \frac{h^2}{S} = 5,96 \Rightarrow \gamma_0 = 1,17 \Rightarrow C_t = 0,85 \cdot 1,17 = 0,994$$

- Coefficient dynamique β . article 3,03

Le vent peut engendrer des effets dynamique qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécaniques de la construction avec en tout premier lieu la période fondamentale d'oscillation de la structure dans la direction étudiée .

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières répétées et variable en durée, il en résulte une aggravation des déformations et par suite des oscillations et de leurs effets dont tient compte le coefficient β par lequel il convient de majorer les actions statiques si toutefois ce coefficient est supérieur à 1 .

$$\beta = (1 + \zeta) \theta .$$

ζ : Coefficient de réponse, il est donné en fonction de la période de mode fondamentale , (NV 65 . R III . 3) .

$$T = 0,719 \Rightarrow \zeta = 0,4$$

ζ : Coefficient de pulsation, il est déterminé à chaque niveau considéré en fonction de la cote H au dessus du sol par l'échelle de la fig R III.4

θ : Coefficient global dépend du type de construction

$$\theta = 0,7 \text{ pour } H \leq 30 \text{ m .}$$

H	ζ	θ	ζ	$1 + \zeta \theta$	β
0	0,36	0,7	0,40	1,144	0,80
10	0,36	0,7	0,40	1,144	0,80
20	0,345	0,7	0,40	1,132	0,796
26,25	0,335	0,7	0,40	1,134	0,793

.../...

On remarque que β est inférieur à 1 donc on ne le tient pas en compte .

a : maître couple ; c'est la projection orthogonale de la surface considérée ou de la construction sur le plan normale à la direction du vent.

$$a = 4 \text{ m} ; T = C_t \cdot a \cdot q = 1,0285 \cdot 4 \cdot q = 4,114 q$$

Les valeurs de T_r sont données par un tableau .

H	q_n (Kg/m ²)	q_e (Kg/m ²)	T_{rn} (Kg/m ¹)	T_{re} (Kg/m ¹)
0	47,775	83,6	196,5	344
10	63,7	111,5	262	458,6
20	75,65	132,4	311,2	544,64
26,25	81,7	143	336,1	588,3

2 - La dérive : L .

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de Karman, on admet que la construction est soumise à une force statique (dite force de dérive) dont l'expression est donnée à chaque niveau par :

$$L = \int C_L \beta' q_{oz} d \frac{z}{h} .$$

\int : Coefficient tenant compte des dimensions .

C_L : Coefficient de dérive .

β' : Coefficient de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement.

q_{oz} : pression dynamique correspondante à la vitesse de résonance .

d : largeur du maître couple.

h : hauteur de la construction

Z : côte du niveau considéré comptée à partir du sol .

La théorie de Karman montre que la période des tourbillons est donnée

$$\text{par : } T_k = \frac{d}{S.V}$$

V : Vitesse du fluide .

d : largeur de maitre couple .

S : nombre de strouhol, fonction de la rugorité des surfaces, de la forme de la construction et de la viscosité de fluide : $S=0,2$

Si T est la période de vibration propre de la construction; il y a resonance lorsque $T = T_k$.

c. à. d ; pour
$$V_{cr} = \frac{d}{S.T}$$

L'augmentation de la vitesse du vent diminue la possibilité de mise en resonance, on a admis qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s, il est inutile de faire un calcul de resonance .

$d = 4 \text{ m} ; T = 0,719 ; S = 0,2 \Rightarrow V_{cr} = 27,8/s > 25 \text{ m/s} .$

on remarque que $V_{cr} > 25 \text{ m/s}$ d'ou il est unitile de faire un calcul à la resonance .

3 - La portance :

Elle est donnée par la formule :

$$U = C_u \cdot S \cdot q_H \cdot S_u .$$

S_u : Surface de la terrasse = $S_u = 13,3 \text{ m}^2$

q_{Hs} : pression dynamique à la cotes H_s ; $q_{Hs} = 84,7 \text{ Kg/m}^2$

S : Coefficient de dimension $S = 0,7$ Pour $H < 30 \text{ m}$

C_u : Coefficient de portance :

$$C_u = -(C_e - C_i)$$

Pour $\alpha = 0$, et $\gamma_0 = 1,21 \Rightarrow C_e = -0,75$ (NV 65 fig RIII 6)

Pour construction fermé : $C_i = 0,6(1,8 - 1,3 \gamma_0) = 0,1362$

d'où

$$C_i = -0,6(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -0,464$$

$$C_u = -(C_e - C_i) = 1,2$$

On aura donc $U = 912,70 \text{ Kg}$

Conclusion : le poids de notre ouvrage est largement superieur à la force de portance U, donc il n'y aura pas risque de soulevement :

.../...

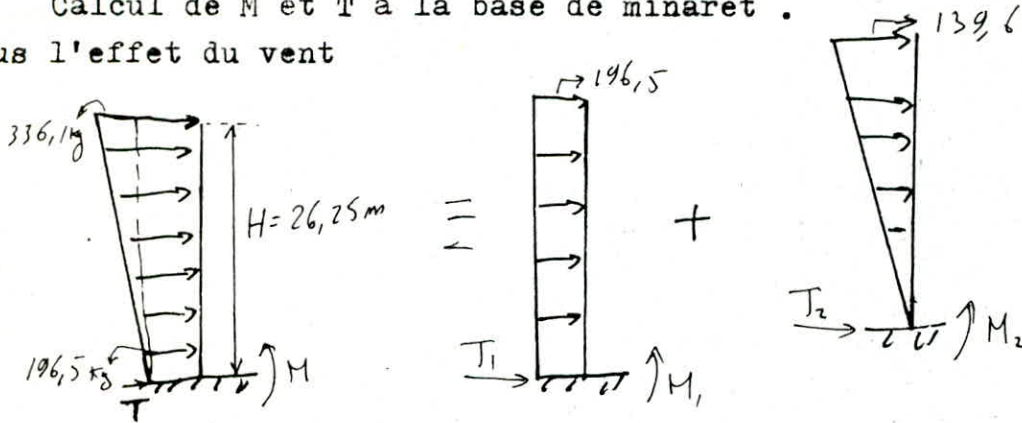
IV - Sollicitation :

La trainée T_r est la force la plus importante pour alléger les calculs on a supposé que la force de trainée est linéaire .

Pour la détermination des efforts (M, T) on assimilera notre ouvrage à une console soumise à une charge trapézoïdale , cette charge sera décomposée en une charge rectangulaire et une autre triangulaire.

Calcul de M et T à la base de minaret .

Sous l'effet du vent



$$T_1 = 26,25 \cdot 196,5 = 5,158 \text{ t}$$

$$T_2 = 139,6 \cdot 26,25 \cdot \frac{1}{2} = 1,83 \text{ t}$$

$$T_{vm} = 7 \text{ t} \quad ; \quad T_{ve} = 1,75 \cdot 7 = 12,25 \text{ t}$$

$$M_1 = 196,5 \cdot \frac{(26,25)^2}{2} = 67,7 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_2 = 139,6 \cdot \frac{26,25}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 26,25 = 32 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_{vm} = 99,7 \text{ t} \cdot \text{m} \quad ; \quad M_{ve} = 175 \text{ t} \cdot \text{m}$$

On constate que le vent extrême surtout le moment est
légèrement fâcheux aux effets sismiques
et on ne tient pas compte par la suite

CALCUL DES DEFORMATIONS.

L'étude de déformation sera calculée sous l'action des forces sismiques horizontales qui risquent de déstabiliser l'ouvrage.

Le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur de la structure. Le déplacement relatif est donné par l'article 33.7.1 RPA 81.

Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par $1/2B$ où $B = 1/4$ pour obtenir le déplacement relatif. Le rapport $1/2B$ ne doit pas être plus petit que 1.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement relatif admissible est : $\bar{D} = 0,007 h$, le déplacement relatif du niveau sous l'effet des forces horizontales est : $D_j = \frac{T_j}{R_j}$ où :

T_j : effort tranchant du niveau.

R_j : rigidité relative du niveau.

On doit avoir : $\frac{D_j}{2B} \leq \bar{D}_j$

$$1/2B = 2 \Rightarrow 2 D_j \leq \bar{D}_j$$

Les résultats sont donnés par un tableau :

Niv	h (m)	T _j (t)	R _j (t/m)	$2 D_j$ (m)	\bar{D}_j (m)
6	3,6	1,84	1277,6	$1,44 \cdot 10^{-3}$	0,027
5	4,35	4,12	1446	$2,85 \cdot 10^{-3}$	0,0326
4	4	6,07	1859,8	$3,264 \cdot 10^{-3}$	0,03
3	4	7,55	1859,8	$4,06 \cdot 10^{-3}$	0,03
2	4	8,88	1859,8	$0,15 \cdot 10^{-3}$	0,03
1	6,3	10,1	67327,3	$0,15 \cdot 10^{-3}$	0,0472

Tous les flèches sont vérifiées. . . .

F E R A I L L A G E .

1 - Voiles :

Les voiles sont feraiillés avec des des armatures verticales (AV); horizontales (A_h) et transversales (A_t) . Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voiles disposés verticalement.

