الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
«O»

وزارة التعليم العالى والبحث العلمى
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DE DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

Etude de la Structure d'une Mosquée

6 PLANCHES

Proposé par :
S E T A M

Etudié par :
BENSALEM A.
BENYAGOUB B.

Dirigé par :
Mme GUIGOVA

PROMOTION JUIN 1987

E.N.P. - 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«O»

وزارة التعليم العالى والبحث العلمى

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE D'OBTENTION DE DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

SUJET

Etude de la Structure d'une Mosquée

Proposé par :

S E T A M

Etudié par :

BENSALEM A.

BENYAGOUB B.

Dirigé par :

Mme GUIGOVA

PROMOTION JUIN 1987

E.N.P. - 10, Avenue Hacen Badi - EL-HARRACH - ALGER

Remerciement

Nous tenons à remercier vivement notre promotrice Madame GUIGOVA qui nous à aider avec ses remarques et suggestions.
Ainsi qu'à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation.
Nous tenons à remercier aussi Ahmed Mazighi et Abdelkader Bourenane ainsi que tous ceux qui nous ont aidé de prés où de loin dans l'elaboration de cette thèse.

Dedicaces

Je dedie ce modeste travail

- A mes parents qui m'ont toujours apporté leur soutien moral
- A mes frères et mes soeurs
- A toute ma famille
- A tous mes frères croyants

Je dedie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents
- Toute ma famille
- Tous ceux qui me sont chers.
- A tous mes frères croyants

Sommaire

- Caractéristiques dynamique des materiaux et - contraintes admissible

Pour le beton armé entrant dans la réalisation de notre ouvrage, nous nous conformerons aux regles techniques de conception et du calcul des ouvrages en béton Armé (C.C.B.A 68) et à tous les reglements en vigueur applicables en Algerie.

La composition de $1\,m^3$ de beton sera :

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

La preparation du beton sera faite mecaniquement, l'acier utilisé sera propre et debarrassé de toute trace de rouille non adherente.

- Contraintes admissibles

A - Béton :

beton C.P.A 325 dosé : 350 Kg/m^3 avec contrôle attenué.

Les contraintes admissibles pour les sollicitations du 1er genre sont definies aux articles 9, 10, 11, 12 des regles CCBA. 68.

La resistance minimale, constitue la base technique des justifications de securité. Elle sont :

- la contrainte à la compression sur eprouvette cylindrique (16,32) : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 275\ Kg/cm^2$
- la contrainte de traction de rupture $\sigma_n = 7 + 0,06\,\sigma'_n = 23,7\ Kg/cm^2$

1. Contrainte admissible en compression simple $\sigma'_{b_0} = \alpha\beta\gamma\delta\,\sigma'_{28} = 68,5\ Kg/cm^2$
2. Contrainte de traction de reference $\bar{\sigma}_b = \alpha\beta\gamma\theta\,\sigma_{28} = 5,9\ Kg/cm^2$
3. Contrainte admissible en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire. $\bar{\sigma}'_b = 137\ Kg/cm^2$

Remarques : sous sollicitation du 2ème genre, on multiplie ces contraintes par un coefficient egale à 1,5

B - Aciers :

1- Aciers doux rond lisse. Nuance Fe E 24, limite d'elasticité nominale $\bar{\sigma}_e = 2400\ Kg/$

- Sous SP_1 $\quad \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1600\ Kg/cm^2$

- Sous SP_2 $\quad \bar{\sigma}_a = \sigma_{en}.1 = 2400\ Kg/cm^2$

2. Acier de haute adherence : (H.A) Nuance Fe E 40, limite d'elasticité nomin

Pour $\phi \leq 20mm \longrightarrow \sigma_{en} = 4200\ Kg/cm^2$

$\phi \geq 20\ mm \longrightarrow \sigma_{en} = 4000\ Kg/cm^2$

Sous SP_1 : $\begin{cases} \phi \leq 20 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800\ Kg/cm^2 \\ \phi \geq 20 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2667\ Kg/cm^2 \end{cases}$

Sous SP_2 : $\begin{cases} \phi \leq 20 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200\ Kg/cm^2 \\ \phi \geq 20 \longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4000\ Kg/cm^2 \end{cases}$

Charge et surcharge

Plancher terrasse :

a) charges permanentes :

- gravillon (5 cm)	90 Kg/m²
- Etancheité multicouche (2 cm)	10 Kg/m²
- Isolation thermique (4 cm)	10 Kg/m²
- forme de pente (1 %)	200 Kg/m²
- plancher corps creux (16+4)	265 Kg/m²
- Enduit platre (1 cm)	14 Kg/m²
	G = 589 Kg/m²

b) Surcharge

terrasse inaccessible — P = 100 Kg/m²

Plancher courant

a) charge permanente :

- carrelage (2 cm)	44 Kg/m²
- Mortier de pose (2 cm)	44 Kg/m²
- Plancher	265 Kg/m²
- Enduit et platre	14 Kg/m²
- cloisons	75 Kg/m²
	442 Kg/m²

b) Surcharge

P = 400 Kg/m²

BATIMENT

Prédimensionnement.

1- Poutres :

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

On prendra pour les poutres porteuses :

$b \times h_t = 35 \times 60$.

On prendra pour les poutres non porteuses : (35×40)

2- Poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions (RPA 81. Art 4.2.1)

$$A = bh \geqslant K \frac{N'}{\sigma'_{28}} \qquad (\sigma'_{28} = 275\ kg/cm^2;\ K = 4\ (\text{zone II}))$$

$\text{Min}\,(b.h) \geqslant 25\ cm$ (zone II)

$\text{Min}\,(b,h) \geqslant \dfrac{h}{20}$ h : hauteur d'etage.

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

Après le calcul, on choisit des poteaux (25×35)

Acrotère.

Dimensionnement :

épaisseur = 20cm

largeur = 100cm

Hauteur = 60cm

L'acrotère est assimilé a une console encastrée dans le plancher terrasse. La section dangereuse est à l'encastrement, on distingue les efforts suivant
- poids propre $G = 0{,}2 \times 1 \times 0{,}6 \times 2500 = 300$ Kg/ml
- surcharge $S = 100$ Kg/ml (main courante)

On fera le calcul pour un mètre linéaire d'acrotère. on considère une section rectangulaire (100×12) soumise à la flexion composée.

- Effort normal $N = G = 300$ Kg/ml

Moment fléchissant $M = 1{,}2 \times 100 \times 0{,}6 = 72$ Kg.m /ml

Le calcul se fera en flexion composée, pour cela on utilisera la methode de Pierre Charron.

$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{300} = 0{,}24\,m \longrightarrow e_0 = 0{,}24\,m = 24\,cm$

Calcul de $h_t/6$. on a $\frac{h_t}{6} = \frac{20}{6} = 3{,}33$ cm

On remarque bien que ;

$e_0 > \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée

- Moment par rapport au aciers tendues:

$M_A = N \cdot y_A$; y_A : distance entre les aciers tendus et le centre de pression

$y_A = e_0 + (\frac{h_t}{2} - d) = 24 + (\frac{20}{2} - 2) = 32\,cm$

$\rightarrow M_A = 300 \times 0{,}32 = 96$ Kg.m /ml

- Moment resistant du béton M_{rb} : $M_{rb} = b \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot y \, (h - \frac{y}{3})$

avec $y = \frac{n\bar{\sigma}'_b}{n\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} \cdot h$ $n = 15$

$\bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm²

$\bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm²

$h = 20 - 2 = 18$ cm

$\longrightarrow y = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} \cdot 18 = 7{,}62$ cm

$M_{rb} = 100 \times \frac{137}{2} \times 7{,}62 \, (18 - \frac{7{,}62}{2}) = 8069{,}65$ Kgm/ml $>>> M_A = 96$ Kgm/ml $\rightarrow$ Abo

donc les aciers comprimés ne sont pas nécéssaire

- Détermination des aciers tendus.
On calcule la section en flexion simple sous l'effet du moment MA (par rapport aux aciers tendus) puis on déduit la section en flexion composée

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \frac{15 \times 9600}{2800 \times 100 \times 18^2} = 0,001058 \rightarrow K = 320 \,, \; \varepsilon = 0,9851$$

$$A_1 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \frac{9600}{2800 \times 0,9851 \times 18} = 0,193 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- En flexion composée $A'_2 = A' = 0$;

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,193 - \frac{300}{2800} = 0,085 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- Vérification avec la condition de non fragilité (CCBA Art 52)

$$A \geq 0,69\, b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,744 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc il faut que A soit $\geq 1,744$ cm²/ml.
On adoptera 7 T6 /ml (A = 1,98 cm²/ml)
- Vérification à la contrainte du béton :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{320} = 8,65 \lll \bar{\sigma}'_b \rightarrow \text{Vérifiée}$$

- Vérification à la fissuration

$$\hat{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2\, d.b} = \frac{1,98}{2 \times 2 \times 100} = 0,00495$$

$K_f = 10^6$
$\eta = 1,6$
$\phi = 6$

fissuration préjudiciable.
acier H.A.

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\hat{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f} = \frac{10^6 \times 1,6}{6} \; \frac{0,00495}{1 + 0,0495} = 1257,74 \text{ bars}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi}\, \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \times 10^6}{6} \, 5,8} = 2984,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984,8 \text{ bars} = 3044,49 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

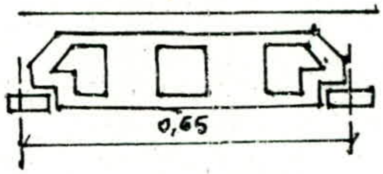
$\sigma_a = 2800$ kg/cm² → Vérifiée
Vérification de l'effort tranchant : $A\,\bar{\sigma}_a \geq T - \dfrac{M}{z} =$

Poutrelles

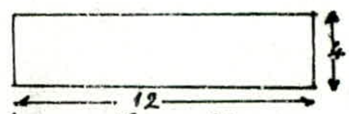
Introduction :

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 $G + 1,2P$
La surface revenant à la poutrelle est 0,65 l. La charge par ml sera donc
$q = (G + 1,2P) \times 0,65$

Schéma de calcul.



Le calcul des poutrelles se fait en 2 étapes :
1re étape :
Avant 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 :

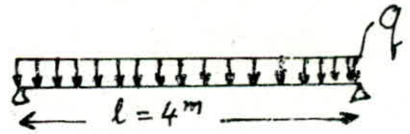
poids propre de la poutrelle :	$0,12 \times 0,04 \times 2500$	$= 12$ Kg/ml
Corps creux :	$0,65 \times 125$	$= 81$ Kg/ml
Surcharge pondérée :	$1,2 \times 100$	$= 120$ Kg/ml
	q	$= 213$ Kg/ml

Moment max en travée :

$$M = q\frac{l^2}{8} = 213 \times \frac{3,60^2}{8} = 345 \text{ Kg.m}$$

Effort tranchant max :

$$T_{max} = q\frac{l}{2} = 383,4 \text{ Kg}$$



Détermination des armatures. (Methode : Pierre Charon)

On considère un enrobage de $d = 2$ cm.

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \times 345 \times 10^2}{2800 \times 12 \times 3,6^2} = 1,1884 \longrightarrow K = 3,7$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{3,7} = 756,76 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b$$

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 en coulage de la table de compression.

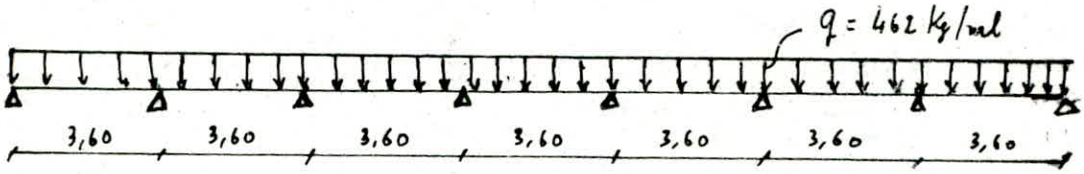
<u>2ème étape :</u>

Calcul de la poutrelle en T.

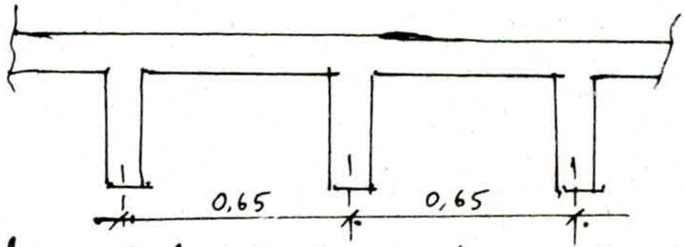
Les poutrelles supportant p.p. = G = 590 Kg/m²

surcharge P = 100 Kg/m²

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



<u>Coupe transversale :</u>



<u>Détermination de la largeur de la table de compression</u> <u>CCBA 68 Art 23.3</u>

$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2}$ l : distance entre faces les plus proches des nervures voisines

65 - 12 = 53 cm

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

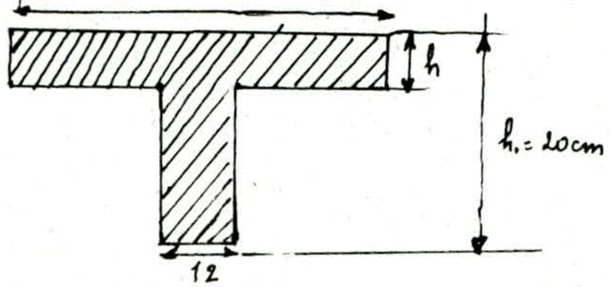
$b_1 \leq \frac{L}{10}$ L : portée libre de la poutrelle

$b_1 \leq (6 \div 8)\, h_0 =$ h_0 : hauteur de la table de compression

$\leq b_1 \leq$

Soit $b_1 = \frac{b - b}{2} \Rightarrow$ b_0 : largeur de la nervure d'où $b =$

D'où on adopte de la table de compression $b =$



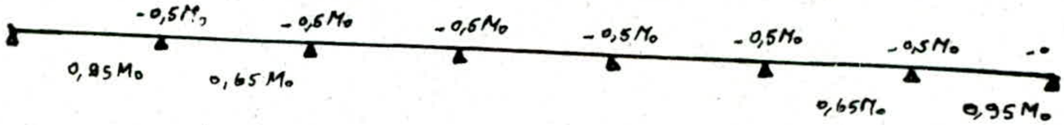
Calcul des efforts agissant sur la poutrelle :

On calcule les moments agissant au different appuis à l'aide de la methode forfaitaire

$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{462 \times \overline{3,6}^2}{8} = 748,45 \text{ Kg.m}$$

$$T_0 = q\frac{l}{2} = 462 \times \frac{3,6}{2} = 831,6 \text{ Kg.m.}$$

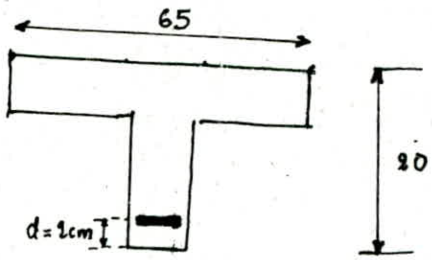
D'après la methode forfaitaire, les moments en travée et aux appuis sont comme suit,



le moment max en travée $M_{max} = 0,95\ M_0 = 0,95 \times 748,45 = 711$ Kg.m

le moment max sur appui $M_{max} = 0,5\ M_0 = 0,5 \times 748,45 = 374,28$ Kg.m

Calcul des armatures longitudinales



a) en travée :

$M = 711$ Kgm

$\sigma'_b = 137,6$ Kg/cm²

$\bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm²

$h = 18$ cm

$b = 65$ cm

$h_0 = 4$ cm

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 711 \times 10^2}{2800 \times 65 \times \overline{18}^2} = 0,0180 \rightarrow$$

$k = 69,5$

$\alpha = 0,1775$

$\varepsilon = 0,9408$

$y = \alpha h = 0,1775 \times 18 = 3,195 < 4$ cm $\rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table de compression

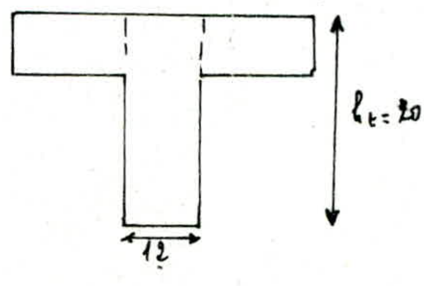
Le calcul se fait comme dans le cas d'une section rectangulaire ; 65×20