Pour les armatures horizontales dont la disposition est en deux nappes parallèles aux faces du refend sont disposés horizontalement. Pour les aciers transverseaux la disposition est perpendiculaire aux faces du voiles.

Les armatures de la section transversale resistant à l'effort tranchant doivent être calculée suivant la formule : $\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\text{en}} \cdot 100$. avec

$$\tau = \frac{\bar{T}}{e \cdot z} \quad \text{et} \quad \bar{T} = 1,4 T .$$

la valeur de $\bar{\omega}_t$ (en %) est calculé par rapport à la section totale brute du béton . Il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée ci-dessous .

Les parties courantes doivent être armées par un quadriallage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné par :

Pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$	0,15 %	}	dans chaque
Pour $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau \leq 0,12 \sigma'_{28}$	0,25 %		direction

Lorsqu'une partie du voile tendu sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures .

Le pourcentage minimum des armatures verticales ~~est~~ sur toute la zone tendue est 0,5 % .

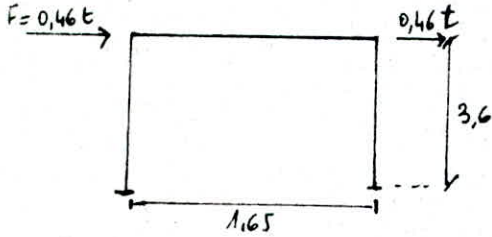
L'espacement des armatures horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite de deux valeurs suivantes :

- 1) $S \leq 1,5 \text{ cm}$.
- 2) $S \leq 30 \text{ cm}$.

Fermeture des Portiques.

.PORTIQUE DU MINARET.

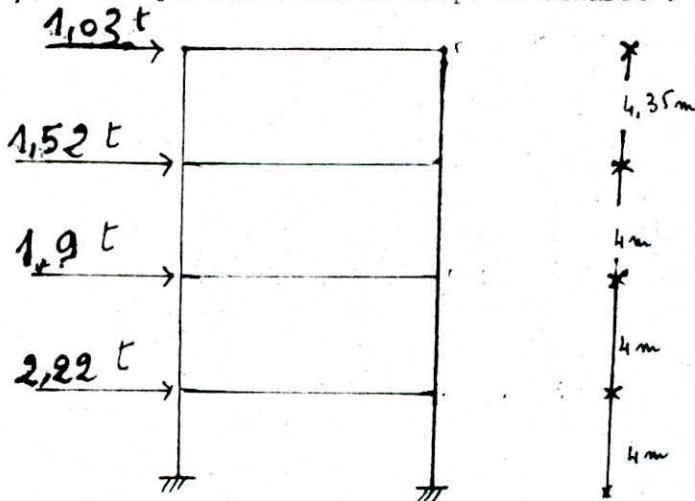
1- Le portique qui supporte la voute.



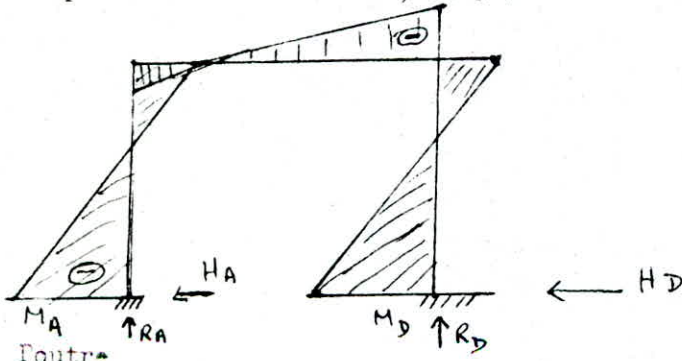
poutre (30 x 25)
 poteaux (25 x 25)

Donc la force sismique est partagée en 4 d'où : $F = \frac{1,84}{4}$ car les efforts tranchants sont distribués également entre les poteaux car ils ont la même inertie.

Pour le portique qui constitue le corps du minaret :

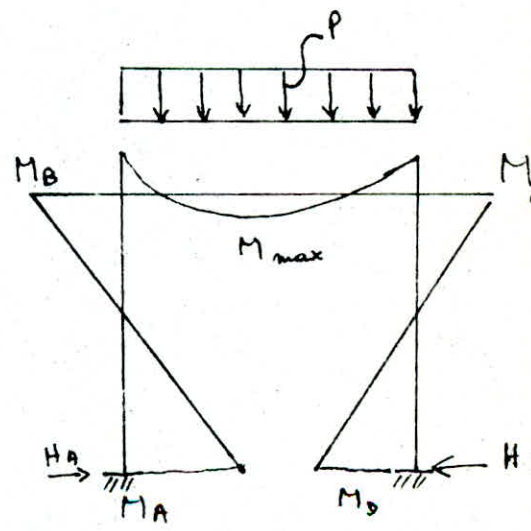


D'après le calcul D.R.D.M, on a :



$$M_{max} = M_t = 0,21 t_m$$

$$M_a = -0,86 t_m$$



/ ..

Poteaux

$$G + P + 1,2 E \Rightarrow M = 1,1 \text{ tm}$$

$$N = 5,9 \text{ t}$$

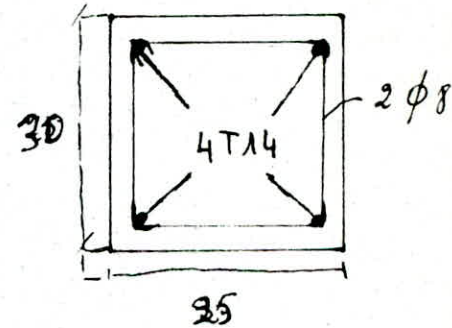
Puis on passe au ferrailage de ce portique.

Poutre

$$M_t = 0,21 \text{ tm} \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$M_a = -0,86 \text{ tm} \quad h = 21 \text{ cm}$$

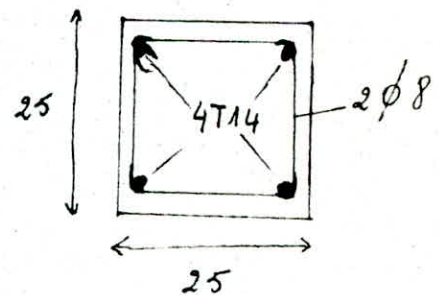
Section	Travée	Appui
M	0,21	0,86
μ	0,0085	0,0348
ϵ	0,9583	0,9201
K	10,5	47,6
α	0,125	0,2396
A (cm ²)	0,37	1,59
A adopt.	4T14 (6,15 cm ²)	



Poteaux

$$M = 1,1 \text{ tm} \quad N = 5,9 \text{ t}$$

M	1,1	
N	5,9	
e_0	18,6	
e	4,16	
σ'_b	137	
M_{at}	1,72	
μ	0,0835	
ϵ	0,8832	
K	27,8	
\bar{K}	20,43	
A (cm ²)	3,31	
A _{adopt}	4T14 (6,15 cm ²)	



./..

Acier transversal

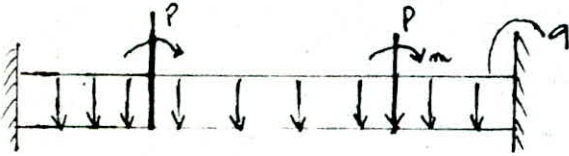
Zone II $t \leq \text{Min} (10 \phi_1 ; 15 \text{ cm})$

$t \leq \text{Min} (14 , 15)$

$t = 12 \text{ cm}$

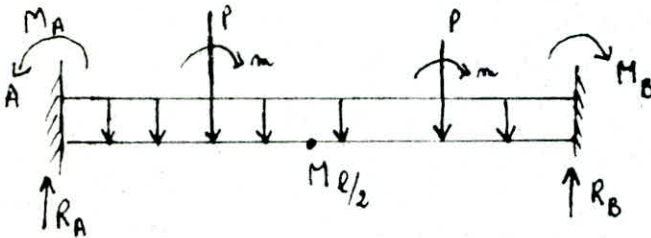
Les aciers transversaux sont espacés de 12 cm.

2 - Poutre supportant le portique de la voute.



$P = 5,9 \text{ t}$
 $m = 1,1 \text{ tm}$
 $q = 1,67 \text{ t/ml}$

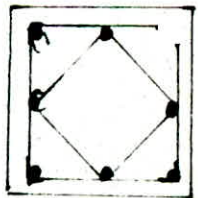
Le calcul d'R D M nous a donné :



$M_A = - 9,05 \text{ tm}$
 $R_A = 10,15 \text{ tm}$
 $M_B = - 3,197 \text{ tm}$
 $R_B = 8,327 \text{ t}$
 $M_{l/2} = M_t = 10,37 \text{ tm}$

D'où le ferrailage

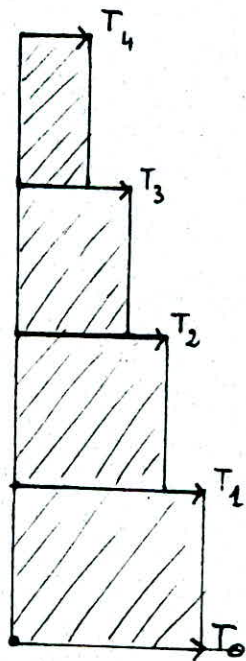
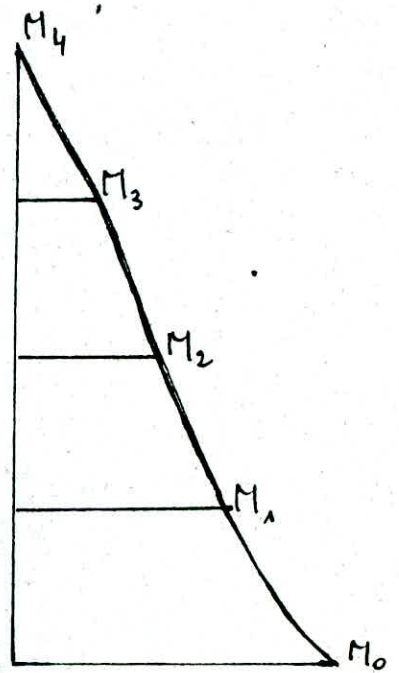
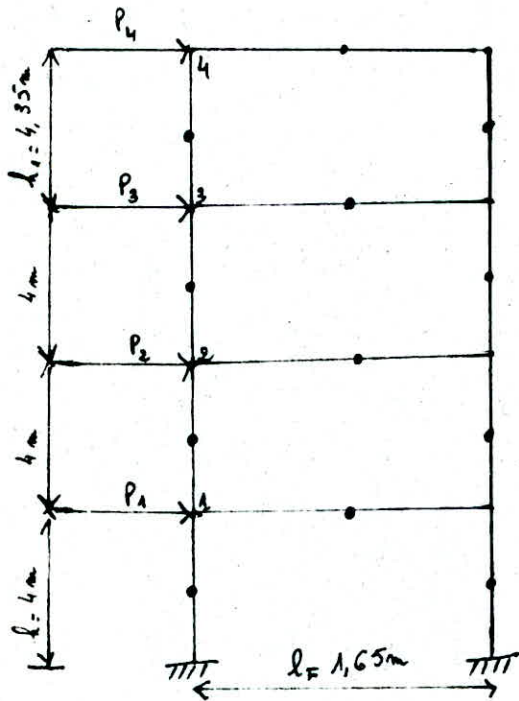
Section	Enavée	Appui
M	10,37	9,05
μ	0,4199	0,3664
ϵ	0,7908	0,7992
K	8,9	9,9
α	0,6276	0,6024
A(cm ²)	21,5	10,25
A adop	6T 16	(12,06)



3 - Etude du portique du minaret.

Notre portique est constitué de 4 étages soumis à des forces horizontales données sur le schéma.

./ ..



Notre portique est de 2 poteaux. Il était étudié par la Méthode simplifiée qui est basée sur les hypothèses suivantes :

a/ Les Moments fléchissants au milieu de chaque élément sont nuls autrement dit on suppose une articulation au milieu de chaque élément.

b/ Les charges sont concentrées au niveau des traverses et se partagent par moitié entre les 2 poteaux du même moment d'inertie.

Calcul des Moments.

$$M_4 = 0 \quad M_3 = P_4 \cdot h_1 \quad M_2 = P_4 (h_1 + h) + P_3 h$$

$$M_1 = P_4 (h_1 + 2h) + 2P_3 h + P_2 h \quad ; \quad M_0 = P_4 (h_1 + 3h) + 3P_3 h + 2P_2 h + P_1 h$$

Efforts tranchants.

$$T_4 = P_4$$

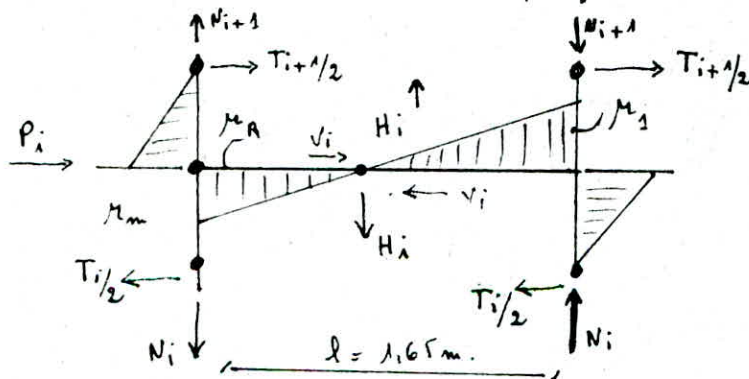
$$T_3 = P_4 + P_3$$

$$T_2 = P_4 + P_3 + P_2$$

$$P_n T_1 = P_4 + P_3 + P_2 + P_1$$

Nœud	4	3	2	1	0
M (tm)	0	4,48	14,68	32,48	59,16
T (t)	1,03	2,55	4,45	6,67	6,67

Et on calcule en isolant les nœuds $N, T, M^A, M^n, M_{sup}, M_{inf}$.



Pour l'étape de calcul on aura :

$$N_i = + \frac{1}{1} \frac{M_i + M_{i-1}}{2}$$

$$\mu_i^n = \frac{M_i - M_{i+1}}{4}$$

$$\mu_i^s = \frac{M_{i-1} - M_i}{4}$$

$$H_i = \frac{M_{i-1} - M_{i+1}}{2l} \quad (\text{effort tranchant à gauche et à droite de la traverse})$$

$$\mu_i = \frac{M_{i-1} - M_{i+1}}{4} \quad (\text{Moment aux extrémités de la traverse})$$

$$V_i = \pm \frac{P_i}{2} \quad (\text{effort de compression à gauche et à droite de la traverse})$$

Noeud	4	3	2	1	0
N_i	1,356	5,8	14,29	27,77	
μ_i^n	0	1,12	2,55	4,45	6,67
μ_i^s	1,12	2,55	4,45	6,67	
H_i	1,356	4,448	8,484	13,478	
μ_i	1,12	3,67	7	11,12	
V_i	0,514	0,76	0,95	1,11	

Ferrailagepoutre 1 (25, 30)

Sect.	travée	Appui
M	6,67	11,12
μ	0,2251	0,3454
ε	0,8288	0,7976
K	14,2	9,7
α	0,5137	0,6073
A (cm ²)	6,83	11,8
A (adopt)	5T14	6T16

 poteaux 1 (25;25)

M	4,45
N	27,77
e_0	16,02
e	4,16
σ'_b	137
M_{ar}	6,81
μ	0,4827
ε	0,7817
K	7,9
\bar{K}	20,43
A (cm ²)	2,5
A adopt	4T14

FERRAILLAGE DES VOILES

A. Voile plein.

Les voiles sont soumis à un effort tranchant de 10,1 t. La distribution de cette force sur chaque voile sera effectuée suivant l'inertie du voile considéré.

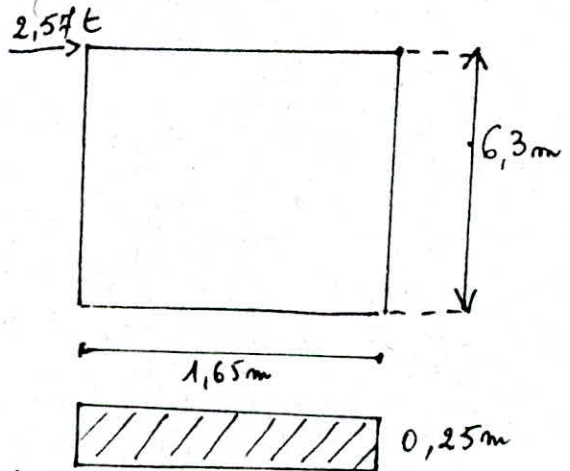
$$\text{D'où } T = \frac{10,1 \cdot 0,09358}{0,3677} = 2,57 \text{ t}$$

Le voile est soumis à son poids propre et à un effort tranchant car on considère que les efforts normaux sont supportés par les poteaux.

$$\text{D'où } N = 6,5 \text{ t} \Rightarrow 0,8 N = 5,2 \text{ t}$$

$$M = 10,1 \cdot 6,3 = 16,2 \text{ t} \cdot \text{m}$$

et la section est calculée à la flexion composée.



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{16,2}{5,2} = 3,115 \text{ m} > e = \frac{h_t}{6} = 0,275 \text{ m.}$$

et la section est partiellement comprimée. Et on admet des armatures symétriques.

$$\text{soit } d = 3 \text{ cm} \Rightarrow h = 165 - 3 = 162 \text{ cm}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$M_1 = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) = 5,2 (311,5 + 82,5 - 3) = 20,5 \text{ t} \cdot \text{m.}$$

$$\text{d'où } \mu = \frac{15 M_1}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 20,5 \cdot 10^5}{4200 \cdot 25 (162)^2} = 0,0111$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 0,9528 \quad ; \quad K = 91 \quad ; \quad \alpha = 0,1415$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{4200}{91} = 46,15 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_{\cdot b} \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\varepsilon h \sigma_a} = \frac{20 \cdot 10^5}{0,9528 \cdot 162 \cdot 4200} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 3,08 - \frac{5,2 \cdot 10^3}{4200} = 1,85 \text{ cm}^2$$

$$y' = \alpha h_t = 0,1415 \cdot 165 = 23,35 \text{ cm}$$

Ferraillage minimal donné par le R.P.A. - 81 est de 0,5 ‰ de la section tendue.