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{69,5} = 40,28 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow$ les aciers comprimés sont inutiles ($A' = 0$)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{711 \times 10^2}{2800 \times 0,9408 \times 18} \simeq 1,56 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit} \quad 2\,T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

b) Aux appuis :

Le moment est negatif. La table sera tendue donc le calcul se fera par une section rectangulaire 12×20. on a $M = 374,23$ Kg.m.



$$\mu = \frac{374{,}23 \times 10^2 \times 15}{2800 \times 12 \times 18^2} = 0{,}05156 \longrightarrow K = 37{,}6$$

$$\varepsilon = 0{,}9049$$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{37{,}6} = 74{,}46 < \sigma_b' = 137 \ Kg/m^2 \rightarrow$ les aciers comprimés sont inutiles $A' = 0$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{374{,}23 \times 10^2}{2800 \times 0{,}9049 \times 18} = 0{,}82 \ cm^2$$ on prend $2T_8 = 1{,}00 \ cm^2$

Verification des contraintes :

a) Condition de non fragilité :

en travée :

$$A \geq 0{,}69 \ bh \ \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \times 65 \times 18 \times \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}134 \ cm^2$$ Verifiée

aux appuis :

$$A \geq 0{,}69 \times 12 \times 18 \times \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}21 \ cm^2$$ Verifié.

b) Verification des contraintes :

en travée : $A = 1{,}57 \ cm^2$

$M = 711 \ Kg \cdot m$

$b = 65 \ cm$

$h_t = 20 \ cm$

$h = 18 \ cm$

$$\bar{\omega} = 100 \ \frac{A}{bh} = 0{,}1341 \longrightarrow \begin{cases} K = 67{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}9394 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = \frac{711 \cdot 10^2}{1{,}57 \times 0{,}9394 \times 18} = 2678 \ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \ Kg/cm^2 \rightarrow \text{Verifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2678}{67{,}5} = 39{,}67 < 137 \longrightarrow \text{Verifié}$$

Aux appuis : $A = 1{,}00 \ cm^2$ $b = 12 \ cm$

$M = 374{,}23 \ Kg\,m$ $h = 18 \ cm$

$$\bar{\omega} = 100 \ \frac{A}{bh} = \frac{100 \times 1}{12 \times 18} = 0{,}4629 \longrightarrow \begin{cases} K = 33{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}8969 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = \frac{374{,}23 \times 10^2}{1 \cdot 0{,}8969 \times 18} = 2318{,}046 < 2800 \rightarrow \text{Verifié}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2318{,}046}{33{,}5} = 69{,}19 < 137 \rightarrow \text{Verifié}$$

Verification à la flèche : (CCBA Art 58,4)

1) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}$ $\rightarrow$ $\frac{h_t}{l} = \frac{20\times10^{-2}}{3,60} = 0,055$

$\frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0} = \frac{374,23}{748,45} = 0,033$

$\rightarrow \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15}\frac{M_t}{M_0}$

$0,055 > 0,033$ Verifiée

2) $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$ $\longrightarrow$ $0,055 > 0,044$ $\longrightarrow$ Verifié

3) $\frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{\sigma_{en}}$ $\quad \frac{A}{b_0 h} =$

Ces 3 conditions sont verifiées donc la Verification de la flèche n'est pas necessaire

Verification à la fissuration :

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{12\times4} = 0,0327$

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

On prendra $\bar{\sigma}_{af} = \min \left\{ \begin{array}{l} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5914,09 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \end{array} \right.$

avec $\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi}\,\frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$

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

$\eta = 1,6$

$K = 1,5\times10^6$ fissuration peu nuisible

$\phi = 10$ mm

$\bar{\sigma}_b = 5,9$ kg/cm² $\rightarrow$ $\sigma_2 =$

$\sigma_1 =$

donc pas de risque de fissuration.

Verification de l'adherence : On doit verifier $\tau_d < \bar{\tau}_d$

$\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d\,\bar{\sigma}_b = 2\times1,5\times5,9 = 17,7$ avec $\psi_d = 1,5$ H.A coeff de scellement

$\tau_d = \frac{T}{P z}$ $\quad T = 1,1\,T_0 = 1,1\times831,6 = 914,76$ kg

$\tau_d = \frac{1,1\times831,6}{2\pi\times1,0\times\frac{7}{8}\times18} = 9,24$ $\rightarrow$ $\tau_d < \bar{\tau}_d$ $\rightarrow$ Verifié

pas de risque d'entraînement.

Armature transversale :

Les armatures transversales seront calculées sous l'effet de l'effort tranchant max.

$T_{max} = 914,76$ Kg.

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

$\tau_b \leq 3,5\ \bar{\sigma}_b$ si $\sigma_b' \leq \bar{\sigma}_{b_0}'$

$\tau_b = \left(4,5 - \dfrac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b$ si $\bar{\sigma}_{b_0}' < \sigma_b' < 2\,\bar{\sigma}_{b_0}'$

τ_b : étant la contrainte de cisaillement max.

$$\tau_b = \frac{T_0}{b_0 Z} = \frac{914,76}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 4,84 \text{ Kg/cm}^2$$

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

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

On a : $\sigma_b' = 123$ Kg/cm², $\bar{\sigma}_{b_0}' = 68,8 \longrightarrow 2\sigma_{b_0}' = 137,6$ Kg/cm²

$\sigma_b' \leq 2\sigma_{b_0}'$

$\tau_b < 16$ Kg/cm² $\longrightarrow$ on utilisera des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.

Ces armatures seront constituées par des cadres ϕ_6 ; 1 cadre $\phi_6 \longrightarrow 0,56$ cm²

- Contrainte de traction admissible des armatures :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en}$ avec $\sigma_{en} = 2400$ Kg/cm² $\rho_{at} = \frac{2}{3}$ pas de risque de bétonnage

$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600$ Kg/cm²

- Ecartement admissible

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2\,h = 0,2 \times 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - \dfrac{0,3\,\tau_b}{\bar{\tau}_b}\right) h = 12,4 \text{ cm} \end{cases} \qquad t = 12,4 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 \times 7/8 \times 18 \times 1600}{914,76} = 15,42$$

Soit $t = 16$ cm.

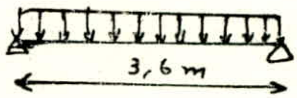
Ferraillage de la table de compression :

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 perpendiculaires aux nervures ; 33 cm (3.p.m) pour les armatures parallèles aux nervures
On adoptera un treillis soudé de (20×20) en $\phi 6$
(Soit $5\phi 6/ml = 1,41\ cm^2$)

Plancher courant au rez de chaussée :

$G = 442\ kg/m^2$
$P = 400\ kg/m^2$
$q = (G + 1,2P) \times 0,65 \Rightarrow q = 600\ kg/cm^2$
poutrelle appuyée sur 2 appuis :

Moment max : $M_0 = q\dfrac{l^2}{8} = \dfrac{600 \times \overline{3,6}^2}{8} = 972\ kg.m$



$T_0 = q\dfrac{l}{2} = 600 \times \dfrac{3,6}{2} = 1080\ kg$

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

- Calcul des armatures longitudinales.

$M_{max} = 972\ kgm$

$\mu = \dfrac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \dfrac{15 \times 972 \times 10^2}{2800 \times 65 \times 18^2} = 0,0247 \longrightarrow$ $K = 58,0$, $\varepsilon = 0,9316$, $\alpha = 0,2055$

$y = \alpha h = 0,2055 \times 18 = 3,7\ cm \rightarrow$ donc la section en T sera calculée comme section rectangulaire. $b \times h_t = 65 \times 20$

$\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k} = \dfrac{2800}{58} = 48,27 < \bar{\sigma}'_b = 137$. On n'a pas besoin d'armatures comprimées

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon h} = \dfrac{972 \times 10^2}{2800 \times 0,9315 \times 18} = 2,070\ cm^2$

On adopte $2T_{12} + 1T_{10} = 3,045\ cm^2$

Vérification :

$\sigma_a = \dfrac{M}{A\varepsilon h} = \dfrac{972 \times 10^2}{3,045 \times 0,9315 \times 18} = 1903,81 < \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

$\sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{k} = \dfrac{1903,81}{58} = 32,82 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2$ Vérifié

Calcul des armatures transversales.

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 . z} = \frac{1080}{12 \times \frac{7}{8} \times 18} = 5,71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b$$

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

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ On utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne.
On prendra des cadres $\phi 6$. 1 cadre $\phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \sigma_{en} = \frac{2}{3} \times 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

- Ecartement admissible.

$$t = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \dfrac{\tau_b}{\sigma_b}\right) h = 12,78 \text{ cm} \end{cases}$$

Ecartement.

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times \frac{7}{8} \times 18 \times 1600}{1080} = 13,06 \text{ cm}.$$

Soit $t = 14$ cm.

Calcul des rigidités

Le calcul des rigidités sera fait selon la methode de Monsieur Mutto.
Les etapes à suivre sont :

- a) Rigidités lineaires des poteaux.
  $K_{pot} = \frac{I}{h}$ I : inertie des poteau dans le sens considéré
  h : hauteur d'etage
- b) Rigidité lineaire des poutres :
  $K_{pout} = \frac{I}{l}$ I : inertie des poutres
  l : portée de la poutre considerée
- c) Coefficient de correction a_j : (voir conception et calcul des structures soumises au seisme)
- d) Rigidite relative de niveau R_j

$$R_j = \frac{12E \sum a_j \, K_{pot}}{h^2}$$

R_{jx} = rigidité relative de niveau des portiques des portiques longitudinaux.
R_{jy} : rigidité relative de niveau des portiques transversaux

portique	niveau	R_{jx}
1-1 11-11	2	44162,9
	1	25793,6
2-2 10-10	2	40761,5
	1	23739,4
3-3 9-9	2	47740,4
	1	32491,2
4-4 7-7	2	32336,7
	1	22638,6

portique	Niveau	R_{jy}
H-H	2	29427,2
	1	22124,1
I-I	2	36049,9
	1	27770,4
J-J K-K	2	25814,3
	1	20821,3
L-L	2	30084,8
	1	9702,59
M-M	2	25948
	1	14058,8
N-N	2	0
	1	10740,3

Calcul de centre de masse et de torsion

Calcul de centre de masse

$$x_G = \frac{\sum x_i S_i}{\sum S_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum y_i S_i}{\sum S_i}$$

Niveau	1	2
x_G	8,347	9,75
y_G	12,6	12,6

Calcul de centre de Torsion.

Les coordonnées de centre de torsion sont données par la formule du barycentre.

$$x_{cj} = \frac{\sum R_{Jy}^t x_j^t}{\sum R_{Jy}^t}$$

$$y_{cj} = \frac{\sum R_{Jx}^l y_j^l}{\sum R_{Jx}^l}$$

t : sens transversal

l : sens longitudinal

x_j^t = position d'un portique / oy

y_j^l : position d'un portique / ox.

Niveau	1	2
x_c	9,35	9,35
y_c	12,74	12,85

Calcul de la rigidité à la torsion :

$$R_{J\theta} = \sum R_{Jy} (x_J)^2 + \sum R_{Jx} (y_j)^2$$

x_j, y_j sont les coordonnées des portiques / au nouveau repère ($C.x,y$)

Niveau	1	2
$R_{J\theta}$	$6{,}09057 \times 10^{11}$	$9{,}3825 \times 10^{11}$

Etude sismique

Tous batiment sera conçu et construit pour resister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanement dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformement à la formule

$$V = A.B.D.Q.W.$$

V : force laterale totale

A : coefficient d'accélération de la zone donnée, qui depend de la nature de la structure et la zone sismique. $A = 0,15$ groupe d'usage 2, zone II.

B : facteur de comportement de la structure ; depend de son type et de la nature de ses contrevents : $B = \frac{1}{4}$ categorie 3

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

$T =$ $D = 2$ fig : 4

Q : facteur de qualité : il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de ses symetries en plan de regularité en (fonction) et de la qualité du contrôle pendant l'execution.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{5} P_q$$

P_q : la penalité qui depend de l'observation ou du critère de qualité q.

$$Q = 1,3$$

W : poids propre de la structure

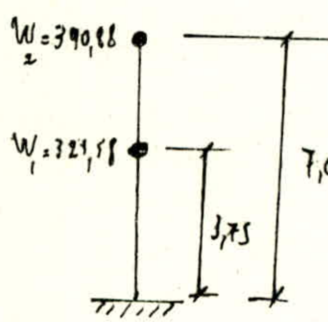
W terrasse $G_t + \frac{1}{5} P_t = 383,32 + 7,556 = 390,88\,t$

W étage $G_E + \frac{1}{5} P_E = 305,86 + 15,72 = 321,58\,t$

$W_t = 712,46\,t$

D'ou $V = V_L = V_T = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 1,3 \times 712,46 = 69,46\,t$

NIV	W_K (t)	h_k (m)	$W_k h_k$	F_k (t)
2	390,88	7,05	2755,7	48,31
1	321,58	3,75	1205,92	21,14



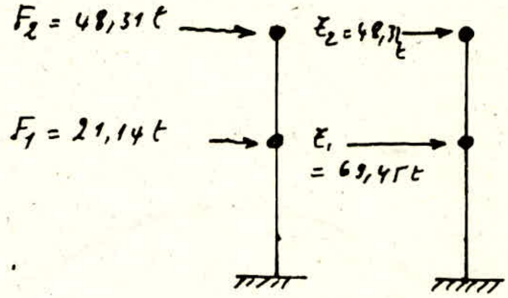
Effort tranchant d'étage j :

Le effort tranchant d'étage j et la somme des forces agissantes au dessus du niveau j.

$$T_j = \sum_{i=j}^{n} F_i \; .$$

Niveau 2 $\quad T_2 = 48{,}31\,t$

Niveau 1 $\quad T_1 = 48{,}31 + 21{,}14 = 69{,}45\,t$



Calcul des efforts sous les charges horizontales

Pour la determination des efforts dans les differents éléments (poteau - poutre) sous les sollicitations dues aux charges horizontales, on utilise la methode de Monsieur Mutto.

Etapes à suivre:

1- repartir les effort tranchants de niveau pour les differents portiques par:

- portiques longitudinaux : $T_{jx} = \tau_{jx} \dfrac{R_j^l}{\sum R_j^l} + \tau_{jx} \cdot y_G \dfrac{R_j^l \cdot y}{R_j^\theta}$

- portiques transversaux : $T_{jy} = \tau_{jy} \dfrac{R_j^t}{\sum R_j^t} + \tau_{jy} \cdot x_G \cdot \dfrac{R_j^t \cdot x}{R_j^\theta}$

avec :

R_j^l = rigidité de niveau d'un portique longitudinal

R_j^t = rigidité de niveau d'un portique transversal

R_j^θ : rigidité de niveau à la torsion

τ_{jx} = effort tranchant de niveau dans le sens longitudinal

τ_{jy} : effort tranchant de niveau dans le sens transversal

x_G : distance de centre de masse au centre de torsion excentricité - accidentelle

y_G : excentricité accidentelle $= x_G$

x : distance d'un portique transversale au centre de torsion

y : distance d'un portique longitudinal au centre de torsion

2- Calculer l'effort tranchant revenant à chaque poteau dans chaque sens

$$T_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} \; K_j^{(i)}}{D_j} T_j$$

$t_j^{(i)}$ = effort tranchant revenant au poteau i du niveau j

$a_j^{(i)}$ = coefficient de correction donné selon Mutto.

$K_j^{(i)}$ = raideur du poteau i du niveau J

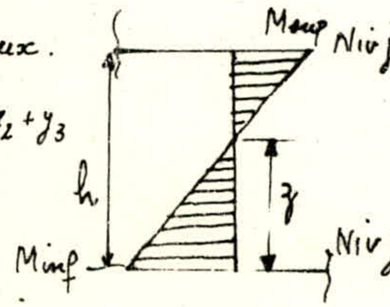
$T_j^{(i)}$: effort tranchant revenant au portique considéré du niveau j

$D_j = \sum a_i^{(i)} K_j^{(i)}$

3- Calculer les moments flechissants dans les poteaux.