Section tendue : $y = (1 - \alpha) h_t = 142 \text{ cm}$

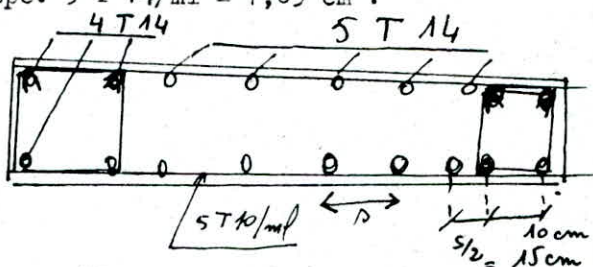
D'où $S = 142 \cdot 25 = 3550 \text{ cm}^2$

$0,5 \text{ ‰ } S = 17,75 \text{ cm}^2$

D'où $A_{\min} > A$ calculer donc le ferraillage sera suivant A_{\min} évalué par le R.P.A - 81

Soit par ml : $\frac{17,75 \cdot 100}{142} = 12,5 \text{ cm}^2$

On admet des armatures symétriques soit 10 T 14/ml armatures totales et 5 T 14/ml pour chaque nappe. $5 \text{ T } 14/\text{ml} = 7,69 \text{ cm}^2$.



L'espacement est de 28 cm entravé et de 10 cm entre les barres à la forme des poteaux au côté extrême.

$$e = 28 \leq \left\{ \begin{array}{l} 1,50 t = 37,5 \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ vérifié}$$

- Armature horizontale.

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_u} \cdot 100 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$

$$\text{et} \quad A_t = \frac{\bar{\omega}_t}{100} \cdot b h t$$

Cette valeur de $\bar{\omega}_t$ doit être au moins égale à :

- * 0,15 ‰ si $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$
 - * 0,25 ‰ si $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$
- } dans chaque direction.

(R.P.A. - 81 art. 4.3.3.1.)

alors : $0,025 \sigma'_{28} = 0,025 \cdot 275 = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$

$0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ Kg/cm}^2$

$$Z = \frac{1,4 \cdot 2,572 \cdot 10^3}{25 \cdot 7/8 \cdot 162} = 1,014 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28}$$

Alors $A_{h \text{ min}} = 0,15 \%$

D'où $A_h = 3,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ dans chaque direction

Soit $A_h = 5 \cdot 10 = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ espacé de 20 cm

$$e = 20 \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ t} = 1,5 \cdot 25 = 37,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right\} \text{ vérifié}$$

Les aciers horizontaux seront munis par des crochets à 135° ayant une longueur égale à $10 \phi = 10 \text{ cm}$.

Les aciers de reprise de coulage $A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \text{ T}}{\sigma_u}$

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 2,572 \cdot 10^3}{4200} = 0,942 \text{ cm}^2$$

Les aciers verticaux dans les zones extrêmes sont ligaturés par des cadres de diamètres $\phi 6$.

On prévoit en plus des épingles de $\phi 6$ au nombre de 4 au m^2 .

B. Voile avec ouverture.

Le voile avec ouverture est soumis à un effort tranchant

$$T = \frac{10,1 \cdot 0,0827}{0,3677} = 2,278 \text{ t}$$

Le ferrailage de ce voile est pratiquement équivalent à celui du voile plein et de plus, on ajoute des armatures de renforcement inclinées au-dessus des coins supérieurs de la porte pour éviter la fissuration éventuelle qui pourra se produire

sous l'effet de contraintes venant du voile.

Ferailage des dalles

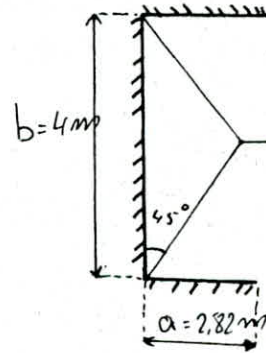
Pour tenir compte l'effet de l'ouverture de l'escalier on considère que la dalle est encastree sur trois coté et de forme rectangulaire des cotés 4 x 2,82 m .

le moment est donné par la théorie de fissuration

$$m = - m' = \frac{Pb^2}{192} \left(\sqrt{\frac{\alpha^2 + 12}{\alpha^2}} - \alpha \right)^2$$

où $\alpha = \frac{b}{a} < 1,5$

$$\alpha = \frac{4}{2,82} = 1,42$$



. Evolution des charges .

- Charge permanente : $- 0,1 \times 2,5 = 0,25 \text{ t/m}^2$
- + enduit $\ddagger = 0,044 \text{ t/m}^2$
- surcharge : $100 \text{ Kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2$

D'où $G = 0,294 \text{ t/m}^2$

$P = G + 1,2 q = 0,414 \text{ t/m}^2$

Soit $P = 0,45 \text{ t/m}^2$.

D'où $m = m' = 0,203 \text{ t. m}$

la flèche est maximal au milieu du coté libre

$$f = 0,366 \frac{P a^4}{E h^3} = 0,366 \cdot \frac{0,45(2,82)^4}{3,81 \cdot 10^6 \cdot (0,1)^3} = 2,74 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 0,274 < \frac{1}{500} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm} . \text{ Verifié .}$$

- Ferailage :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,203 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (8)^2} = 0,0169$$

$$\Rightarrow \xi = 0,9425 ; K = 72 , \bar{w} = 0,12 \%$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{72} = 38,8 < \bar{\sigma}'_b .$$

$$A = \frac{\bar{w} b h}{100} = \frac{0,12 \cdot 100 \cdot 8}{100} = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml} .$$

L'espacement des armatures ne doit pas dépasser 3 fois l'épaisseur du dalle ni 33 cm .

alors on admet $5 T 6/m_l = 1,41 \text{ cm}^2/m_l$
 espacés de 20 cm $\left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{array} \right.$ Verifié .

- Effort tranchant

$$T = 0,6 \text{ t .}$$

$$Z_b = \frac{0,6 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 8} = 0,85 \text{ Kg/cm}^2 \quad 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

- Conditions aux appuis :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + M/z$$

$$T + \frac{M}{z} = 0,6 \cdot 10^3 - \frac{0,203 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 8} = < 0 \quad \text{pas des armatures transversa.}$$

Pour l'ancrage : $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{0,6 \cdot 10^3}{1,41} = 425,5 \text{ Kg/cm}^2$

donc d'après le reglement de l'ancrage , un crochet normal suffira pour assurer l'ancrage puisque ce crochet peut resister à son origine à une contrainte de $\frac{\bar{\sigma}_a}{2} = \frac{2800}{2} = 1400 \text{ Kg/cm}^2 > 425,5$

- Verification de non fissuration .

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,5 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6} \cdot 5,9} = 3686,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 1886,6 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3686,9 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 donc pas risque de fissuration .

- Verification des contraintes .

$$\bar{w} = \frac{100 A}{b h} = 0,1762 \Rightarrow \xi = 0,9320$$

et $K = 58,5$

$$\text{D'où } \sigma_a = \frac{M}{\xi h A} = \frac{0,203 \cdot 10^5}{0,932 \cdot 8 \cdot 1,41} = 1930,94 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1931}{58,5} = 33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

- Verification de non fragilité .

$$A = 1,41 \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{2 - \rho}{2} \right) \quad (\text{art 19, CC BA 68})$$

$$\text{D'où } 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2 - 0,7}{2} \right) = 0,5 < 1,41 \text{ Verifié}$$

- Verification des armatures min . (CC BA68 art 52)

$$\frac{Ax}{bh} \geq \frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\frac{1,41}{100 \cdot 8} = 1,762 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\psi_4}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 = \frac{0,54(2 - 0,7)}{2} \frac{5,9}{2800} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,15 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{D'où } 1,762 \cdot 10^{-3} > 1,15 \cdot 10^{-3} \text{ Verifié .}$$

Remarque : - Le balcon est ferrillé comme une console de largeur 1m. et de longueur 60cm ; d'épaisseur 10cm

Resultat trouvée : 5T8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- La route est ferrillé de la même manière que la console 5φ6/ml dans les deux sens.

Ferailage du balcon .

Nous avons un balcon sur toute la pourtour de la minaret de largeur 60 cm et d'épaisseur 10 cm . Le balcon est encastré sur le voile il est soumise à :

- son poids Propres : $2,5 \cdot 0,1 = 0,25 \text{ t/m}^2$.
- accratère : $0,6 \cdot 2,5 \cdot 0,1 = 0,15 \text{ t}$.
- main courante sur le garde corps .

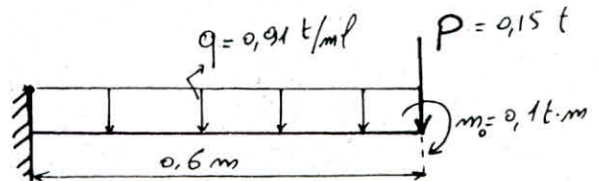
elle est considérée comme une force horizontale de 100 Kg/ml à $0,6 \text{ m}$ on la remplace par un moment : $M_0 = 1,65 \cdot 0,6 \cdot 100 = 99 \text{ Kg.m}$

- Charge d'exploitation de 250 Kg/m^2

D'où $q = 0,91 \text{ t/ml}$.

et au sommet $P = 0,15 \text{ t}$.

$M_0 = 0,1 \text{ t.m}$.