$M_{sup} = t_j^{(i)} (h - z)$ avec $z = y \cdot h$ et $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

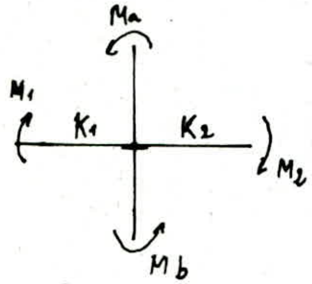
$M_{inf} = t_j^{(i)} \cdot z$



les coefficients y_0, y_1, y_2, y_3 sont donnés dans le livre (conception et calcul des structures soumises au seisme)

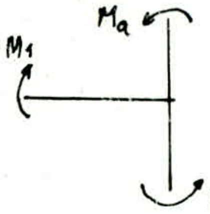
4. Calcul des moments fléchissants dans les poutres :

- Dans un noeud, le moment resultant des poteaux aboutissant à ce noeud est reparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires



$$M_1 = \frac{K_1}{K_1 + K_2}(M_a + M_b)$$

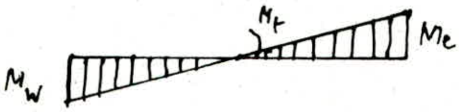
$$M_2 = \frac{K_2}{K_1 + K_2}(M_a + M_b)$$



$$M_1 = M_a + M_b$$

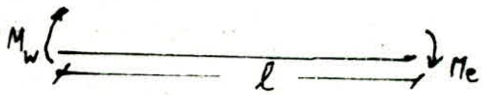
5. Calcul des moments en travée dans les poutres.

Sous l'action d'une force laterale le diagramme du moment fléchissant dans une poutre est linéaire.



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

6. Efforts tranchants dans les poutres :



$T.l + M_w + M_e = 0$; $T = -\frac{M_w + M_e}{l}$

T : étant constant le long de la poutre, ayant dessiné Mw et Me dans le sens où ils s'exercent reellement donc : $T = -\frac{|M_w| + |M_e|}{l}$

T est constant negativement pour le seisme s'exerçant dans ce sens ($\longrightarrow$)

7. Calcul des effort normaux dans les poteaux.

Les effort tranchant s'exerçant sur les noeuds des poutres se transmettent comme des efforts normaux dans les poteaux. $N = T_e - T_w$

- Cet effort est reversible selon que le seisme agit dans un sens ou dans l'autre.

Répartition des efforts tranchants dans les portique longitudinaux

$$T_{jx} = \tau_{jx} \frac{R_j^l}{\Sigma R_j^l} + \tau_{jx}\, y_g \frac{R_j^l}{R_j^\theta}\, y_j^l$$

NIV	τ_{jx}	ΣR_j^l	R_j^θ	portique	R_j^l	y_j cm	$\frac{\tau_{jx} . R_j^l}{\Sigma R_j^l}$	$\tau_{jx} \frac{y_G R_j^l}{R_j^\theta} y_j^l$	T_{jx} t
2	48,31	323522	$9,3825 . 10^{11}$	11 - 11	44162,9	-1285	6,594	-0,073	6,521
				10 - 10	40761,5	-925	6,086	-0,048	6,038
				9 - 9	47740,4	-565	7,128	-0,0347	7,094
				7 - 7	32336,7	-205	4,828	-0,0085	4,82
				4 - 4	32336,7	155	4,828	0,0064	4,834
				3 - 3	47740,4	515	7,128	0,031	7,159
				2 - 2	40761,5	875	6,086	0,046	6,132
				1 - 1	44162,9	1235	6,594	0,07	6,664
1	69,45	210952	$6,09057 . 10^{11}$	11 - 11	25793,6	-1285	8,491	-0,053	8,438
				10 - 10	23739,4	-925	7,815	-0,035	7,78
				9 - 9	32491,2	-565	10,696	-0,029	10,667
				7 - 7	22638,6	-205	7,453	-0,007	7,446
				4 - 4	22638,6	155	7,453	0,005	7,458
				3 - 3	32491,2	515	10,696	0,026	10,722
				2 - 2	23739,4	875	7,815	0,033	7,848
				1 - 1	25793,6	1235	8,491	0,05	8,541

- Effort tranchant dans les poteaux - portique longitudinal (3-3)

			Pot	1	2	3	4	5	6	7
Niv	$T_{jx} \downarrow$	$\sum a_p K_p \downarrow$	$a_j K_p$	202,735	196,067	196,067	188,44	177,836	211,932	0
2	7,159	1170,08	t_j	1,24	1,199	1,199	1,1529	1,0697	1,296	0
	$T_{jx} \downarrow$			197,509	180,207	180,407	167,566	49,096	207,441	207,441
1	10,722	1189,86	t_j	1,779	1,625	1,6259	1,5099	0,442	1,869	1,869

Moment flechissant dans les poteaux Longitudinaux (3-3)

NIV	Poteau	T_j	y	$z = yh$	M_{inf}	$h-z$	M_{sup}
2	1	1,24	0,5	1,65	2,046	1,65	2,046
	2	1,199	0,5	1,65	1,978	1,65	1,978
	3	1,199	0,5	1,65	1,978	1,65	1,978
	4	1,152	0,5	1,65	1,9	1,65	1,900
	5	1,069	0,5	1,65	1,763	1,65	1,763
	6	1,296	0,5	1,65	2,138	1,65	2,138
	7	0	/	/	/	/	/
1	1	1,779	0,5	1,875	3,335	1,875	3,335
	2	1,625	0,5	1,875	3,046	1,875	3,046
	3	1,625	0,5	1,875	3,046	1,875	3,046
	4	1,509	0,5	1,875	2,829	1,875	2,829
	6	1,869	0,5	1,875	3,504	1,875	3,504
	7	1,869	0,5	1,875	3,504	1,875	3,504

Moments flechissants aux noeuds des poutres.

On doit d'abord numeroter les differents noeuds des poutres constituant le portique. Dans un noeud le moment resultant des poteaux aboutissant à ce noeud est reparti proportionnellement à leurs rigidités linéaires

Moments fléchissants aux nœuds des poutres (sens. LONG.)

NIV	nœud	Ma (tm)	Mb (tm)	M_1 (tm)	M_2 (tm)
2	1	0	2,046	0	2,046
	2	0	1,978	0,989	0,989
	3	0	1,978	0,989	0,989
	4	0	1,9	0,950	0,95
	5	0	1,763	0,8815	0,8815
	6	0	2,138	2,138	0
1	7	2,046	3,335	0	5,381
	8	1,978	3,046	2,512	2,512
	9	1,978	3,046	2,512	2,512
	10	1,9	2,829	4,729	0
	11	2,138	3,504	0	5,642
	12	0	3,504	3,504	0

Niv	Poutre	Me	Mw	Mt	T	
2	1-2	0,989	2,046	-0,5285	-0,8549	
	2-3	0,989	0,989	0	-0,557	
	3-4	0,95	0,989	-0,0195	-0,546	
	4-5	0,8815	0,95	-0,0685	-0,5159	
	5-6	2,138	0,8815	0,6282	-0,8505	
1	7-8	2,512	5,381	-1,4345	-2,2233	
	8-9	2,512	2,512	0	-1,4152	
	9-10	4,519	2,512	1,0035	1,9805	
	11-12	3,504	5,642	-1,069	-3,8108	

Niv	poteau	M sup	M inf	N	N cum
2	1	2,046	2,046	0,8549	0,8549
	2	1,978	1,978	0,2979	0,2979
	3	1,978	1,978	9011	0,011
	4	1,9	1,9	0,03	0,03
	5	1,763	1,763	0,334	0,334
	6	2,138	2,138	0,8505	0,8505
	7	0	0	0	0
1	1	3,335	3,335	2,2233	3,078
	2	3,046	3,046	0,808	3,1059
	3	3,046	3,046	0,565	0,565
	4	2,829	2,829	1,9805	2,0106
	5	0	0,442	0	0,334
	6	3,504	3,504	3,8108	4,661
	7	1,875	1,875	3,8108	3,8108

Portique transversale (I-I)

- poutres sous E

N	poutre	Me	Mw	Mt	T
2	1-2	0,8811	1,6	-0,3594	-0,7088
	2-3	1,336	0,8811	-0,244	-0,6334
	3-4	1,336	1,336	0	-0,7634
	4-5	1,336	1,336	0	-0,7634
	5-6	1,336	1,336	0	-0,7634
	6-7	0,8811	1,336	-0,2274	-0,6334
	7-8	1,6	0,8811	0,3594	-0,7088
1	9-10	2,1916	3,635	-0,7217	-1,6647
	10-11	3,1445	2,1916	0,4764	-1,5246
	11-12	3,1445	3,1445	0	-1,7968
	12-13	3,1445	3,1445	0	-1,7968
	13-14	3,1445	3,1445	0	-1,7968
	14-15	2,1916	3,1445	-0,4764	-1,5246
	15-16	3,635	2,1916	0,7217	-1,6647

- poteaux sous E

Niv	poteau	M sup	M inf	N	N cu
2	1	1,6	1,309	0,7088	0,7088
	2	1,7622	1,7266	0,075	0,075
	3	2,672	2,367	0,13	0,13
	4	2,672	2,367	0	0
	5	2,672	2,367	0	0
	6	2,672	2,367	0,13	0,1
	7	1,7622	1,7622	0,075	0,075
	8	1,6	1,309	0,708	0,708
1	1	2,326	2,841	1,6647	2,3735
	2	2,621	3,202	0,14	0,215
	3	3,922	4,792	0,272	0,402
	4	3,922	4,792	0	0
	5	3,922	4,792	0	0
	6	3,922	4,792	0,272	0,402
	7	2,621	3,262	0,24	0,215
	8	2,326	2,841	1,6647	2,3735

Calcul des efforts sous charges verticales

Methode de Caquot.

La methode de Caquot consiste à determiner les efforts dans les portiques sous charges verticales, elle concerne essentiellement les poutres solidaires des poteaux qui les supportent.

Principe de la methode:

l_e, l_w : sont respectivement les travées libres à droite et à gauche du noeud.

h_n, h_s : sont respectivement les travées fictives droite et gauche, égales à $0{,}8\,l_e$ et $0{,}8\,l_w$

h_n, h_s : sont respectivement les hauteurs des poteaux superieur et inferieur.

q_w, q_e : charges uniformement reparties par unité de longueur respectivement sur la travée gauche et droite.

$$M'_w = q_w \frac{l'^2_w}{8{,}5} \; ; \; M'_e = q_e \frac{l'^2_e}{8{,}5} \; ; \; K_w = \frac{I_w}{l'_w} \; ; \; K_e = \frac{I_e}{l'_e} \; ; \; K_n = \frac{I_n}{h'_n} \; ; \; K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

$D = K_e + K_w + K_n + K_s$. Finalement les moments dans les sections dangereuses (nu d'appui) sont donnés par :

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

$M_n = \frac{K_n}{D}\left(M'_e - M'_w\right)$; $M_s = \frac{K_s}{D}\left(M'_e - M'_w\right)$; avec M_e, M_w, M_s, M_n sont respectivement les moments au nu d'appui de la travée gauche et droite et au nu superieur et inferieur des poutres.

Etapes à suivre:

1. Calculer les caracteristiques géométriques de chaque portique
2. Determiner les charges revenants à chaque portique.
3. Calculer les moments aux appuis sous G (charges permanentes)
4. Calculer les moments aux appuis sous P (surcharges d'exploitation)
5. Calculer les efforts tranchants dans les poutres sous G et P
6. Calculer les efforts normaux dans les poteaux sous G et P
7. Calculer les moments en travée dans les poutres sous G et P

- Portiques long. et trans. sous G.

NIV	Noeud	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_n	M_s	sens
2	1	2,509	/	/	0,382	/	0,382	Longitudinal (3-3)
	2	2,509	2,509	2,509	2,509	/	/	
	3	1,503	2,509	2,04	1,971	/	-0,069	
	4	2,509	1,503	1,971	2,04	/	0,069	
	5	2,509	2,509	2,509	2,509	/	/	
	6	/	2,509	0,382	/	/	-0,382	
1	7	2	/	/	0,491	0,271	0,220	
	8	2	2	2	2	/	/	
	9	1,509	2	1,783	1,725	-0,032	-0,026	
	10	/	1,509	0,319	/	-0,176	-0,144	
	11	0,687	/	/	0,324	0,044	0,035	
	12	/	0,687	0,061	/	-0,044	-0,035	
2	1	0,618	/	/	0,135	/	0,135	Transversal (I-I)
	2	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	3	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	4	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	5	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	6	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	7	0,618	0,618	0,618	0,618	/	/	
	8	/	0,618	0,135	/	/	-0,135	
1	9	0,538	/	/	0,182	0,1	0,081	
	10	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	11	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	12	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	13	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	14	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	15	0,538	0,538	0,538	0,538	/	/	
	16	/	0,538	0,182	/	-0,1	-0,081	

- Portiques long. et trans. sous P

NIV	Noeud	M'_e	M'_w	M_w	M_e	M_n	M_s	Sens
2	1	0,341	/	/	0,052	/	0,052	LONGITUDINAL (3-3)
	2	0,341	0,341	0,341	0,341	/	/	
	3	0,170	0,341	0,261	0,249	/	-0,012	
	4	0,341	0,170	0,249	0,261	/	+0,012	
	5	0,341	0,341	0,341	0,341	/	/	
	6	/	0,341	0,052	/	/	-0,052	
1	7	1,366	/	/	0,335	0,185	0,15	
	8	1,366	1,366	1,366	1,366	/	/	
	9	0,683	1,366	1,065	0,984	-0,044	-0,036	
	10	/	0,683	0,144	/	-0,079	-0,064	
	11	0,078	/	/	0,036	0,005	0,004	
	12	/	0,078	0,007	/	/	-0,007	
2	1	0,055	/	/	0,12	/	0,012	TRANSVERSAL (I-I)
	2	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	3	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	4	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	5	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	6	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	7	0,055	0,055	0,055	0,055	/	/	
	8	/	0,055	0,012	/	/	-0,012	
1	9	0,22	/	/	0,074	0,041	0,033	
	10	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	11	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	12	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	13	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	14	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	15	0,22	0,22	0,22	0,22	/	/	
	16	/	0,22	0,074	/	-0,041	-0,033	

Effort tranchants dans les portiques long. et trans.

sous G								sous P						
NIV	Poutre	Me (tm)	M_w tm	$q\frac{l}{2}$	T_e t	T_w t	SENS	Niv	Poutre	Me tm	Mw tm	$q\frac{l}{2}$	T_e t	T_w t
2	1-2	0,382	2,509	4,694	5,293	-4,094	LONGITUDINAL	2	1-2	0,052	0,341	0,639	0,720	-0,557
	2-3	2,509	2,04	4,694	4,5619	-4,826			2-3	0,341	0,341	0,639	0,639	-0,639
	3-4	1,971	1,971	2,811	2,811	-2,811			3-4	0,249	0,17	0,3195	0,297	-0,341
	4-5	2,04	2,509	4,694	4,826	-4,588			4-5	0,261	0,341	0,639	0,661	-0,616
	5-6	2,509	0,388	4,694	4,094	-5,293			5-6	0,341	0,052	0,639	0,557	-0,72
1	7-8	0,491	2	3,756	4,181	-3,331		1	7-8	0,335	1,366	2,556	2,846	-2,265
	8-9	2	1,783	3,756	3,694	-3,817			8-9	1,366	1,065	2,556	2,471	-2,64
	9-10	1,725	0,719	2,824	2,428	-3,22			9-10	0,984	0,144	1,278	1,041	-2,514
	11-12	0,324	0,061	1,902	1,792	-2,011			11-12	0,036	0,007	0,216	0,2039	-0,228
2	1-2	0,135	0,618	1,226	1,37	-1,081	TRANSVERSAL	2	1-2	0,012	0,055	0,1088	0,1216	-0,096
	2-3	0,618	0,618	1,226	1,226	-1,226			2-3	0,055	0,055	0,1088	0,1088	-0,1088
	3-4	0,618	0,618	1,226	1,226	-1,226			3-4	0,055	0,055	0,1088	0,1088	-0,1088
	4-5	0,618	0,618	1,226	1,226	-1,226			4-5	0,055	0,055	0,1088	0,1088	-0,1088
	5-6	0,618	0,618	1,226	1,226	-1,226			5-6	0,055	0,055	0,1088	0,1088	-0,1088
	6-7	0,618	0,618	1,226	1,226	-1,226			6-7	0,055	0,055	0,1088	0,1088	-0,1088
	7-8	0,618	0,135	1,226	1,081	-1,37			7-8	0,055	0,012	0,1088	0,096	-0,1216
1	9-10	0,182	0,538	1,067	1,173	-0,96		1	9-10	0,074	0,22	0,4355	0,479	-0,392
	10-11	0,538	0,538	1,067	1,067	-1,067			10-11	0,22	0,22	0,4355	0,4355	-0,4355
	11-12	0,538	0,538	1,067	1,067	-1,067			11-12	0,22	0,22	0,4355	0,4355	-0,4355
	12-13	0,538	0,538	1,067	1,067	-1,067			12-13	0,22	0,22	0,4355	0,4355	-0,4355
	13-14	0,538	0,538	1,067	1,067	-1,067			13-14	0,22	0,22	0,4355	0,4355	-0,4355
	14-15	0,538	0,538	1,067	1,067	-1,067			14-15	0,22	0,22	0,4355	0,4355	-0,4355
	15-16	0,538	0,182	1,067					15-16	0,22	0,074	0,4355	0,392	-0,479

Efforts normaux dans les poteaux

		Sous G : Longitudinalement et transversalement				Sous P : Longitudinalement et transversalement				
Niv	Poteau	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$N(t)$	$N_{cu}(t)$	T_e	T_w	N	N_{cu}	Sens
2	H		/	5,293	5,293	0,72	/	0,72	0,72	LONGITUDINAL
	I	4,5618	-4,094	8,6558	8,6558	0,639	-0,557	1,196	1,196	
	J	2,811	-4,826	7,637	7,637	~~7,637~~	-0,639	0,936	0,936	
	K	4,826	-2,811	7,637	7,637	0,661	-0,341	1,002	1,002	
	L	4,094	-4,5618	8,6558	8,6558	0,557	-0,616	1,173	1,173	
	M	/	-5,293	5,293	5,293	/	-0,72	0,72	0,72	
1	H	4,181	/	4,181	9,474	2,846	/	2,846	3,966	
	I	3,694	-3,331	7,025	15,68	2,471	-2,265	4,736	5,932	
	J	2,428	-3,817	6,245	13,882	1,041	-2,64	3,681	4,617	
	K	/	-3,22	3,22	10,857	/	-1,514	1,514	2,516	
	M	1,792	/	1,792	7,085	0,2039	/	0,2039	0,9239	
	N	/	-2,011	2,011	2,011	/	-0,228	0,228	0,228	
2	11	1,37	/	1,37	1,37	0,1216	/	0,1266	0,1216	TRANSVERSAL
	10	1,226	-1,081	2,307	2,307	0,1088	-0,098	0,2048	0,2048	
	9	1,226	-1,226	2,452	2,452	0,1088	-0,1088	0,2176	0,2176	
	7	1,226	-1,226	2,452	2,452	0,1088	-0,1088	0,2176	0,2176	
	4	1,226	-1,226	2,452	2,452	0,1088	-0,1088	0,2176	0,2176	
	3	1,226	-1,226	2,452	2,452	0,1088	-0,1088	0,2176	0,2176	
	2	1,081	-1,226	2,307	2,307	0,096	-0,1088	0,2048	0,2048	
	1	/	-1,37	1,37	1,37	/	-0,1216	0,1216	0,1216	
1	11	1,173	/	1,173	2,543	0,479	/	0,479	0,6	
	10	1,067	-0,96	2,027	4,334	0,4355	0,392	0,8275	1,032	
	9	1,067	-1,067	2,134	4,586	0,4355	-0,4355	0,871	1,088	
	7	1,067	-1,067	2,134	4,586	0,4355	-0,4355	0,871	1,088	
	4	1,067	-1,067	2,134	4,586	0,4355	-0,4355	0,871	1,088	
	3	1,067	-1,067	2,134	4,586	0,4355	0,4355	0,871	1,088	
	2	0,96	-1,067	2,027	4,334	0,392	0,4355	0,8275	1,032	
	1	/	-1,173	1,173	2,543	/	-0,479	0,479	0,66	

Moment en travée dans les poutres (Art 12 CCBA 68)

Pour determiner les moments en travée dans les poutres, on trace la courbe des moments de la travée independante de portée l avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et surcharges.
Pour les moments positifs = celle qui joint les moments d'appui maximum en valeur absolue.
Ceci s'effectuera dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être independantes les unes des autres.

M_{t_1} = le moment en travée positif

M_{t_2} = le moment en travée negatif.

1er cas: moment positif.

Dans ce cas on considère les differentes cas de charges de la travée considereé $(G+1,2P)$; $(G+P)$; $(0,8G)$, on decharge les poutres à gauche et à droite de la poutre consideréé et on aura à calculer les differents cas suivant

$$M_{t_1} = M_0\,(G+1,2\,P) - M_{a_1}$$

$$M_{t_1} = M_0\,(G+P) - M_{a_2}$$

$$M_{t_1} = M_0\,(0,8G) - M_{a_3}$$

avec

$$\begin{cases} M_{a_1} = \dfrac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \\ M_{a_2} = \dfrac{M_e(G) + M_w(G)}{2} \\ M_{a_3} = \dfrac{M_e(0,8G) + M_w(0,8G)}{2} \end{cases}$$

2e cas: moment negatif.

Dans ce cas contrairement au cas précédent : on fixe le moment isostatique et on établira les differentes superpositions

$$M_{t_2} = M_0 - \frac{M_e(G+1,2P) + M_w(G+1,2P)}{2}$$

$$M_{t_2} = M_0 - \frac{M_e(G+P) + M_w(G+P)}{2}$$

tous les calculs sont donnés sous forme de tableau, soit pour le portique longitudinale (3-3) et pour le portique transversal (I-I)

NIV	travée	l(m)	$\frac{M_e+M_w}{2}$	M_0 (t.m)		M_{t_1} (t.m)			M_{t_2}		sens
			G	G	P	G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P	
2	1-2	3,60	1,445	4,2849	0,583	3,539	3,4229	2,2719	2,6036	2,6429	LONGITUDINAL
	2-3	3,60	2,274	4,2849	0,583	2,71		1,6087	1,600	1,669	
	3-4	3,60	1,971	2,566	0,291	0,944	0,886	0,476	0,343	0,385	
	4-5	3,60	2,274	4,2849	0,583	2,71	2,5929	1,6087	1,648	1,709	
	5-6	3,60	1,445	4,2849	0,583	3,539	3,4229	2,2719	2,6036	1,6429	
1	7-8	3,60	1,245	3,4279	2,3328	4,982	4,5157	1,746	1,1618	1,3319	
	8-9	3,60	1,891	3,4279	2,3328	4,336	3,8697	1,229	0,0778	0,3209	
	9-10	3,60	1,022	2,577	1,166	2,954	2,721	1,244	0,878	0,991	
	11-12	2,75	0,192	1,498	0,170	1,51	1,476	1,0448	1,2797	1,284	
2	1-2	3,90	0,376	1,3917	0,1235	1,1639	1,139	0,812	0,975	0,9817	TRANSVERSAL
	2-3	3,90	0,618	1,3917	0,1235	0,929	0,897	0,6189	0,7077	0,7187	
	3-4	3,90	0,618	1,3917	0,1235	0,9219	0,897	0,6189	0,7077	0,7187	
	4-5	3,90	0,618	1,3917	0,1235	0,9219	0,897	0,6189	0,7077	0,7187	
	5-6	3,90	0,618	1,3917	0,1235	0,9219	0,897	0,6189	0,7077	0,7187	
	6-7	3,90	0,618	1,3917	0,1235	0,9219	0,897	0,6189	0,7077	0,7187	
	7-8	3,90	0,376	1,3917	0,1235	1,1639	1,139	0,812	0,975	0,9817	
1	9-10	3,90	0,36	1,211	0,494	1,4438	1,345	0,6808	0,674	0,704	
	10-11	3,90	0,538	1,211	0,494	1,2658	1,167	0,538	0,409	0,453	
	11-12	3,90	0,538	1,211	0,494	1,2658	1,167	0,538	0,409	0,453	
	12-13	3,90	0,538	1,211	0,494	1,2658	1,167	0,538	0,409	0,453	
	13-14	3,90	0,538	1,211	0,494	1,2658	1,167	0,538	0,409	0,453	
	14-15	3,90	0,538	1,211	0,494	1,2658	1,167	0,538	0,409	0,453	
	15-16	3,90	0,36	1,211	0,494	1,4438	1,349	0,6808	0,674	0,704	

Superposition des sollicitations

Les combinaisons des charges sismiques et des charges verticales sont données çi-dessous. Les elements structuraux doivent etre dimensionnés pour les combinaisons sur la base des reglements de béton en vigueur (R.P.A.81)

- Pour les poutres :

$G + P \pm E$

$0{,}8G \pm E$

pour les poteaux.

$G + P \pm 1{,}2E$

$0{,}8G \pm E$

1. Moments en travées dans les poutres

- Sous $G + 1{,}2P \longrightarrow M_t = M_0(G+1{,}2P) - \dfrac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- Sous $G + P + E \longrightarrow M_t = M_0(G+P) - \dfrac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \pm M_t(E)$

- Sous $0{,}8G + E \longrightarrow M_t = M_0(0{,}8G) - \dfrac{M_w(0{,}8G) + M_e(0{,}8G)}{2} \pm M_t(E)$

2. Moments aux appuis dans les poutres

- Sous $G + 1{,}2P \longrightarrow M_a = M_a(G) + 1{,}2\,M_a(P)$

- Sous $G + P \pm E \longrightarrow M_a = M_a(G) + M_a(P) \pm 1{,}2\,M_a(E)$

- Sous $0{,}8G \pm E \longrightarrow M_a = 0{,}8\,M_a(G) \pm M_a(E)$

$M_a = M_E$ ou M_W

3. Efforts tranchants dans les poutres

- Sous $G + 1{,}2P \longrightarrow T = T(G) + 1{,}2\,T(P)$

- Sous $G + P \pm E \longrightarrow T = T(G) + T(P) \pm T(E)$

- Sous $0{,}8G \pm E \longrightarrow T = 0{,}8\,T(G) \pm T(E)$

Moments en travées dans les poutres.

NIV	Poutre	G+1,2P	G+P+E	G+P-E	0,8G+E	0,8G-E	sens
2	1-2	3,539	3,951	2,894	2,800	1,743	LONGITUDINAL
	2-3	2,71	2,5929	2,5929	1,6087	1,6087	
	3-4	0,944	0,905	0,866	0,495	0,456	
	4-5	2,71	2,661	2,524	1,677	1,54	
	5-6	3,539	4,051	2,794	2,9	1,643	
1	7-8	4,982	5,950	3,081	3,18	0,311	
	8-9	4,336	3,8697	3,8697	1,229	1,229	
	9-10	2,954	3,724	1,717	2,247	0,24	
	11-12	1,51	2,545	0,407	2,1138	- 0,024	
2	1-2	1,1639	1,198	0,779	1,171	0,457	TRANSVERSAL
	2-3	0,9219	1,124	0,669	0,846	0,391	
	3-4	0,9219	0,897	0,897	0,6189	0,6189	
	4-5	0,9219	0,897	0,897	0,6189	0,6189	
	5-6	0,9219	1,124	0,897	0,6189	0,6189	
	6-7	0,9219	1,498	0,669	0,846	0,391	
	7-8	1,1639	2,066	0,779	1,171	0,452	
1	9-10	1,4438	1,643	0,623	1,402	- 0,04	
	10-11	1,2658	1,167	0,69	1,014	0,061	
	11-12	1,2658	1,167	1,167	0,538	0,538	
	12-13	1,2658	1,167	1,167	0,538	0,538	
	13-14	1,2658	1,167	1,167	0,538	0,538	
	14-15	1,2658	1,643	0,690	1,014	- 0,04	
	15-16	1,4438	2,066	0,623	1,171	0,452	

Moments sur appuis

Niv	poutre	G + 1,2 P		G + P + E		G + P - E		0,8G + E		0,8G - E		sens
		Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	
2	1-2	2,918	0,444	4,896	1,423	0,804	-0,555	4,053	1,294	-0,038	-0,683	LONGITUDINAL
	2-3	2,449	2,918	3,37	3,839	1,392	1,861	2,831	2,996	0,643	1,018	
	3-4	2,175	2,2698	3,13	3,17	1,152	1,27	2,565	2,526	0,587	0,626	
	4-5	2,918	2,353	3,8	3,182	1,9	1,149	2,957	2,513	1,057	0,750	
	5-6	0,444	2,918	1,315	4,988	-0,448	0,712	1,187	4,145	-0,575	-0,13	
1	7-8	3,639	0,893	8,747	3,338	-2,015	-1,686	6,981	2,904	-3,781	-2,119	
	8-9	3,061	3,639	5,36	5,878	0,336	0,854	3,938	4,112	-1,085	[illegible]	
	9-10	0,1918	2,905	2,975	7,228	-2,049	-1,81	2,767	5,889	-2,256	-3,139	
	11-12	0,069	0,367	5,71	3,864	-5,574	-3,144	5,69	3,763	-5,593	-3,244	
2	1-2	0,684	0,149	2,273	1,028	-0,927	-0,734	2,094	0,989	-1,105	-0,773	TRANSVERSAL
	2-3	0,684	0,684	1,554	2,009	-0,2081	-0,663	1,375	1,83	-0,386	-0,861	
	3-4	0,684	0,684	2,009	2,009	-0,663	-0,663	1,83	1,83	-0,861	-0,861	
	4-5	0,684	0,684	2,009	2,009	-0,663	-0,663	1,83	1,83	-0,861	-0,861	
	5-6	0,684	0,684	2,009	2,009	-0,663	-0,663	1,83	1,83	-0,861	-0,861	
	6-7	0,684	0,684	2,009	1,554	-0,663	-0,208	1,83	1,375	-0,861	-0,386	
	7-8	0,149	0,684	1,038	2,273	-0,734	-0,927	0,989	2,094	-0,773	-1,105	
1	9-10	0,802	0,2708	4,393	2,447	-2,863	-1,935	4,065	2,337	-3,204	-2,046	
	10-11	0,802	0,802	2,954	3,902	-1,433	-2,386	2,622	3,5749	-1,761	-2,714	
	11-12	0,802	0,802	3,902	3,902	-2,386	-2,386	3,5749	3,5749	-2,714	-2,714	
	12-13	0,802	0,802	3,902	3,902	-2,386	-2,386	3,5749	3,5749	-2,714	-2,714	
	13-14	0,802	0,802	3,902	3,902	-2,386	-2,386	3,5749	3,5749	-2,714	-2,714	
	14-15	0,802	0,802	3,902	2,954	-2,386	-1,433	3,5749	2,622	-2,714	-1,761	
	15-16	0,2708	0,802	2,447	4,393	-1,935	-2,877	2,337	4,065	-2,046	-3,204	