On étudie le balcon comme une poutre de 1 mètre de largeur . la section la plus dangereuse est à l'encastrement.

D'où $M = - (M_0 + pl + \frac{ql^2}{2}) = 0,354 \text{ t. m}$.

Ferailage .

$b = 100 \text{ cm}$

$h_t = 10$

$d = 2 \text{ cm} \Rightarrow h = 8 \text{ cm}$

$M = - 0,354 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{0,354 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 (8)^2} = 1,97 \cdot 10^{-3}$$

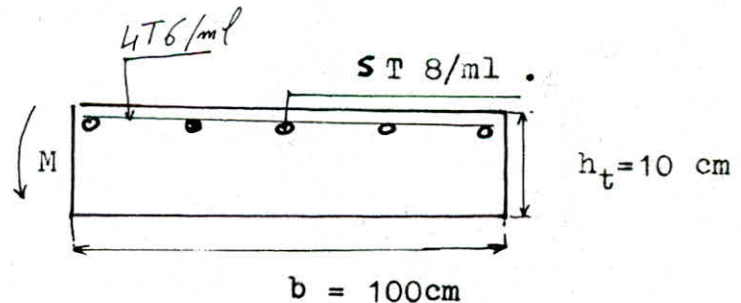
$\varepsilon = 0,9796$

$\alpha = 0,0612$

$\bar{w} = 0,0133$

$K = 230$

$\mu' = 0,03$



.../...

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{230} = 12,17 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

donc pas des armatures comprimées .

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{0,354 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9796 \cdot 8} = 1,613 \text{ cm}^2$$

Soit $A = 4 \text{ T } 8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

et pour diminuer l'espacement on prend, 5 T 8 /ml avec espacement de 20 cm .

5 T 8 = 2,51 cm² .

Pour les armatures de repartition on prend, entre $1/4 \div 1/2$ des armatures principale,

Soit 4 T 6 /ml .

Verification à l'effort tranchant :

$$T = ql + p = 0,696 \text{ t} .$$

$$Z_b = \frac{T}{\frac{b}{z}} = \frac{0,696 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 8} = 0,994 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{Z}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

On constate que $Z_b < \bar{Z}_b$ donc Verifié .

Verification des contrainte :

$$M = 0,354 \text{ t.m}$$

$$A = 2,51 \text{ cm}^2 .$$

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

$$h = 8 \text{ cm} .$$

$$\bar{w} = 100 \frac{A}{bh} = 0,3137$$

$$K = 42$$

$$\xi = 0,9123$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \xi h} = \frac{0,354 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,9123 \cdot 8} = 1932,4 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1932,4}{42} = 46 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

donc verifié .

Verification à la fissuration :

$$\bar{w}_f = \frac{A}{bf} = \frac{2,51}{2.2.100} = 6,275 \cdot 10^{-3}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible .

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 1771,35 \text{ Kg/cm}^2$$

($\eta = 1,6$ acier H . A) . ($\phi = 8 \text{ mm}$)

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3192,99 \text{ Kg/cm}^2$$

($\bar{\sigma}_b = 5,9$) .

$$\bar{\sigma}_{af} = \text{mi} \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \\ 2/3 \sigma_{en} = 2800 \end{cases}$$

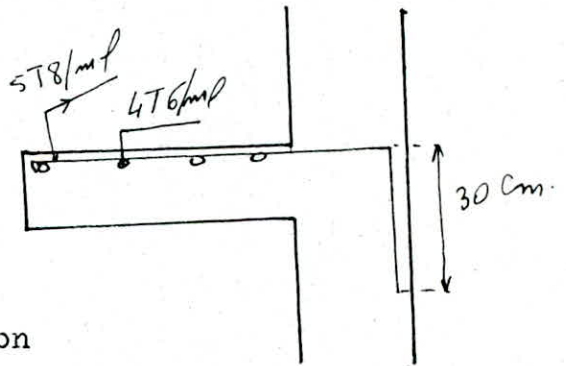
$\Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = 2800$ pas risque de fissuration

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{z}_d} ; \bar{z}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = 1,5 \text{ (H.A) } \quad \bar{z}_d = 22,125 \text{ Kg/cm} \Rightarrow l_d = 25,3 \text{ cm, Soit } l_d = 30 \text{ cm}$$

ancré dans le voile .

Pour l'étude du garde corps il y a une exemple de calcul du bâtiment de mosquée et il est inutile de refaire l'étude .



Voûte

La partie haute du minaret est couverte par une voûte de forme ogivole ou coupole à pointe .

Elle est généralement construite en brique, mais si on considère qu'elle est en béton armé alors l'étude de cette voûte est analogue de l'étude du voile mince de révolution que nous le faisons dans l'étude de coupole donc on donne directement le résultat pour n'est pas refait le même calcul . La voûte est de hauteur de 3 m et de diamètre à la base de 2,3 m , d'épaisseur 7 cm. Soumise à :

- Poids propres: $0,07 \cdot 2500 = 175 \text{ Kg}$
- enduit : 44 Kg/m^2
- Surcharge soit 80 Kg/m^2 .

D'où $q = G + 1,2 P = 315 \text{ Kg/m}^2$.

La coupole à pointe est engendrée par un arc de cercle SA de Rayon R dont le centre est à la distance a de l'axe de révolution Oz , l'angle φ varie de α à $\pi/2$ et nous avons :

$$\sin \alpha = \frac{a}{R} ; r = R (\sin \varphi - \sin \alpha) .$$

le rayon de l'arc SA est $= R = 5 \text{ m}$

$$a = 4,0 \text{ m} ; \alpha = 53,13^\circ$$

les rayons de courbure principaux sont :

$$R_1 = P ; R_2 = \frac{r}{\sin \varphi} .$$

en vertu aux résultats obtenus dans la coupole :

$$\text{on obtien : } N_1 = \frac{P R^2}{r \sin \varphi} \int_{\alpha}^{\varphi} (\sin \varphi - \sin \alpha) d\varphi$$

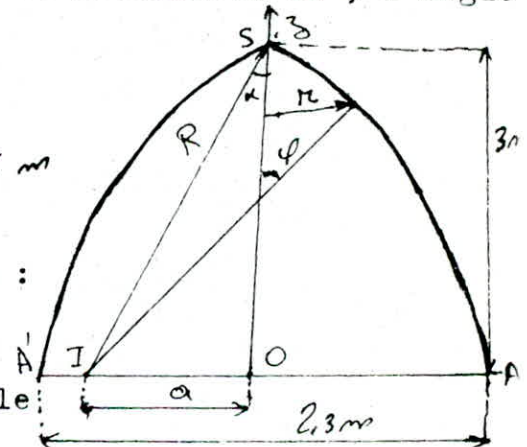
$$N_1 = - PR \frac{(\cos \alpha - \cos \varphi) - (\varphi - \alpha) \sin \alpha}{\sin \varphi (\sin \varphi - \sin \alpha)} .$$

$$N_2 = - \frac{PR}{\sin^2 \varphi} \left[(\varphi - \alpha) \sin \alpha - (\cos \alpha - \cos \varphi) + \sin \varphi \cos \varphi (\sin \varphi - \sin \alpha) \right]$$

au sommet S ($\varphi = \alpha$) $N_1 = N_2 = 0$.

à la base $\varphi = \pi/2$

les valeurs de N_1 et N_2 donnés dans un tableau .



φ	$\sin \varphi$	$\cos \varphi$	(Kg/ml) N_1	(Kg/ml) N_2
53,13	0,8001	0,60	0	0
60	0,866	0,5	67,22	- 42
70	0,9396	0,342	-240,8	-94,3
80	0,9848	0,1736	-424,51	+21,568
90	1	0	- 671	+ 57,8

$$\begin{aligned} \cos \alpha &= 0,56639 \\ \sin \alpha &= 0,8258 . \\ R &= 5,00 \text{ m} \\ P &= 315 \text{ Kg/m}^2 . \end{aligned}$$

On constate que l'effort de traction est très faible donc on feraille la voûte par 5 ϕ 5/ml dans le deux sens.

- Escalier à noyau central -

L'escalier proposé par l'architecture est un escalier à noyau central on respect cette solution et on considère que l'escalier est coulé surplace .

- Etude des marche : elles seront calculées en console venant prendre appui sur le noyau central coulé en place. M.P. Charon, dans son livre le calcul et la verification des ouvrages en béton armé, il a proposé d'assimilé la marche trapezoidale en une marche rectangulaire et la charge d'exploitation correspond aux poids de deux personne est égale à 150 Kg/ml .

On considère une marche de 1 m de longueur, elle commence par 20cm à partir du noyau et elle se termine par 30 cm à l'extremité et d'épais seur 10 cm .

Evaluation de charge :

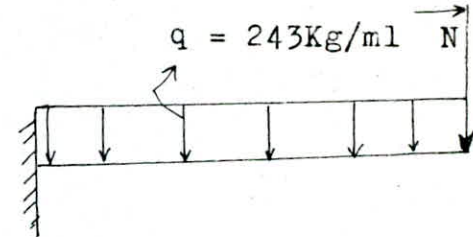
$$G = 0,1.2500 \cdot \left(\frac{20 + 30}{2} \right) 10^{-2} = 63 \text{ Kg/ml.}$$

$$q = G + 1,2 P = 63 + 1,2.150 = 243 \text{ Kg/ml.}$$

$$N = 100 \text{ Kg/main courante .}$$

$$M = 100.1 + \frac{243.1^2}{2} = 221,5 \text{ Kg.m}$$

$M = 221,5 \text{ Kg.m}$



D'où $A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{221,5 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 8.2800} = 1,13 \text{ cm}^2$

Soit $3 T 8 = 1,5 \text{ cm}^2$.

l'effort tranchant T :

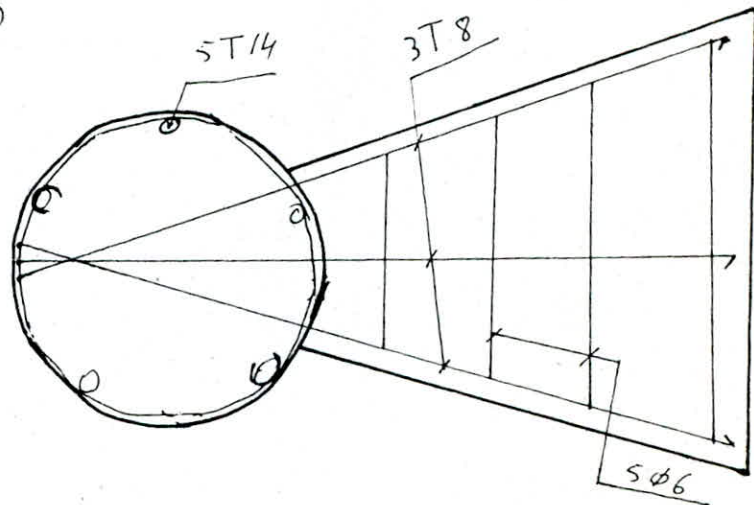
$$T = 243 \text{ Kg.}$$

en ce qui concerne l'adherence

$$\tau_d = \frac{T}{P \cdot h} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

P: perimetre des barres .

$$P = 3 \cdot (2 \pi \cdot 0,4) = 7,54 \text{ cm}$$



$$D'o\grave{u} \quad \tau_d = \frac{243}{7,54 \cdot 7/8 \cdot 8} = 4,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{et } 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

on trouve $\tau_d < \bar{\tau}_d$. Verifi e .

On prend comme armature de repartition 5 $\phi 6$ /ml.

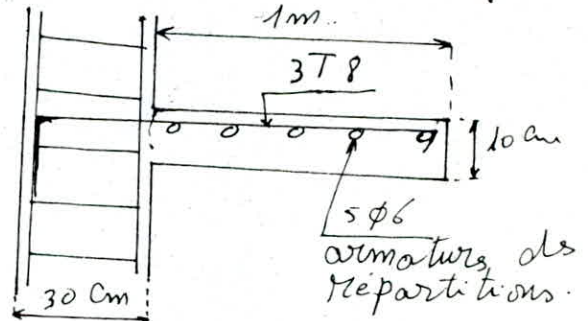
Le calcul de noyau a été pr ecis e par NICOLSKY, le moment de flexion dans le noyau est sinusoidal le long de sa hauteur.

$$M = \frac{q a^3}{3} \left(1 - \cos \pi \frac{x}{h} \right)$$

avec un maximum pour

$$x = (2n + 1)h$$

$$D'o\grave{u} \quad M_{\max} = \frac{2}{3} q a^3 .$$



q :  tant la charge par m^2 de projection horizontal, (poids propre et surcharge) .

a :  tant la distance du centre du noyau à l'extremite de marche.

Le calcul ci-dessus admet que les extremités du noyau sont simplement appuy es, s'il y a encastrement, le maximum du moment est plus faible .

On constate de l'equation precedente que le moment est independant de la hauteur du noyau

$$a = 1,15 \text{ m} .$$

$$G = 0,1.2500 = 250 \text{ Kg/m}^2 .$$

$$P = 250 \text{ Kg/m}^2 .$$

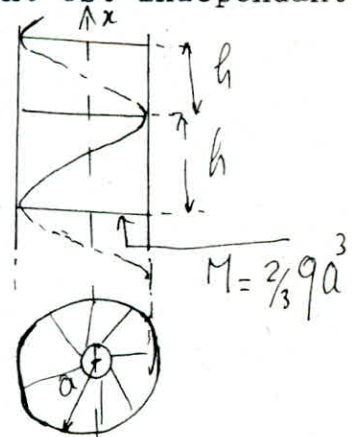
$$D'o\grave{u} \quad q = G + 1,2 p = 250 + 1,2.250 = 550 \text{ Kg/m}^2 .$$

$$D'o\grave{u} : M = \frac{550 (1,15)^3}{3} \cdot 2 = 557,6 \text{ Kg.m} .$$

$$K_a = \frac{M}{\pi^2 I_a} = 5,9 \cdot 10^{-3} ; \text{ aide Memoire B tm.A. Page 194}$$

$$K_e = \frac{N I_c}{M} = 0$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \pi I_c^2}{100} \Rightarrow K = 51,26; \quad \bar{\omega} = 0,27$$



$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{5,126} = 54 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/m}^2$$

$$A = \frac{0,27 \cdot \pi \cdot (15)^2}{100} = 1,91 \text{ cm}^2.$$

On constate que la section d'armature est tres faible et comme le RPA 81 version 83 precise que les armatures utilisées dans les poteaux doivent éspaces aux maxim de 25 cm et le diamétre doit être au moins égal à 14 mm et comme le perimétre du noyau est égal à $2 \pi r = 94,2 \text{ cm}$ alors il faut utiliser **5 T 14** = $7,69 \text{ cm}^2$. espacé de 20 cm

Verification au flambement :

Nous avons deux verification au flambement

1/ Noyau de 40 cm de diamétre et de 6,3 m de hauteur

$$\text{D'où : } l_c = 0,7 l_0 \text{ et } \frac{l_c}{D} = \frac{0,7 \cdot 630}{40} = 11,025 < 12,5$$

Verifié .

2) Noyau de 30 cm de diamétre et de 4,35 m de hauteur.

$$\frac{0,7 \cdot 435}{30} = 10,15 < 12,5 \text{ donc pas risque de flambement}$$

le R P A 81 exige de pourcentage min de 1 % et 5 % comme armature maxim.

Nous avons $A = 7,96 \text{ cm}^2$. ; $S = 706,8 \text{ cm}^2$

$$\text{D'où } w = \frac{7,96 \cdot 100}{706,8} = 1,126$$

D'où 1,126 % Verifie le RPA .

la longueur min de recouvrement est $60 \phi = l_r$

$$\text{D'où } l_r = 60 \cdot 1,4 = 84 \text{ cm.}$$

Four les armatures transversales :

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_L \Rightarrow \phi_t \geq 0,3 \cdot 14 = 4,2 \text{ mm}$$

On admet de $\phi_t 6$. Comme un cadre circulaire l'espacement entre deux

nappes des armatures transversale est $t \leq 15 \phi_L = 15 \cdot 1,4 = 21 \text{ cm}$

Soit $t = 20 \text{ cm}$. Soit $G + 1,2 P = 36,5 t$.

$$A' = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$N'_1 = \frac{1000 A' \cdot \bar{\sigma}'_{bo}}{1,25 \theta_1 \theta_2 \theta_3} = 81 t > 36,5 t ; \text{verifié.}$$

.../...

FONDATION

Le rapprochement des voiles et du noyau central supportant l'escalier exige d'utiliser le radier général comme fondation de notre structure.

Ce radier est constitué d'une dalle pleine d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réaction du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme. Il est considéré comme infiniment rigide.

- Evaluation des charges transmises par la structure au radier.

$$G = 210 \text{ t} \quad ; \quad P = 10 \text{ t} \quad ; \quad q = G + 1,2 p = 222 \text{ t}$$

$$q = 222 \text{ t}$$

- Dimensionnement du radier.

Le sol de fondation est un sol ferme de moyenne consistance de contrainte admissible $\sqrt{s} = 2 \text{ bars} = 20 \text{ t/m}^2$ au niveau de 3, m au-dessous du niveau du sol.

Il faut que $\frac{q}{s} \leq \sigma_s \Rightarrow s \geq \frac{q}{s}$

D'où $s \geq \frac{222}{20} = 11,1 \text{ m}^2$

s est inférieur à la surface du minaret, donc le radier sera à la même surface du minaret augmenté de 0,5 m comme **d**ebord.

L'épaisseur du radier doit vérifier à la 1ère approximation la relation suivante :

$$h \geq 1/20 = \frac{400}{20} = 20 \text{ cm.}$$

Et de condition de non vérification de l'effort tranchant pour le **d**ebord du radier.

$$5,25 - 4 = 1,25 \Rightarrow h \geq \frac{1,25 - 0,30}{4} = 23,7 \text{ cm}$$

D'où $h_t = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$

Vérification au poinçonnement (C.C.B.A. - 58. art 39 - 54)

$$\tau_{\max} = \frac{1,2 N}{F_c h_t} \leq 1,2 \sqrt{b}$$

./ ..