Efforts tranchants dans les poutres

NIV	poutre	G + 1,2P Tw	G + 1,2P Te	G+P+E Tw	G+P+E Te	G + P - E Tw	G + P - E Te	0,8G + E Tw	0,8G + E Te	0,8G - E Tw	0,8G - E Te	sens
2	1-2	-4,762	6,157	-3,41	7,252	-5,89	4,81	1,567	5,43	-4,047	3,05	LONGITUDINAL
	2-3	-5,892	5,328	-4,266	6,400	-6,664	4	-2,66	4,847	-5,059	2,449	
	3-4	-3,22	3,167	-1,953	4,240	-4,35	1,956	-1,049	3,4	-3,447	1,096	
	4-5	-5,302	5,619	-3,98	6,99	-6,326	5,418	-2,496	4,93	-4,8	2,79	
	5-6	-6,16	4,762	-4,944	5,72	7,082	3,385	-3,165	4,57	-5,303	1,579	
1	7-8	-6,049	7,596	-3,817	8,652	7,375	5,158	-0,885	4,97	-4,443	1,72	
	8-9	-6,985	6,659	-4,832	7,785	-8,08	4,54	-1,428	4,58	-4,678	1,33	
	9-10	-5,036	3,677	-3,109	3,978	-6,36	2,96	-0,951	2,45	-4,201	1,43	
	11-12	-2,284	2,036	-0,37	3,865	-4,107	0,126	0,26	3,302	-3,477	-0,43	
2	1-2	-1,196	1,155	-0,295	3,36	-2,059	0,609	0,017	2,164	-1,746	0,018	TRANSVERSAL
	2-3	-1,356	1,356	-0,2668	2,826	-2,402	0,266	0,087	2,508	-2,048	-0,547	
	3-4	-1,356	1,356	0,1532	2,826	-2,826	-0,193	0,547	2,508	-2,508	-0,547	
	4-5	-1,356	1,356	0,1532	2,826	-2,826	-0,193	0,547	2,508	-2,508	-0,547	
	5-6	-1,356	1,356	0,1532	2,826	-2,826	-0,193	0,547	2,508	-2,508	-0,547	
	6-7	-1,356	1,356	0,1532	2,402	-2,826	-0,193	0,547	2,508	-2,508	-0,087	
	7-8	-1,155	1,196	-0,4236	2,056	-3,36	0,109	-0,028	1,748	-2,164	-0,0173	
1	9-10	-1,43	1,747	0,026	3,205	-2,73	0,274	0,61	2,491	-2,146	-0,614	
	10-11	-1,589	1,589	0,052	3,532	-3,055	-0,527	0,699	2,883	-2,406	-1,176	
	11-12	-1,589	1,589	0,052	3,532	-3,532	-0,527	1,176	2,883	-2,88	-1,176	
	12-13	-1,589	1,589	0,052	3,532	-3,532	-0,527	1,176	2,883	-2,88	-1,176	
	13-14	-1,589	1,589	0,052	3,532	-3,532	-0,527	1,176	2,883	-2,88	-1,176	
	14-15	-1,589	1,589	0,052	3,532	-3,532	-0,05	1,176	2,406	-2,88	-0,699	
	15-16	-1,747	1,43	-0,099	2,73	-3,205	-0,026	0,614	2,146	-2,491	-0,61	

Ferraillage des poutres

conformément à l'article A.15 du CCBA 68, les poutres seront calculées en flexion simple. il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans celles-ci. Elles seront ferraillées sous les sollicitations pondérées calculées précédemment.

- La section d'acier sera calculée sous la sollicitation du 1er genre (SP_1) et sous la plus défavorable du 2e genre (SP_2)
  - Sollicitation du 1er genre : $G + 1{,}2P$
  - Sollicitation du 2e genre : $(G + P \pm E)$; $(0{,}8G \mp E)$

Si le moment sous SP_1 augmenté de 50% et supérieur au moment sous SP_2. On calculera, et on vérifiera la section d'armature sous SP_1. Le calcul et les vérifications seront faits sous SP_2, dans le cas contraire.

- la méthode de calcul des armatures est celle de M.r Pierre Charron.

Etapes de calcul.

- On calcule $\mu = \dfrac{15M}{\overline{\sigma}_a\, b h}$
- On tire des tableaux (P. CHARON) les coefficients ε et k.
- On calcule $\sigma'_b = \dfrac{\overline{\sigma}_a}{k}$ si $\sigma'_b < \overline{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires
  si $\sigma'_b > \overline{\sigma}'_b$ On doit Calculer les armatures comprimées
- Au cas où $\sigma'_b < \overline{\sigma}'_b$ la section d'armature tendue et $A = \dfrac{M}{\overline{\sigma}_a\, \varepsilon h}$

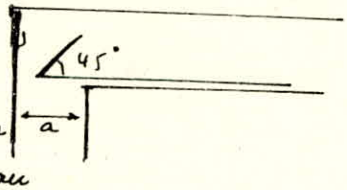
- Vérifications ;

1- Condition de non fragilité : il faut que la section d'armature tendues soit supérieure à une valeur limite $A \geq 0{,}69\,\dfrac{\sigma_b}{\sigma_{en}}\, b.h$

2. Condition de la flèche (Art. 61 CCBA 68). La flèche ne sera pas justifiée si les 3 conditions sont vérifiées
   * $A < \dfrac{43}{\sigma_{en}}\, b.h$
   * $\dfrac{h_t}{l} > \dfrac{1}{16}$
   * $\dfrac{h_t}{l} > \dfrac{M_t}{10 M_0}$

3. Justification d'about. la longueur d'appui nécessaire doit satisfaire l'inégalité suivante $C \geq C_0 = \dfrac{2T}{b\, \overline{\sigma}'_{b_0}}$

T = l'effort tranchant de l'appui de rive
C_0 : longueur de la bielle necessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau
C = Distance de l'appui au point ou commence l'ancrage C = a - (d + r) ; d = enrobage
r = rayon de courbure
a = longueur de poteau



Armatures inferieures : la section minimale des armatures de traction inferieures qui doivent être conduites jusqu'à cet appui et ancrées totalement au dela, on doit verifier que :

$$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$ (M avec son signe). Cette section est capable d'equilibrer un effort admissible égale à $T + \frac{M}{z}$

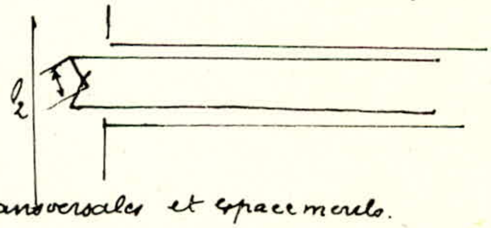
4 - Pourcentage des aciers longitudinaux.

5/ condition de non fissuration : On doit verifier que $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$ avec.

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

6/ Ancrage : l'ancrage des armatures longitudinales des poutres dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformement a la configuration,

- $l_1 \geq 20\phi$
- $l_2 \geq \max(30\phi, 50\phi)$



7/ Calcul des armatures transversales et espacements.

- la quantité d'armature transversale minimale est donnée par le RPA $\frac{A}{t} = 0{,}004\,b$

t : espacement des cadres
b : largeur de la poutre.

- La contrainte de cisaillement du beton est prise égale : $\tau_b = \frac{T}{bz}$ (art 25 CCBA 68)
- On doit verifier cependant

$$\begin{cases} \bar{\tau}_b \leq 3{,}5\,\bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{bo} \\ \bar{\tau}_b \leq \left(4{,}5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{bo}}\right)\bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{bo} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{bo} \end{cases}$$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$, on utilise des cadres droits

- La contrainte admissible des armatures transversales $\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \bar{\sigma}_{en}$ (avec reprise du betonnage)
- l'espacement $t \leq \bar{t}$ avec $\bar{t} \leq \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot z \cdot A_t}{T}$; $z = \frac{7}{8}h$

$$\bar{\sigma}_{at} = \max \begin{cases} \left(1 - \frac{\tau_b}{\bar{\bar{\tau}}_b}\right)\bar{\sigma}_{en} \\ \frac{2}{3}\bar{\sigma}_{en} \end{cases}$$ (sans reprise)

- l'ecartement admissible : $t \leq \min\left(12\phi\ ; \frac{h}{4}, 30\,cm\right)$ zone nodale et $\bar{t} \leq \frac{h}{2}$ zone courante.

- Portique longitudinal.

Niv	Poutre	Solli	Section	M	μ	ε	K	α	σ'_b	$A_{(cm^2)}$	A_{min}	A adopté	Φ
2	1-2	SP_2	App	4,896	0,0159	0,9442	74,5	0,1675	56,36	2,204	6,3	9,23	$6T_{14}$
		SP_1	trav	3,539	0,0172	0,9422	71,5	0,1734	39,16	2,395	6,3	"	"
	2-3	SP_2	App	3,839	0,0124	0,9502	85,5	0,1493	49,12	1,717	6,3	"	"
		SP_1	trav	2,71	0,0132	0,9487	82,5	0,1538	33,93	1,821	6,3	"	"
	3-4	SP_2	App	3,13	0,0101	0,955	96	0,1351	43,75	1,39	6,3	"	"
		SP_1	trav	0,944	0,0046	0,969	146	0,0931	19,17	0,621	6,3	"	"
	4-5	SP_2	App	3,582	0,0103	0,9545	95	0,1364	44,21	1,417	6,3	"	"
		SP_1	trav	2,71	0,0132	0,9487	82,5	0,1538	33,93	1,821	6,3	"	"
	5-6	SP_2	App	1,315	0,0042	0,9704	154	0,0887	27,27	0,576	6,3	"	"
		SP_1	trav	3,539	0,0172	0,9422	71,5	0,1734	39,16	2,395	6,3	"	"
1	7-8	SP_2	App	8,747	0,0284	0,927	53,5	0,219	78,5	4,011	6,3	"	"
		SP_1	trav	4,982	0,0243	0,932	58,5	0,2041	47,86	3,409	6,3	"	"
	8-9	SP_2	App	5,878	0,0191	0,9394	67,5	0,1818	62,22	2,66	6,3	"	"
		SP_1	trav	4,336	0,0211	0,9363	63,5	0,1911	44,094	2,95	6,3	"	"
	9-10	SP_2	App	2,975	0,0096	0,956	98,5	0,1321	42,63	1,323	6,3	"	"
		SP_1	trav	2,954	0,0144	0,9468	79	0,1596	35,44	1,989	6,3	"	"
	11-12	SP_2	App	5,71	0,0185	0,9401	68,5	0,1796	61,31	1,15	6,3	"	"
		SP_1	trav	2,545	0,0082	0,9593	108	0,1220	38,88	1,127	6,3	"	"

- Poutres transversales:

Etant donné que les poutres transversales ne sont pas porteuses des charges verticales et elles sont sollicitées principalement que par des forces laterales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symetriques, 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 appuis (RPA. - A 4.2.3.2)

Nv	Portée	Sollic	Section	M	μ	ε	K	α	σ'_b	A (cm^2)	A_{min}	A adoptée	ϕ
2	1-2	SP2	App	2,273	0,0178	0,9412	70	0,1765	60	1,597	4,2	6,78	6T12
		SP1	trav	1,1639	0,0137	0,9479	81	0,1563	34,56	1,218	"	"	"
	2-3	SP1	App	2,009	0,0158	0,9445	75	0,1666	56	1,406	"	"	"
		SP2	trav	0,9219	0,0108	0,9535	92,5	0,1395	30,27	0,959	"	"	"
	3-4	SP1	App	2,009	0,0158	0,9445	75	0,1666	56	1,406	"	"	"
		SP2	trav	0,9219	0,0108	0,9535	92,5	0,1395	30,27	0,959	"	"	"
	4-5	SP1	App	2,009	0,0158	0,9445	75	0,1666	56	1,406	"	"	"
		SP2	trav	0,9219	0,0108	0,9535	92,5	0,1395	30,27	0,959	"	"	"
	5-6	SP1	App	2,009	0,0158	0,9445	75	0,1666	56	1,406	"	"	"
		SP2	trav	0,9219	0,0108	0,9535	92,5	0,1395	30,27	0,959	"	"	"
	6-7	SP1	App	2,009	0,0158	0,9445	75	0,1666	56	1,406	"	"	"
		SP2	trav	0,9219	0,0108	0,9535	92,5	0,1395	30,27	0,959	"	"	"
	7-8	SP1	App	2,273	0,0178	0,9412	70	0,1765	60	1,597	"	"	"
		SP2	trav	1,1639	0,0137	0,9479	81	0,1563	34,56	1,218	"	"	"
1	9-10	SP1	App	4,393	0,0345	0,9204	47,8	0,2388	87,86	3,15	"	"	"
		SP2	trav	1,4438	0,017	0,9422	71,5	0,1734	39,16	1,527	"	"	"
	10-11	SP1	App	3,902	0,0307	0,9242	51	0,2273	82,35	2,79	"	"	"
		SP2	trav	1,2658	0,0149	0,9455	77	0,163	36,36	1,327	"	"	"
	11-12	SP1	App	3,902	0,0307	0,9242	51	0,2273	82,35	2,79	"	"	"
		SP2	trav	1,2658	0,0149	0,9457	77	0,163	36,36	1,327	"	"	"
	12-13	SP1	App	3,902	0,0307	0,9242	51	0,2273	82,35	2,79	"	"	"
		SP2	trav	1,2658	0,0149	0,9457	77	0,163	36,36	1,327	"	"	"
	13-14	SP1	App	3,902	0,0307	0,9242	51	0,2273	82,35	2,79	"	"	"
		SP2	trav	1,2658	0,0149	0,9457	77	0,163	36,36	1,327	"	"	"
	14-15	SP1	App	3,902	0,0307	0,9242	51	0,2273	82,35	2,79	"	"	"
		SP2	trav	1,2658	0,0149	0,9457	77	0,163	36,36	1,327	"	"	"
	15-16	SP1	App	4,393	0,0345		47,8	0,2388	87,86	3,15	"	"	"
		SP2	trav	1,4438	0,017		71,5	0,1734	39,16	1,52	"	"	"

* Condition de non fragilité : poutres.

$$A > 0{,}69\ \sigma_b \frac{bh}{\sigma_{en}}$$ $A > 2{,}554\ cm^2$ Vérifiée

poutre

$A > 1{,}39\ cm^2$ 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 :

* $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$
* $\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$
* $\frac{A}{b.h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$

* Vérification des contraintes

La section d'armature étant connue, nous calculons :

$$\bar{\omega} = \frac{100\,A}{b.h} \longrightarrow \varepsilon, k$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon\, h} \qquad \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k}$$; σ_a et σ_b' doivent être inférieurs respectivement à $\bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_b'$.

* Condition 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 :

$$\sigma_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f} = 4766{,}4 \quad (\phi = 14)$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{n \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2393{,}1 \quad (\phi = 14)$$

$K = 1{,}5 \times 10^6$: fissuration peu nuisible
$\eta = 1{,}6$: acier de haute adhérence
$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$: pourcentage de fissuration

- condition aux appuis :
, on doit verifier $C \geq \dfrac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b_0}}$

Portiques	N_{IV}	T^t	C_0	C
I - I	2	2,826	17	1,57
	1	3,532	17	1,97
3 - 3	2	7,252	25	4,04
	1	7,175	25	4,11

- Verification à la flèche :

* $A \not< \dfrac{43}{\sigma_{en}} . b.h$ d'ou

* $\dfrac{h_t}{\ell} > \dfrac{1}{16} \rightarrow$

* $\dfrac{h_t}{\ell} > \dfrac{M_t}{10 M_0}$ verifié car $M_t < M_0$

donc la flèche est verifiée.

- Armatures transversales :

Zone nodale $t \leq \min\ (10\, \phi_{l_i}\ 15\,cm)$ donc $t = 14\,cm$
Zone courante $t \leq 12\, \phi_\ell = 12 \times 1{,}4 = 16\,cm$
$A_t = 4\, \phi_8 = 2{,}01\,cm^2$

$\bar{\sigma}_{at} = \dfrac{2}{3}\, \sigma_{en} = 2800\ Kg/cm^2$

$\sigma_{at} = \dfrac{t.T}{A.z} = \dfrac{14 \times 7{,}375 \times 10^3}{2{,}01 \times \dfrac{7}{8} \times 54} = 1087\ Kg/cm^2 < 2800\ Kg/cm^2$

Ferraillage des poteaux.

Les combinaisons des charges sismiques et verticales dans les poteaux sont :

- $G + 1,2P$ (SP_1)
- $G + P \pm 1,2E$ (SP_2)
- $0,8G \pm E$ (SP_2)

Nous avons deux types de poteaux.

- poteaux rectangulaires
- poteaux circulaires.

. Moments dans les poteaux les plus sollicités

	G+1,2P		0,8G+E		0,8G−E		G+P+1,2E		G+P−1,2E		poteaux
	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	Msup	Minf	
2	0,444	0,493	2,351	2,262	−1,74	−1,829	2,889	2,911	−2,021	−2	rectangulaire
1	0,4	0,4	2,22	2,22	−1,87	−1,87	2,825	2,825	−2,081	−2,081	
2	0	0	1,978	1,978	−1,978	−1,978	2,3736	2,3736	−2,3736	−2,3736	circulaire
1	0	0	0,046	3,046	3,046	−3,046	3,655	3,655	−3,655	−3,655	

. Efforts normaux dans les poteaux

	G+1,2P		0,8G+E		0,8G−E		G+P+1,2E		G+P−1,2E		poteau
	N	Ncu	N	Ncu	N	Ncu	N	Ncu	N	Ncu	
2	6,157	6,157	5,089	5,089	3,379	3,378	7,038	7,038	4,987	4,987	rectangulaire
1	7,596	14,197	5,568	10,657	1,1215	4,5	9,694	17,133	4,359	9,476	
2	10,91	10,91	7,222	7,222	6,626	6,626	10,209	10,209	9,553	9,553	circulaire
1	9,7	22,798	6,428	15,65	4,812	9,438	12,73	25,34	10,79	17,885	

- Ferraillage des poteaux rectangulaires

Les poteaux seront calculés en flexion composé sous un effort normal N et un moment flechissant M en tête et à la base du poteau.

- Section entièrement comprimée : quand l'effort N est appliqué à l'intérieur du noyau central, et que N soit un effort de compression : $e_o = \frac{M}{N'} < e_1 = \frac{h_t}{6}$

- Section partiellement comprimée : ce cas se presente quand l'effort normal est un effort de compression et il est appliqué en dehors du noyau central soit $e_o > e_1$ $\rightarrow \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$: M: moment flechissant / au centre de gravité du béton seul. On fera le calcul de la section en flexion simple, sous l'effet d'un moment fictif $M_f = N' e$ avec $e = e_o + (\frac{h_t}{2} - d)$, puis on calculera la section d'acier en flexion composée. soit $A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\overline{\sigma_a}}$ A_{fc} = section d'acier en F.C ; A_{fs} = section d'acier en F.S.

	Niveau 2			Niveau 1		
Solli	SP_1	Mmax Ncorr	Nmax Mcorr	SP_1	Mmax Ncorr	Nmax Mcorr
M	0,493	2,91	2,91	0,4	2,825	2,825
N		7,038	7,038	14,197	17,133	17,133
e_o	8	41,2	41,2	9,53	16,48	
e_1	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83	5,83
σ'_b	99,832	137	137	105,82	133,04	133,04
A	/	745	745	/	12,26	12,26
A adopté		4 T 20 = 12,56 cm^2				

- Ferraillage des poteaux circulaires : Ils sont sollicités en F.C. Nous distinguons 3 cas suivant la section est E.C ; E.T ou P.C.

* section E.C : les armatures necessaires à la détermination d'une section circulaire E.C et uniformement armée sont : (d'après Methode P. Charron 1965)

$\frac{M}{N} < \frac{R}{4}$; $\rho = \frac{\pi R^2}{N} \overline{\sigma_b}$; $\alpha = \frac{r}{R}$; $\beta = \frac{4 M_o}{RN}$; $C = 0{,}045\, \alpha^2 \rho$; $E = \rho - 1 - \beta$

$\overline{\omega} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$; $A = \frac{15}{n} \overline{\omega} \frac{\pi R^2}{100}$

* Section P.C : $e = \frac{M}{N}$; $\eta = \frac{e}{2R}$; $\mu = \frac{M}{2 \overline{\sigma_b} \pi R^3}$; $\eta, \mu \rightarrow (\overline{\omega}, K$ aide memoire B.A)

$A = \frac{15}{n} \overline{\omega} \frac{\pi R^2}{100}$ $\overline{\sigma_a} = \frac{n}{15} K \overline{\sigma_b}$

$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} \frac{15}{n}$

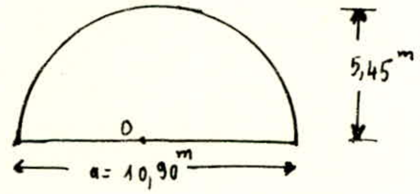
	SP_1	Mmax Ncorr	Nmax Mcorr	SP_1	Mmax Ncorr	Nmax Mcorr
M	0	2,3736	2,3736	0	3,655	3,655
N	10,91	10,209	10,209	22,79	25,34	25,35
e_o	0	23,25	23,25	0	14,41	14,41
e_1	4,375	4,375	4,375	4,375	4,375	4,375
A		6,27 cm^2		10,43 cm^2		
A adopté	9 T 14 = 13,55 cm^2					

COUPOLE

Coupole

- Généralités :

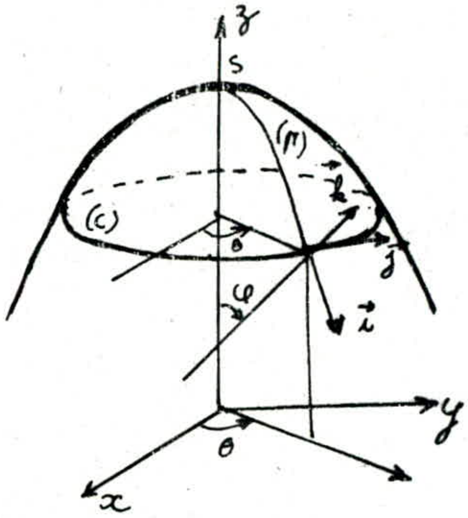
on considère la coupole comme un voile mince de revolution, un tel voile peut etre caracterisé par le diamètre a, de sa base le long du parallèle d'appui la flèche traduisant l'altitude du sommet par rapport à la base et l'epaisseur (h)
Les efforts en tout point doivent, d'une façon générale etre determinés en envisageant l'equilibre de flexion qui fait intervenir 5 éléments de réduction par facette.
On trouve en particulier, lorsque f est très faible l'equilibre de flexion des plaques planes de reduction. L'effet de membrane peut alors être considerer comme négligeable, par contre lorsque f prend de l'importance $(f > \frac{a}{10})$ notre cas :
$a = 10,90\,m$ et $f = 5,45\,m$
On constate que les efforts, en tout point restent voisins de ceux obtenus par l'equilibre de membrane.



Théorie de la membrane

un point quelconque A d'un voile mince de revolution d'axe OZ se trouve à l'intersection d'un méridien (Γ) et d'un parallèle (c). Nous définirons la position de ce point au moyen des angles θ et φ ; φ est l'angle de l'axe de revolution 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 meridien OrZ contenant le point A.
Les courbes θ = const, sont les meridiens, et les courbes φ = const. sont les parallèles.
Au point A est lié un trièdre trirectangulaire direct dont les vecteurs unitaires sont $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ (fig 2). Le vecteur $\vec{i}$ est dirigé suivant la tangente au meridien dans le sens de croissant ; le vecteur $\vec{j}$ est dirigé suivant la tangente au parallèle dans le sens de θ croissant ; enfin le vecteur $\vec{k}$.
$\vec{k} = \vec{i} \wedge \vec{j}$. $\vec{k}$ est normale a la surface et a le même sens que le vecteur $\vec{IA}$; car on a supposé
Si l'on represente la surface du voile par les équations parametriques :
$x = r\cos\theta$; $y = r\sin\theta$; $z = f(r)$; $\frac{\partial z}{\partial r} = f'(r) = -\,tg(\varphi)$.
Les composantes des vecteurs $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ suivant Oxyz sont :

Composantes	$\vec{i}$	$\vec{j}$	$\vec{k}$
suivant Ox	$\cos\varphi\cos\theta$	$-\sin\theta$	$\sin\varphi\cos\theta$
suivant Oy	$\cos\varphi\sin\theta$	$\cos\theta$	$\sin\varphi\sin\theta$
suivant OZ	$-\sin\varphi$	0	$\cos\varphi$



nous déduisons

$$\frac{\partial \vec{i}}{\partial \varphi} = -\vec{k} \qquad \frac{\partial \vec{i}}{\partial \theta} = \vec{j}\cos\varphi$$

$$\frac{\partial \vec{j}}{\partial \varphi} = 0 \qquad \frac{\partial \vec{j}}{\partial \theta} = -\vec{i}\cos\varphi - \vec{k}\sin\varphi$$

$$\frac{\partial \vec{k}}{\partial \varphi} = \vec{i} \qquad \frac{\partial \vec{k}}{\partial \theta} = \vec{j}\sin\varphi$$

on substitue à l'angle φ l'abscisse curviligne S du méridien

$$\left.\begin{aligned} dx &= dr\cos\theta \\ dy &= dr\sin\theta \\ dz &= -dr\,tg\varphi \end{aligned}\right\} \Rightarrow ds^2 = dx^2 + dy^2 + dz^2$$

$$ds^2 = (1+tg^2\varphi)\,dr^2 = \frac{dr^2}{\cos^2\varphi} \rightarrow ds = \frac{dr}{\cos\varphi}$$

Le rayon de courbure ρ du méridien est un nombre algébrique :

$\rho = \dfrac{ds}{d\varphi} = \dfrac{1}{\cos\varphi}\dfrac{dr}{d\varphi}$. (ρ est positif si le centre de courbure du méridien est du même côté que I par rapport à A)

$$dr = \rho\cos\varphi\,d\varphi$$

$$dz = -dr\,tg\varphi = -\rho\sin\varphi\,d\varphi$$

nous désignons 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. Nous désignons par p_1, p_2, p_3 les composantes suivant $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ de la densité de force $\vec{w}$ appliquée au voile.

$$\vec{w} = p_1\vec{i} + p_2\vec{j} + p_3\vec{k}.$$

Equation d'équilibre :

voile soumi à une densité de force quelconque.

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 F_1 ; F_2 ; F_{12} (fig 9)

F_1, est l'effort de traction par unité de longueur qui s'exerce sur un parallèle

F_2 : " " " " " " méridien

F_{12} : est l'effort de cisaillement par unité de longueur qui s'exerce sur un parallèle ou un méridien.

etudions l'equilibre d'un élément ABCD du voile compris entre deux méridiens infiniment voisins définis par θ et $\theta + d\theta$ et deux parallèles infiniment voisines définis par φ et $\varphi + d\varphi$. Nous avons : $AB = \rho\, d\varphi$ et $AC = r\, d\theta$; l'aire de l'élément ABCD sera $r \rho\, d\varphi\, d\theta$.

En ecrivant que la somme des forces appliquées à l'element ABCD est nulle nous obtenons les resultats vectoriels.

1) Le long de l'arc AB : $-(F_{12}\vec{i} + F_2 \vec{j})\rho\, d\varphi$

2) Le long de l'arc AC : $-(F_1 \vec{i} + F_{12}\vec{j})\, r\, d\theta$

3) Le long de l'arc BD : $(F_1 \vec{i} + F_{12}\vec{j})\, r\, d\theta + \frac{\partial}{\partial\varphi}\left[(F_1\vec{i} + F_{12}\vec{j})\, r\, d\theta\right] d\varphi$

4) Le long de l'arc CD : $(F_{12}\vec{i} + F_2\vec{j})\rho\, d\varphi + \frac{\partial}{\partial\theta}\left[(F_{12}\vec{i} + F_2\vec{j})\rho\, d\varphi\right] d\theta$

La force extérieure a pour composante :

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

A l'équilibre la somme de toute les forces appliquées à l'element ABCD est nulle d'où

$$\frac{\partial}{\partial\varphi}\left[F_1 r\, d\theta\, \vec{i} + F_{12} r\, d\theta\, \vec{j}\right] d\varphi + \frac{\partial}{\partial\theta}\left[F_{12}\rho\, d\varphi\, \vec{i} + F_2 \rho\, d\varphi\, \vec{j}\right] d\theta + (P_1\vec{i} + P_2\vec{j} + P_3\vec{k})\rho\, d\varphi\, d\theta = 0$$

On developpe cette equation compte tenu de la relation (1) et que ρ ne depend pas de θ on trouve :

$$1:)\ \frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r\, d\theta\, \vec{i} + F_{12} r\, d\theta\, \vec{j})d\varphi = \frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r\, d\theta\, \vec{i})d\varphi + \frac{\partial}{\partial\varphi}(F_{12} r\, d\theta\, \vec{j})d\varphi =$$

$$= \left[\left(\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_1 r)d\theta + F_1 r \frac{\partial d\theta}{\partial\varphi}\right)\vec{i} + \left(\frac{\partial}{\partial\varphi}(F_{12} r)d\theta + F_{12} r \frac{\partial d\theta}{\partial\varphi}\right)\vec{j} + F_1 r\, d\theta \frac{\partial\vec{i}}{\partial\varphi} + F_{12} r\, d\theta \frac{\partial\vec{j}}{\partial\varphi}\right] d\varphi$$

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

$$1:)\ \frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}\vec{i}\, d\theta - F_1 r\, \vec{k}\, d\theta + \frac{\partial F_{12}}{\partial\varphi} r\, \vec{j}\, d\theta\Big] d\varphi = \left[\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi}\vec{i} - F_1 r\, \vec{k} + \frac{\partial F_{12}}{\partial\varphi} r\, \vec{j}\right] d\varphi\, d\theta$$

$$2:)\ \frac{\partial}{\partial\theta}\left[F_{12}\rho\, d\varphi\, \vec{i} + F_2\rho\, d\varphi\, \vec{j}\right] d\theta = \frac{\partial}{\partial\theta}\left[F_{12}\rho\, d\varphi\, \vec{i}\right] d\theta + \frac{\partial}{\partial\theta}\left(F_2 \rho\, d\varphi\, \vec{j}\right) d\theta =$$

$$= \left[\left(\frac{\partial}{\partial\theta}(F_{12}\rho)d\varphi + F_{12}\rho \frac{\partial d\varphi}{\partial\theta}\right)\vec{i} + F_{12}\rho\, d\varphi \frac{\partial\vec{i}}{\partial\theta} + \left(\frac{\partial(F_2\rho)}{\partial\theta} d\varphi + F_2\rho \frac{\partial d\varphi}{\partial\theta}\right)\vec{j} + F_2\rho\, d\varphi \frac{\partial\vec{j}}{\partial\theta}\right] d\theta$$

$$2:) = \frac{\partial}{\partial\theta}(F_{12}\rho)\vec{i} + F_{12}\rho\cos\varphi\, \vec{j} + \frac{\partial F_2}{\partial\theta}\rho\, \vec{j} - F_2\rho\cos\varphi\, \vec{i} - F_2\rho\sin\varphi\, \vec{k}\Big)\, d\theta\, d\varphi$$

éliminant $d\varphi$ et $d\theta$ des 2 équations on aura :

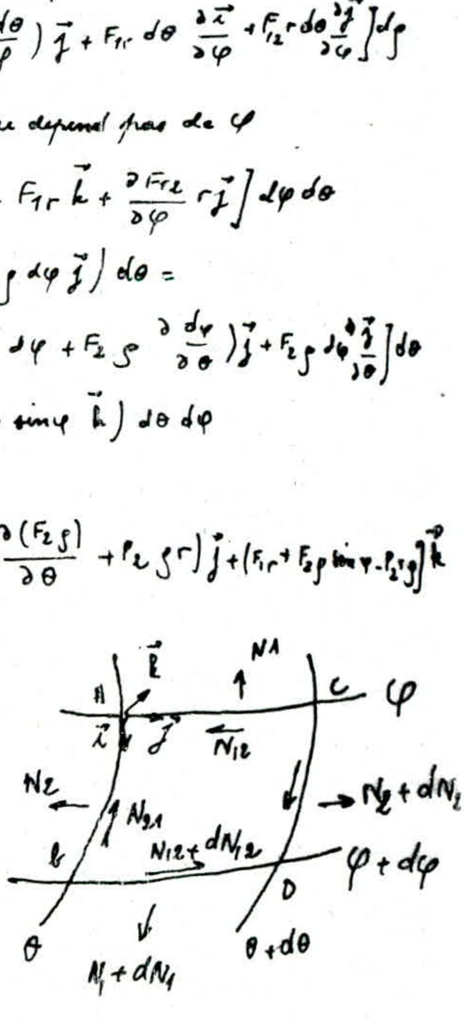
$$\left(\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi} + \frac{\partial F_{12}}{\partial\theta}\rho - F_2\rho\cos\varphi + P_1\rho r\right)\vec{i} + \left(\frac{\partial(F_{12} r)}{\partial\varphi} + F_{12}\rho\cos\varphi + \frac{\partial(F_2\rho)}{\partial\theta} + P_2\rho r\right)\vec{j} + \left(F_1 r + F_2\rho\sin\varphi - P_3 r\rho\right)\vec{k}$$