On le fait sur un voile de 1 m de largeur.

$$N = 27,75 \text{ t} \quad \text{soit} \quad N = 28 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars}$$

La diffusion est à 45° d'où : $U' = U + h_t$

$$V = V' + h_t$$

$$\left. \begin{array}{l} U' = 100 + 30 = 130 \text{ cm} \\ V' = 25 + 30 = 55 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow P_c = 2 (u' + v')$$

$$\text{D'où : } \frac{1,5 \cdot 28,0 \cdot 10^3}{2 (130 + 55) \cdot 30} = 3,77 < 1,2 \cdot 5,9 = 7,08 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification du noyau central au poinçonnement.

$$N = 36,5 \text{ t} ; \quad U' = V' = 40 + 30 = 70 \text{ cm}$$

$$\frac{1,5 \cdot 36,5 \cdot 10^3}{2 (70 + 70) \cdot 30} = 638 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

- Surface du radier $S = 22,8 \text{ m}^2$

$$\text{Pression sous le radier : } p_{sr} = \frac{N}{S}$$

N : charge verticale totale y compris le poids du radier

$$N = 222 + 0,5 \cdot 2,5 \cdot 22,8 = 240 \text{ t}$$

$$\text{d'où } p_{sr} = \frac{240}{22,8} = 10,5 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

Sous second genre.

$$G + p + E ; \quad = G + p = 219 \text{ t}$$

Le moment venant au radier est : $M = 2/3 \text{ H T}$

$$\Rightarrow M = 2/3 \cdot 26,25 \cdot 10,1 = 176,75 \text{ t.m} \quad \text{soit } M = 177 \text{ t.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M V}{I} ; \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M V}{I}$$

$$I = 57,855 \text{ m}^4 ; \quad V = 2,625 \text{ m}$$

./..

$$\text{D'où } \sigma_1 = 9,6 + 8,04 = 17,64 \text{ t/m}^2 < \sigma_s = 20 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 9,6 - 8,04 = 1,56 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \cdot 17,64 + 1,56}{4} = 13,62 \text{ t/m}^2 < \sigma_s$$

On constate que l'effet du second genre est plus défavorable que celui du 1^{er} genre. Et le radier sera ferrailé sous l'effet du second genre sous une contrainte de 13,62 t/m².

Le radier sera calculé comme une plaque soumise à une charge uniformément répartie et on considère que la plaque est encastree sur 4 côtés au lieu de 8, c'est le cas le plus défavorable.

$$M_{ox} = \mu q l_x^2 = M_{oy} \text{ car } \rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 \text{ (plaque carrée)}$$

$$\mu_x = 0,0423$$

$$M_{ox} = 0,0423 \cdot 13,62 \cdot (4)^2 = 9,22 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85 M_{ox} = 9,22 \cdot 0,85 = 7,838 \text{ t.m/ml}$$

$$\text{Soit } M_{tx} = 8 \text{ t.m/ml}$$

Sur appui :

$$M_a = 0,5 M_{ox} = 0,5 \cdot 9,22 = 4,6 \text{ t.m/ml}$$

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

M_{ox} : est le moment au centre de la plaque supposée isostatique (simplement appuyée).

M_{tx} : moment entravé

M_a : moment sur appui.

- Entravé : $A = \frac{M_t}{7/8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{8 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 25 \cdot 4200} = 8,7 \text{ cm}^2$

Soit $A_t = 7 \cdot 14 = 10,77 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

- Sur appui : $A_a = \frac{5 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 25 \cdot 4200} = 5,44 \text{ cm}^2$

Soit $A_a = 6 \cdot 12 = 6,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

On admet le ferrailage symétrique car la plaque est carrée.

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \lambda}{b h} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 25} = 0,271$$

$$\Rightarrow \varepsilon = 0,9175 \quad ; \quad K = 45,6$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = \frac{5 \cdot 10^5}{0,9175 \cdot 25 \cdot 6,78} = 3215,1 \text{ Kg/cm}^2$$

D'où $\sigma_a < \bar{\sigma}_a = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{3215,1}{45,6} = 70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Condition de non fragilité :

Il faut que : $A = \max [A_0, \min (A_1, A_2)]$

avec $A_0 = 5,44 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 6,528 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,69 \frac{2-l}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_c} \cdot b \cdot h = 1,21 \text{ cm}^2$$

D'où $A = \max [5,44, \min (6,528, 1,21)]$

$\Rightarrow A = 5,44 \text{ cm}^2$ vérifié

Pour le débord, il est calculé comme une console.

$$M = q l^2 / 2 = \frac{13,6 (0,5)^2}{2} = 1,7 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{section très faible}$$

On préfère laisser les barres de plaque jusqu'au bord.

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

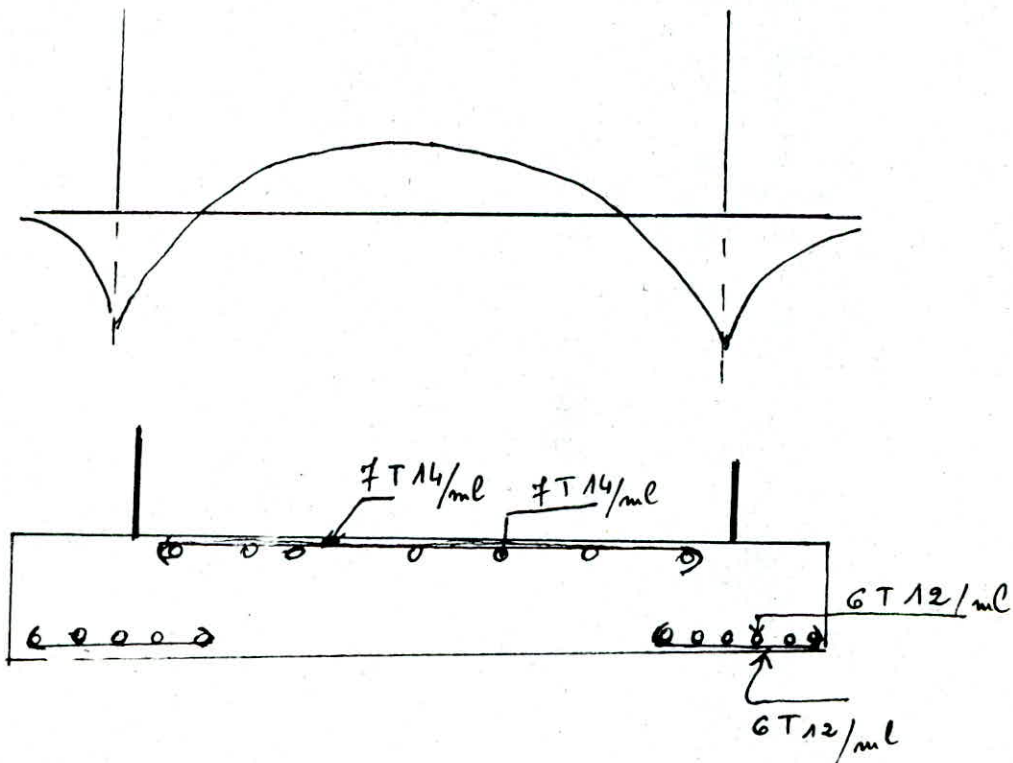
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$T = \frac{q l}{3} = \frac{3,6 \cdot 5,25}{3} = 6,3 \text{ t/ml}$$

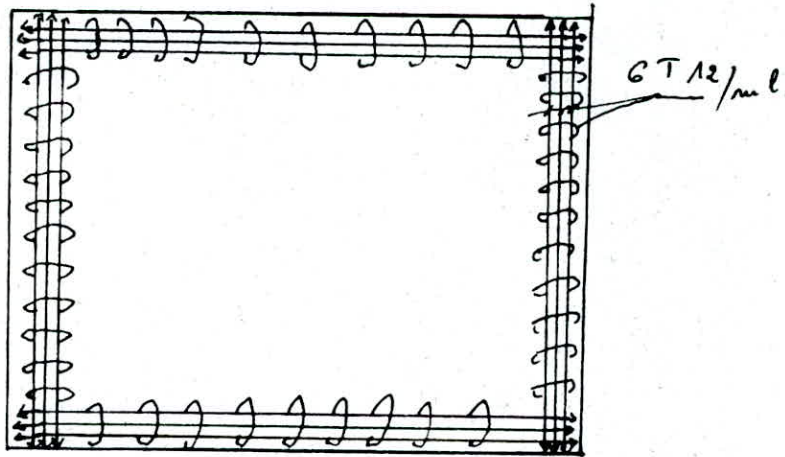
$$\tau_b = \frac{6,3 \cdot 10^3}{100 \cdot 7,78 \cdot 25} = 2,88 \text{ Kg/cm}^2 < 6,8 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$T + \frac{M}{z} = 6,3 \cdot 10 - \frac{5 \cdot 10^5}{7,78 \cdot 25} = -16557 < 0$$

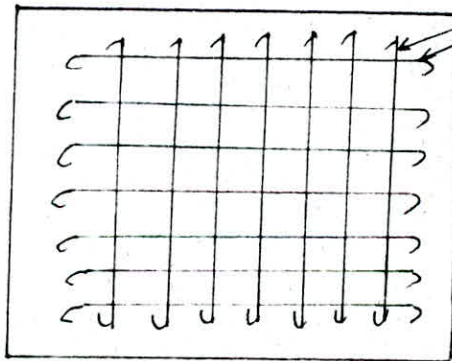
Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.