Comme ρ ne depend pas de θ, on peut ecrire

$$\frac{\partial(F_1 r)}{\partial\varphi} + \rho\frac{\partial F_{12}}{\partial\theta} - F_2\rho\cos\varphi + P_1\rho r = 0 \qquad (1)$$

$$\frac{\partial(F_{12} r)}{\partial\varphi} + F_{12}\rho\cos\varphi + \rho\frac{\partial(F_2)}{\partial\theta} + P_2\rho r = 0 \qquad (2)$$

$$F_1 r + F_2\rho\sin\varphi - P_3 r\rho = 0 \qquad (3)$$



supposons maintenant que le voile est soumi a une densité ne dependant pas de θ, lorsque P_1, P_2, P_3 ne dependent pas de θ, il est de même composante F_1, F_2, F_{12} qui sont donc des fonctions de la seule variable φ en effet l'equilibre n'est pas modifié lorsqu'on fait subir au voile une rotation d'ensemble autour de l'axe de revolution et les (composantes) equations (I) deviennent :

$$\left\{\begin{array}{ll} \dfrac{\partial (rF_1)}{\partial \varphi} - \rho F_2 \cos\varphi + P_1 r \rho = 0 & (1') \\ \dfrac{\partial (rF_{12})}{\partial \varphi} + \rho F_{12} \cos\varphi + F_2 r \rho = 0 & (2') \\ r F_1 + \rho F_2 \sin\varphi - P_3 r \rho = 0 & (3') \end{array}\right. \qquad (I')$$

l'equation (2'), c'est une équation differentielle linéaire qui permet de Calculer F_{12} (1') peut se mettre sous la forme :

$$\frac{d(r^2 F_{12})}{\partial \varphi} = -P_2 r^2 \rho \quad ; \quad F_{12} = -\frac{1}{r^2}\int_0^{\varphi} P_2(\psi) r^2(\psi) \rho(\psi)\, d\psi$$

Si la densité de force possède la symetrie de revolution donc :
$P_2 = 0$, P_1 et P_3 ne dependent pas de θ, d'ou $F_{12} = 0$, et l'equation (I') devient :

$$\left.\begin{array}{l} \dfrac{d(rF_1)}{\partial \varphi} - \rho F_2 \cos\varphi + P_1 r \rho = 0 \\ r F_1 + \rho F_2 \sin\varphi - P_3 r \rho = 0 \end{array}\right\} \quad (II')$$

En éliminant F_2 entre ces 2 equations on aura :

$$\sin\varphi \frac{d(rF_1)}{d\varphi} + r F_1 \cos\varphi + (P_1 \sin\varphi - P_3 \cos\varphi) r \rho = 0$$

que l'on peut écrire : $\dfrac{d(r F_1 \sin\varphi)}{d\varphi} = (P_3 \cos\varphi - P_1 \sin\varphi) r \rho$

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

$$F_1 = \frac{1}{r_1 \sin\varphi}\int_0^{\varphi} \left[P_3(\psi) \cos\psi - P_1(\psi) \sin\psi \right] r(\psi) \rho(\psi)\, d\psi$$

Le poids propre de densité q par unité de surface du voile :
les composantes de p sont : $P_1 = p \sin\varphi$; $P_2 = 0$; $P_3 = -p\cos\varphi$

Cas particulier - coupole sphérique soumise au poids propre p.

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

Soit R : le rayon de la coupole : $\rho = R = \frac{r}{\sin\varphi}$ (fig 4)

l'équation (I) donne :

$$N_1 = \frac{1}{R\sin^2\varphi}\int_0^{\varphi}\left[-P\cos\alpha\cdot\cos\alpha - P\sin\alpha\sin\alpha\right]R\sin\alpha\, R\,d\alpha$$

$$N_1 = \frac{-PR}{\sin^2\varphi}\int_0^{\varphi}\sin\alpha\, d\alpha \rightarrow N_1 = -PR\frac{1-\cos\varphi}{\sin^2\varphi} = -PR\frac{1}{1+\cos\varphi}$$

et l'équation (3') de 1' 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 :

$N_1 + N_2 = -PR\cos\varphi$, et remplaçons N_1 par sa valeur, on aura

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

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 valeur 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 $\left(\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right) = 0$

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

$\cos^2\varphi + \cos\varphi - 1 = 0$ qui à la forme $x^2 + x - 1 = 0$

d'où $x_1 = 1{,}618$ (exclus)

$x_2 = \cos\varphi_0 = 0{,}618 \rightarrow \varphi_0 = 51°49'38''$

soit $\varphi_0 \simeq 51°50'$

Application numérique

Le poids à considérer et le poids propre et une surcharge d'exploitation équivalente à une personne par m_2 soit $80\ Kg/m^2$.

d'où $P = G + 1{,}2Q$ avec $G = 0{,}15 \times 2500 = 375\ Kg/m^2$

enduit $= 50\ Kg/m^2$.

$P = 425 + 1{,}2 \times 80 = 521\ Kg/m^2$

$R = 5{,}45\,m$

portée $= 2R = 10{,}90\,m$ (fig 5)

$\sin\alpha = \frac{5{,}45}{5{,}45} = 1 \rightarrow \alpha = 90°$

$\longrightarrow\quad 0 \leq \varphi \leq 90°$

on a :

$$N_1 = -PR\,\frac{1-\cos\varphi}{\sin^2\varphi} = \frac{-PR}{1+\cos\varphi}$$

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

Les valeurs de N_1 et N_2 pour differentes valeurs possible de φ sont données par un tableau recapitulatif.

φ	$\cos\varphi$	$\sin\varphi$	P (kg/m²)	R (m)	N_1 (kg/ml)	N_2 (kg/ml)
0	1	0	521	5,45	-1419,72	-1419,72
10	0,985	0,174	/	/	-1430,45	-1366,4
20	0,939	0,342	/	/	-1463,93	-1204,01
30	0,866	0,5	/	/	-1521,27	-937,28
40	0,766	0,643	/	/	-1607,84	-567,17
50	0,643	0,766	/	/	-1728,21	-97,55
51°50'	0,617	0,786	/	/	-1755,13	0
60	0,5	0,866	/	/	-1892,96	473,24
70	0,342	0,939	/	/	-2115,83	1144,74
80	0,173	0,984	/	/	-2420,67	1929,44
90	0	1	/	/	-2839,45	2839,45

au sommet $N_{1S} = N_{2S} = \frac{1}{2} P_3 R = -\frac{PR}{2} = -1419,72$ kg/ml

car lorsque $\varphi \to 0$ et $\rho_s = R$

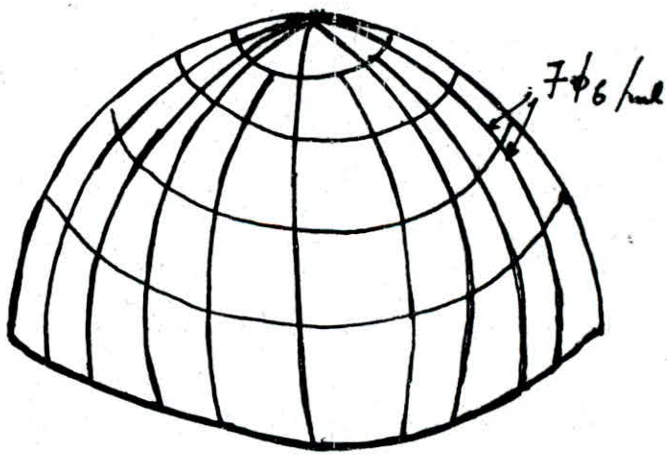
Ferraillage de la coupole

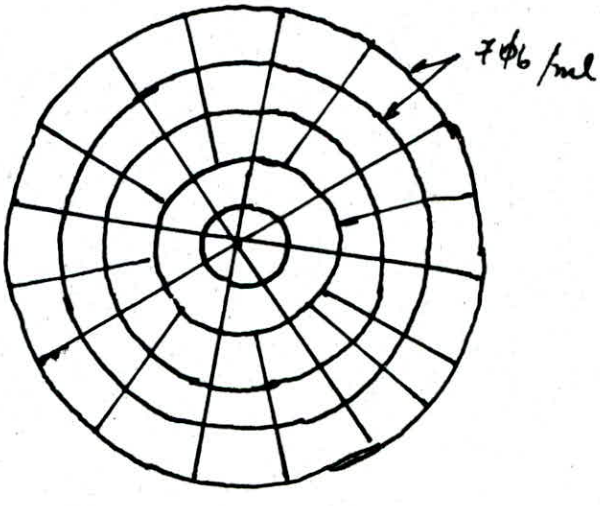
On remarque que toutes les valeurs de N_1 sont negatives
La plus grande valeur de N_2 est 2839,45 Kg/ml

On utilise des aciers doux de nuance FeE 22 d'où $\sigma_{en} = 2200$ Kg/cm²
et $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1470$ Kg/cm² d'où $A = \frac{N_2}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2839,45}{1470} = 1,93$ cm²
on prend $7\phi_6 = 1,97$ cm²/ml dans le sens des parallels, espacé de 20cm
Dans le sens des meridiens on n'a pas besoin d'armature. car N_1 negative
on met des armatures de repartition soit $7\phi_6$.

Pour la ceinture :
on a $H = N_1 \cos\varphi = \frac{PR\cos\alpha}{1+\cos\alpha}$ avec $\alpha = 90°$; Or pour $\alpha = 90°$ on a $H = 0$
donc l'effort de traction dans la ceinture est nul.
On prend une section d'armature constructive 4 T12

pour la force verticale, elle est equilibré par l'appui.





Calcul des deformations et deplacements

La deformation du voile donne au point A un deplacement $\vec{AA'} = \vec{\delta A}$ dont les composantes suivant $\vec{i}, \vec{j}, \vec{k}$ seront designées par u, v, w
$\vec{\delta A} = \vec{AA'} = u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k}$.
La loi de Hooche permet, connaissant F_1, F_2 et F_{12}, de calculer les composantes e_1, e_2, et g_{12} du tenseur deformation : e_1 est la dilatation suivant le meridien e_2 est la dilatation suivant le parallèle et g_{12} est le glissement ;
L'angle initialement droit formé par la tangente au meridien et par la tangente au parallèle devient après déformation $(\frac{\pi}{2} - 2g_{12})$.
Nous avons en effet, en désignant par h l'epaisseur du voile, par E le module d'Young et par ν le coefficient de Poisson.

$$\begin{cases} e_1 = \dfrac{1}{Eh}(F_1 - \nu F_2) \\ e_2 = \dfrac{1}{Eh}(F_2 - \nu F_1) \\ 2g_{12} = \dfrac{2(1+\nu)}{Eh} F_{12} \end{cases} \qquad (1)$$

Pour calculer les composantes u, v et w du deplacement d'un point A du voile, nous devons exprimer e_1, e_2 et g_{12} en fonction de u, v, et w.
Considerons donc un point A du voile deux elements d'arc infiniments petits $\vec{AB}$ et $\vec{AC}$ respectivement dirigés suivant le meridien et suivant le parallèle :

$$\vec{AB} = \rho\, d\varphi\, \vec{i} \quad , \quad \vec{AC} = r\, d\theta\, \vec{j}$$

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

$$\vec{AA'} = u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k}$$

$$\vec{BB'} = \vec{AA'} + \frac{\partial}{\partial\varphi}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\varphi$$

$$\vec{CC'} = \vec{AA'} + \frac{\partial}{\partial\theta}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\theta$$

Nous avons ensuite

$$\vec{A'B'} = \vec{AB} + \vec{BB'} - \vec{AA'} \,; \quad \vec{A'C'} = \vec{AC} + \vec{CC'} - \vec{AA'}$$

soit :

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

$$\vec{A'C'} = r\, d\theta\, \vec{j} + \frac{\partial}{\partial\theta}(u\vec{i} + v\vec{j} + w\vec{k})\, d\theta$$

Effectuant les dérivations en tenant compte des relations (1) nous trouvons :

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

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

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

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

nous obtenons les équations aux dérivées partielles vérifiées par les composantes du deplacement :

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

Lorsque la densité de force ne depend pas de θ, et lorsqu'elle possède une symetrie de revolution. alors $P_2 = 0$, P_1 et P_3 ne dependent pas de θ alors $F_{12} = 0$ et il resulte que $g_{12} = 0$ et par suite v est nulle.

$$e_1 = \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial u}{\partial\varphi} + w\right) \quad ; \quad e_2 = \frac{1}{r}(u\cos\varphi + w\sin\varphi) \quad ; \; g_{12} = 0$$

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

$$u = \sin\varphi\left[C - \frac{(1+\nu)PR^2}{Eh}\left(\ln(1+\cos\varphi - \frac{1}{1+\cos\varphi}\right)\right] = \sin\varphi\left[C + \frac{1+\nu}{Eh}PR^2(1-\cos\varphi)\right]$$

$$u = \frac{1+\nu}{Eh}PR^2(\cos\varphi - \cos\alpha)\sin\varphi \qquad w = Re_2 - u\cot g\,\varphi$$

Application : $h = 0{,}15\,m$; $E = 3{,}81\times10^6\ t/m^2$; $R = 5{,}45\,m$; $q = 0{,}521\ t/m^2$; $\nu = 0{,}15$

les resultats sont dans le tableau.

Rem ; u etant nul pour $\varphi = \alpha = 90°$; on peut obtenir la valeur C.

pour $\varphi = \alpha = 90 \rightarrow \quad 0 = \sin\frac{\pi}{2}\left[C + \frac{1+\nu}{Eh}PR^2\left(1-\cos\frac{\pi}{2}\right)\right]$

$$0 = C + \frac{1+\nu}{Eh}PR^2 \rightarrow C = -\frac{1+\nu}{Eh}PR^2$$

φ	N_1	N_2	$e_1 \cdot 10^{-3}$	$e_2 \cdot 10^{-3}$	$M \times 10^{-6}$	$W \times 10^{-3}$	$\delta_A \times 10^{-3}$
0°	-1419,72	-1419,72	2,11	2,11	0	11,49	11,49
10°	-1430,35	-1366,40	2,14	2,01	5,33	10,94	10,94
20°	-1463,93	-1204,01	2,24	1,72	10	9,36	9,36
30°	-1521,27	-937,28	2,41	1,24	13,4	6,74	6,74
40°	-1607,84	-567,17	2,66	0,57	15,3	3,09	3,09
50°	-1728,21	-97,55	2,99	0,28	15,3	1,516	1,516
51°50'	-1755,13	0	3,07	0,46	15,1	1,516	1,516
60°	-1892,96	473,24	3,43	1,32	13,4	7,18	7,18
70°	-2115,73	1144,74	4	2,55	9,9	13,89	13,89
80°	-2420,67	1929,44	4,55	2,78	5,3	15,15	15,15
90°	-2839,45	2839,45	5,71	5,71	0	31,11	31,11

MINARET

Etude du minaret

Introduction :

Le minaret est en forme octogonale régulière, le côté de l'octogone est de 1,10 m en béton armé, le système de contreventement est en portique, il est de hauteur 24,5 m.

Etude Sismique : L'analyse sismique d'une structure est nécessaire, pour cela on présente la structure par un modèle mathématique.

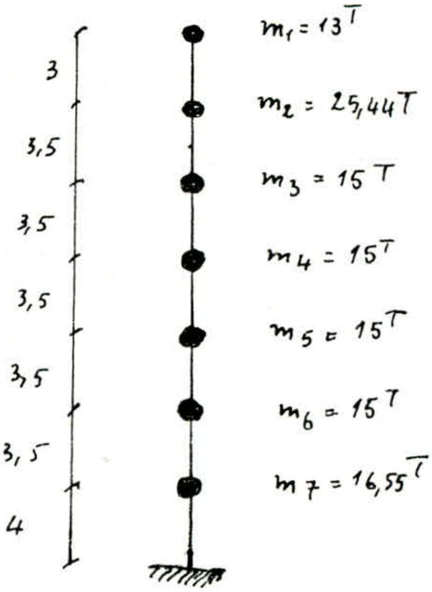
Choix du modèle :

Pour notre ouvrage le modèle retenu est la console encastrée à la base, avec des masses concentrées, le déplacement sera dans un seul sens dans le plan horizontal.