Vue en plan
(nappe inférieure).



7T 14/ml



Vue en plan
(nappe supérieure).

FONDACTIONS

Les fondations sont constituées par les ouvrages de transition entre les éléments porteurs de l'ossature et le sol.

Dans notre bâtiment, toutes les fondations sont superficielles.

Semelles isolées sous poteaux rectangulaires.

Semelles isolées sous poteaux circulaires.

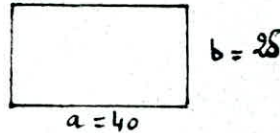
* Semelles sous poteaux rectangulaires

$$N = 18,845 \text{ t}$$

$$a = 2 \text{ b}$$

$$A = 2 \text{ B}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$



$$A \times B = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow 2 \text{ B} = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N}{2\bar{\sigma}_s}}$$

$$\Rightarrow B = 68,63$$

Prenons $B = 75 \text{ cm}$ et $A = 150 \text{ cm}$

$$h \geq \left(\frac{A - a}{4} \right) = 27,5 \text{ cm}$$

Prenons $h = 35 \text{ cm}$ et $h_t = 40 \text{ cm}$

$$F_y = \frac{N (A - a)}{8 h} = 7 \, 403,4 \text{ Kg}$$

$$A_y = \frac{F_y}{2 \, 800} = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{N (B - b)}{8 h} = 1,32 \text{ cm}^2$$

* Semelles sous poteaux circulaires

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

$$N = 32,455 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2 \text{ bars}$$

$$D^2 = \frac{4 N}{\pi \bar{\sigma}_s} = 143,7 \text{ cm} \Rightarrow \text{Prenons } D = 150 \text{ cm}$$

$$h \geq \left(\frac{D-d}{4} \right) = 27,5$$

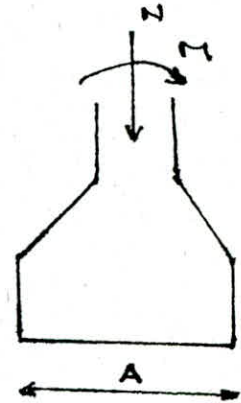
Soit $h = 35$ cm et $h_t = 40$ cm

$$F_x = F_y = \frac{N(D-d)}{3h} = \frac{32\,455(150-40)}{3 \cdot \pi \cdot 35}$$

$$A_x = A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10\,822,68}{2\,800} = 3,86 \text{ cm}^2$$

Semelle rectangulaire

Sens Trans



$$M = 5,225 \text{ tm} \quad N = 18,845 \text{ t}$$

$$a = 40 \text{ cm} \quad b = 25 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_s = 2b$$

$$\bar{\sigma}_s \geq \left(\frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I} \right) \Rightarrow \begin{matrix} A_1 = 160 \text{ cm} \\ B_1 = 100 \text{ cm} \end{matrix}$$

Sens Long

$$M = 5,136 \text{ tm} \quad N = 18,845 \text{ t}$$

$$\begin{matrix} A_2 = 175 \text{ cm} \\ B_2 = 110 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$\boxed{\begin{matrix} A = \text{Max}(A_1; A_2) = 175 \text{ cm} \\ B = \text{Max}(B_1; B_2) = 110 \text{ cm} \end{matrix}}$$

Ferraillage

$$\text{Sens Trans} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} \pm \frac{M_v}{I}$$

$$\begin{matrix} S = 19250 \text{ cm}^2 \\ I = 49127604,14 \text{ cm}^4 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}_s = \begin{cases} \sigma_2 = 2,19 \\ \sigma_1 = 2,148 \end{cases} \Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow N' = 1,66 \times 175 \cdot 110 = 32 \text{ t}$$

$$A'_y = \frac{N'(A-a)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 3,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5T12 / \text{ml.} (5,65 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Sens Long} \quad A'_x = \frac{N''(B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,66 \text{ cm}^2$$

STABILITE

Les constructions de grand élancement peuvent dans certaines conditions présenter une instabilité.

Soumise à une force horizontale F , appliquée à la hauteur du centre de gravité, la construction de poids P , peut s'incliner d'un angle θ . La fondation exerce alors un couple de rappel C vers la verticale initiale. Ce couple est proportionnel à l'angle θ . En appelant h la hauteur du centre de gravité, l'équilibre des moments par rapport à O , centre de la fondation s'écrit :

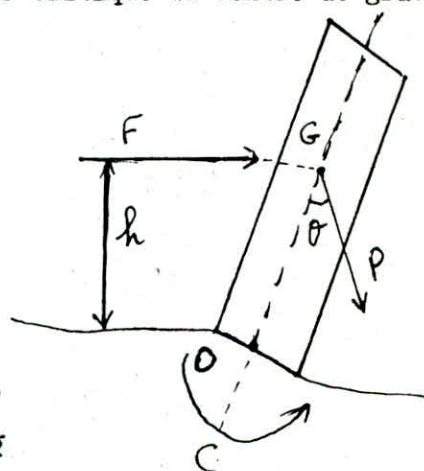
$$(Ph\theta) + (Fh) = C \theta.$$

Si F tend vers zéro, l'équation définit une hauteur critique du centre de gravité.

$$h_c = \frac{C}{P}$$

Si a est le rayon du cercle inscrit dans la base du bâtiment, on peut exprimer C par la formule :

$$C = \frac{4}{3} \frac{E a^3}{1 - \nu^2}$$

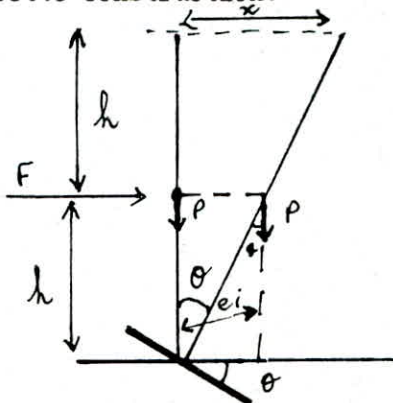


où : E = module d'élasticité du sol.

ν = coefficient de poisson du sol, supposé élastique.

Si on désigne par $2h$ la hauteur de construction et θ l'angle d'inclinaison et x le déplacement au sommet de cette construction.

d'où $\theta = \frac{x}{2h}$



./..

Nous avons :

$Fh = \theta (c - Ph)$; remplaçons θ par sa valeur ,

d'où $Fh = \frac{x}{2h} (c - Ph)$; F, h et P connus d'où on tire x : x doit être inférieur à la flèche admissible au sommet, de plus, on doit toujours être sûr que le point d'application du poids propre P reste dans le noyau central du radier.

c'est-à-dire $e_1 < e_0 = \frac{ht}{6}$ où e_1 est le déplacement du centre de gravité de la structure.

e_0 : côté du noyau central du radier.

La vérification sera sous l'effet d'une force maximale qui pourra agir sur le minaret soit la force due au vent extrême $F = 12,25$ t soit 13 t.

Le point d'application de cette force est supposé au centre de gravité du minaret soit à 16 m du radier.

$$\begin{aligned} \text{On a : } E &= 1.300 \text{ t/m}^2 & ; & \quad \gamma = 0,5 & ; & \quad h = 16 \text{ m} \\ F &= 13 \text{ t} & ; & \quad P = 222 \text{ t} & ; & \quad a = \frac{5,25}{2} = 2,625 \text{ m} \end{aligned}$$

Alors le déplacement au sommet x est égal :

$$x = \frac{2 Fh^2}{c - Ph}$$

$$c = \frac{4}{3} \frac{E \cdot a^3}{1 - \gamma^2} = 41.803,125 \text{ t.m}$$

$$x = \frac{2 \cdot 13 \cdot (16)^2}{41.803,125 - 222 \cdot 16} = 0,174 \text{ m.}$$

$$x = 0,174 \text{ m} < \bar{f} = 0,1968 & ; \quad \theta = \frac{x}{2h} = 5,4410^{-3} \text{ rad.}$$

$$\text{Le déplacement du centre de gravité} = \frac{0,174}{2} = 0,087 \text{ m.}$$

$$\text{d'où } 0,087 \text{ m} < \frac{ht}{6} = 0,875 \text{ m.}$$

et la structure est stable.

./..

BIBLIOGRAPHIE.



- | | | | |
|-------|--|---|---------------|
| 1. - | Veiles Minces | - | A. CCIN |
| 2. - | Veiles Minces | - | J. COURBON |
| 3. - | Théorie des Plaques et Coques | - | S. TIMOSHENKO |
| 4. - | Calcul Pratique des Tours en Béton Armé | - | M. DIVER |
| 5. - | Calcul Pratique des Ossatures | - | A. FUENTES |
| 6. - | Le Calcul et la Vérification des Ouvrages en Béton Armé | - | P. CHARON |
| 7. - | Traité de Béton Armé
Tomes III - V ₁ | - | A. GUERRIN |
| 8. - | Règles R.P.A. 81
Version 83 | | |
| 9. - | Règles NV. 65
Révisé en 82 | | |
| 10. - | Règles P.S. 69
Révisé en 82 | | |
| 11. - | Aide-Mémoire R.D.M. | | |
| 12. - | Conception et Calcul des Structures soumises aux Séismes | - | O.P.U. |
| 13. - | Cours de Béton III | - | M. BELAZOUGUI |