NIV	poteau	$\bar{k}$	a_j	k_p	$a_j k_p$	D_J	R_J
7	A	9,42	0,825	108,5	89,51	179	8423,38
	B	9,42	0,825	108,5	89,51		
6,5,4,3,2	A	11	0,846	93	78,67	157,75	5893,438
	B	11	0,846	93	78,67		
1	A	6,28	0,818	81,38	66,568	133,13	3847,63
	B	6,28	0,818	81,38	66,568		

poteau : 25 × 25
poutre : 25 × 30

Methode de Holzer :



Principe de la methode : c'est une methode itérative basée sur la notion de rigidité relative du niveau.

Par définition la rigidité du niveau "j" est donnée par :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}} \quad \text{d'où} \quad x_{j-1} = x_j - \frac{T_j}{R_j}$$

$$T_j = \sum_{k=j}^{n} F_K \quad \text{avec} \quad F_k = m_k \omega^2 x_K$$

$$x_{J-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{j}^{n} m_k x_k \; ; \; x_j(t) = x_j \sin(\omega t + \varphi)$$

$$\text{d'ou} \quad x_{J-1} = x_J - \frac{\omega^2}{R_J} \sum_{j}^{n} m_K x_K \quad (1)$$

- Conditions aux limites :

à la base de la structure le deplacement relatif de niveau et nul $x_0 = 0$
au sommet on prend $x_n = 1$
Les formes propres sont definies à une condition près :

$$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} \sum_2^n m_k x_k \ , \quad x_0 = 0 = x_1 - \frac{\omega^2}{R_1} \sum_1^n m_k x_k \rightarrow x_1 = \frac{\omega^2}{R_1} \sum_1^n m_k x_k$$

La condition à la base donne : $x_0 = 0 \Rightarrow \frac{\omega^2}{R_1} \sum_{k=1}^{n} m_k x_k = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} \sum_{k=2}^{n} m_k x_k$ (2)

La methode de Holzer consiste à la determination des pulsations $\omega_1, \omega_2, \ldots, \omega_n$ et des formes propres $x_1, x_2, \ldots, x_n$ en resolvant l'equation de reccurence (1) par approximation successives pour ω dont la bonne valeur satisfait la condition à la base [eq. (2)]

- Determination de la periode :

$\omega^2 = 17,775$.

k	$m_k \omega^2$	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	R_k	$\frac{\sum m_k \omega^2 x_k}{R_k}$
7	13	231,075	1	231,075	231,075	384,763	0,06
6	25,44	452,196	0,96079	434,424	665,499	589,343	0,039
5	15	266,625	0,8478	226,044	891,543	589,343	0,1129
4	15	266,625	0,6965	185,704	1077,247	589,343	0,1512
3	15	266,625	0,5137	136,965	1214,212	589,343	0,1828
2	15	266,625	0,3077	82,04	1296,252	589,343	0,206
1	16,55	294,176	0,1538	45,244	1341,496	842,338	0,1539

$\omega = \frac{2\pi}{T}$ d'où $T = \frac{2\pi}{\omega}$

$T = \frac{2\pi}{\sqrt{17,775}} = 1,49\,s$ 1^{er} mode.

$\omega^2 = 175,72$ 2ᵉ mode.

k	m_k	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	R_k	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
7	13	2635,8	1	2635,8	2635,8	384,763	0,5937
6	25,44	4470,31	0,6123	2737,17	5372,97	589,343	0,3876
5	15	2635,8	-0,2397	-631,8	4741,17	589,343	0,8521
4	15	2635,8	-0,9846	-2595,208	2145,962	589,343	0,7449
3	15	2635,8	-1,2891	-3397,809	-1251,847	589,343	0,3045
2	15	2635,8	-1,0171	-2680,872	-3932,768	589,343	-0,2720
1	16,55	2908,16	-0,5085	-1349,304	-5273,022	842,338	-0,5086

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2\pi}{\sqrt{175,72}} = 0,473\,s$$ 2ᵉ mode.

Calcul du coefficient de participation.

$$\eta_J = \frac{\left(\sum m_J x_J\right)^2}{\sum m_J \sum m_J x_J^2} = 0,82$$

$\eta_I = 82\,\% > 78\,\%$ donc le premier mode est largement suffisant.

- Etude sismique

La force sismique minimale (formule de base) est donnée par la formule (RPA 81 Art 3.3.1)

$$V = A.D.B.Q.W.$$ où

A : coefficient d'accélération de la zone, $\left.\begin{array}{l}\text{groupe } 2\\ \text{zone } 2\end{array}\right\} \rightarrow A = 0,15$

D : facteur d'amplification moyen, il est fonction de la période et du sol de fondation. Sol meuble $D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,158$ avec $T = 1,49$

B : facteur de comportement de la structure, contreventement portique $B = \frac{1}{4}$

Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum P_q \rightarrow Q = 1,4$

d'où $V = 0,15 \times 1,158 \times \frac{1}{4} \times 1,4 \times 91,94 = 5,589\,t.$

Distribution des forces latérales. La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur selon :

$$V = F_t + \sum F_i \quad ; \quad T > 0,7s \rightarrow F_t = 0,07.T.V.$$

$F_t = 0,07 \times 1,49 \times 5,589 = 0,5829\,t.$ $F_t = 95829 < 0,25\,V.$

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée suivant :

$$F_K = \frac{(V - F_t)\,W_K\,h_K}{\sum_{i=1}^{n} w_i h_i}$$ avec F_K : effort horizontal au niveau K.

$h_i = h_k$	$w_i = w_k$	$w_i h_i$	F_K (t)	ξ_{jx} (t)
24,5	13	318,5	1,522	1,522
21,5	25,44	546,96	1,613	3,135
18	15	270	0,796	3,931
14,5	15	217,5	0,641	5,058
11	15	165	0,486	5,389
7,5	15	112,5	0,331	5,389
4	16,55	66,2	0,195	5,584

$\sum w_i h_i = 1696,66$

Étude au vent

1- Generalités

Le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction. Ces forces dependent de la region, 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 phenomène vibratoire qui met en mouvement la structure resistante, caracterisée par sa periode propre fondamentale.
L'introduction de coefficient de majoration dynamique permet de substituer à tous ces phenomènes. 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 $\frac{P_e}{P_a} = 1,75$
Ces actions seront determinées par la relation donnée par D.T.U NV65

2- Pression dynamique.

Elle est donnée par la formule : $q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$

q_H pression de base au niveau H ; $q_H = q_{10} \times 2,5 \times \frac{H+18}{H+60}$ 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 ; $q_{10} = 70\ Kg/m^2$

. coefficient δ : il tient compte de l'effet de dimensions.
il est fonction de la hauteur de la construction et de niveau pris en consideration. $\delta = 0,8$; $H \leq 30m$ d'apres (NV.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 : region I site exposé $\rightarrow K_s = 1,3$

Tableau de pression dynamique :

H(m)	q_H (Kg/m^2)	K_s	K_m	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	75,643	132,376
24,5	88,017	1,3	1	0,7	80,096	140,168

II 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 :
a) La trainée T : suivant la direction horizontale du vent, elle produit un effet d'entrainement et de renversement.
b) La derive L : suivant la direction perpendiculaire à celle du vent dans le plan horizontale.
c) La portance U : suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de soulevement et eventuellement de renversement

1- La trainée T :

$T = C_t \cdot \beta \cdot q \cdot a$

- coefficient de trainée C_t : $C_t = \gamma_0 C_{t_0}$

C_{t_0} : coefficient globale de trainée : $C_{t_0} = 0{,}85$ d'après (NV 65 III 2,161 commentaire tableau VII.

γ_0 : coefficient lu sur l'echelle de la figure R III 10 en fonction du rapport de dimension λ. categorie II,

$\left.\begin{matrix} S_t = 54{,}4 \\ h = \cancel{24{,}75} \end{matrix}\right\} \rightarrow \lambda = \dfrac{h^2}{S_t} = 5{,}312 \rightarrow \gamma_0 = 1{,}24 \rightarrow C_t = \gamma_0 C_{t_0} = 1{,}054$

Coeff dynamique β.
Le vent peut engendrer des effets dynamiques qui dependent des caracteristiques aerodynamiques et mecaniques de la construction avec en tout premier lieu la periode fondamentale d'oscillation de la structure dans la direction étudiée.
Les oscillations paralleles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélerations et décélération irregulières repetés et variable en durée, il en resulte une aggravation des deformations et par suite des (deformations) oscillations et de leurs effets dont tient compte le coefficient β par lequel il convient de majorer les actions statiques et toutefois ce coefficient est superieur à 1

$\beta = (1 + \xi\, \tau)\, \theta$.

ξ coefficient de reponse, il est donné en fonction de la periode de mode fondamentale (NV 65 . R III . 3)

$T = 1{,}49$ et $\xi = 0{,}85$

τ, est le coefficient de pulsation, il est determiné à chaque niveau considéré en fonction de la cote H au dessus du sol par l'echelle de la fig R III.4

. θ coefficient globale depend du type de construction

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

H	τ	θ	ξ	$1+\tau\xi$	β
0	0,36	0,7	0,85	1,306	0,914
10	0,36	0,7	0,85	1,306	0,914
20	0,345	0,7	0,85	1,293	0,905
24,5	0,34	0,7	0,85	1,289	0,902

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

Maître couple : c'est la projection orthogonale de la surface considerée ou de la construction sur le plan normale à la direction du vent

$a = 3,20\ m$; $T = C_t . a . q = 1,054 \times 3,20 \times q = 3,3728\ q$.

Les valeurs de Tr sont donneés par un tableau.

H	q_n (Kg/m²)	q_e (Kg/m²)	T_{rn} (Kg/ml)	T_{re} (Kg/ml)
0	47,775	83,6	161,135	281,966
10	63,7	111,475	214,847	375,983
20	75,643	132,376	255,128	446,478
24,5	80,096	140,168	270,148	472,758

. La derive : 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 derive) dont l'expression est donnée à chaque niveau par :

$L = \delta . C_L . \beta' . q_{cr} . d . \frac{H}{h}$.

δ : coefficient tenant compte des dimensions

C_L : coefficient de derive pris egale à 0,2

β' : coeff. de majoration dynamique tient compte de l'amortissement

q_{cr} : pression dynamique critique correspond à la vitesse de resonnance

d : largeur du maitre couple

h : hauteur de la construction

H : coté de niveau considéré, compté à partir du sol.

- La theorie de KARMAN montre que la periode des tourbillons est donnée par :

$T_k = \frac{d}{S.V}$ avec S : nombre de Strouhal → S = 0,2 ; V = Vitesse du fluide

, La resonnance est obtenue lorsque $T_K = T$

T : periode de vibration propre de la construction $V_{cr} = \frac{d}{ST}$

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

$d = 3,20\,m$; $T = 1,49$ → $V_{cr} = \frac{3,20}{0,2 \times 1,49} = 10,73 < 25\,m/s$.

$\rightarrow q_{10} = \frac{V_{cr}^2}{16,3} = \frac{\overline{10,73}^2}{16,3} = 7,063\ kg/m^2$

- $L = \delta . C_L . \beta' \, q_{cr} . d . \frac{H}{h}$

$= 0,8 \times 0,2 \times 10,47 \times 3,20 \times 1,096\, q_H \frac{H}{24,1} = 0,244\, q_H$.

- 2/ Action parallèle à l'action du Vent.

La force de trainée $T_r = \delta . C_t . \beta . q_{cr} . d$

$= 0,8 \times 1,054 \times \beta \times 1,096\, q_H . 3,2 = 2,95\, \beta\, q_H$

- La portance U : $U = C_u . \delta . q_{H_s} . S_u$ avec S_u = surface de la terrasse = 8,035 m²

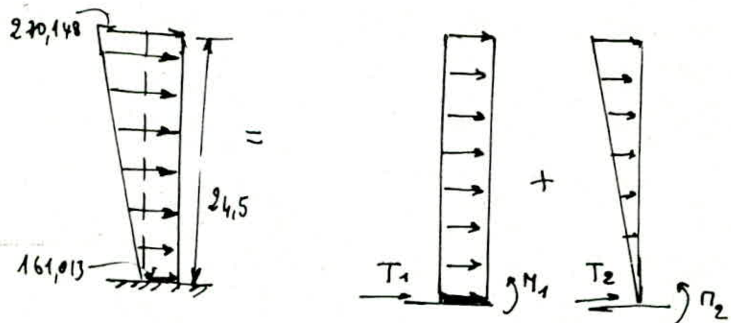
$= 1,2 \times 0,8 \times 8,035\, q_{H_s}$

q_{H_s} = pression dynamique a la cote H_s.

$= 7,71\, q_H = 188,98$ Kg

Sollicitation.

La trainée est la forme la plus importante pour alleger les calculs
On a supposé que la force de trainée est linéaire,
Pour la détermination des effort (M,T) on assimilera notre ouvrage comme une console soumise a une charge trapezoïdale. la decomposition st sur fig
Calcul de M et T à la base du minaret.



$T_1 = 24,5 \times 161,138 = 6,61\ t \quad 3,947\ t$

$T_2 = 109,013 \times 24,5 \times \frac{1}{2} = 1,335\ t$

$T_{vn} = 5,28\ t \quad ; \quad T_{ve} = 1,75 \times 5,28 = 9,24\ t$

$M_1 = 161,135 \times \frac{(24,5)^2}{2} = 48,36\ tm$

$M_2 = 109,013 \times \frac{24,5}{2} \times \frac{2}{3} \times 24,5 = 21,81\ tm$

$M_{vn} = 70,17\ tm \quad ; \quad M_{ve} = 122,8\ tm.$

On constate que le vent extrême surtout le moment est inferieur aux effets du seisme.

Determination du centre de masse et du torsion

- centre de masse :

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i x_i}{\sum_{i=1}^{n} S_i}$$

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^{n} S_i y_i}{\sum S_i}$$

Niveau	7, 6, 5, 4, 3, 2, 1
x_G (m)	$1,6^m$
y_G (m)	$1,6^m$

. Centre de Torsion

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{k} R_{jy}^t x_j^t}{R_{jy}^t}$$

$$y_{cj} = \frac{\sum R_{jx}^l y_j^l}{R_{jx}^l}$$

$e_x = | x_G - x_c | = 0$

$e_y = | Y_G - Y_c | = 0$

Niv	7	6	5	4	3	2	1
R_{jx}	8423,38	5893,43	5893,43	5893,43	5893,43	5893,43	3847,63
R_{jy}	8423,38	5843,43	5893,43	5893,43	5893,43	5893,43	3847,63
$x_{cj} = y_{cj}$	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6

Calcul de la rigidité de Torsion.

La rigidité de Torsion à l'étage "j" est donnée par

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{k} R_{jY}^{(t)} \left[x_j^{(t)}\right]^2 + \sum_{l=1}^{2} R_{jx}^{l} \left[x_j^{(l)}\right]^2$$

x_j, y_j sont les coordonnées des portiques / (C x T)

Niv	7	6	5	4	3	2	1
$R_{j\theta}$ Kgcm	86255,40	60348,80	60348,80	60348,8	60348,8	60348,8	39399,72

Determination de l'effort tranchant de niveau (T_j) revenant à chaque portique

- portiques transversaux

$$T_{jy} = T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + T_{jy} \frac{R_{jy}\, x_j}{R_{j\theta}} e_x + T_{jx} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} e_y x_j$$

portiques longitudinaux

$$T_{jx} = T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}} + T_{jx} \frac{R_{jx}\, y_j}{R_{j\theta}} + T_{jy} \frac{R_{jx}}{R_{j\theta}} y_j e_x$$

calcul du deplacement relatif $(\delta_j$: le deplacement relatif (δ_j) d'un étage est donné par $\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$

NIV	ξ_{jx}	R_{jy}	ξ_{jy}	$R_{j\theta}$	portique	R_{jy}	x_j	$\xi_{jy}\frac{R_{jy}}{\Sigma R_{jy}}$	$\xi_{jx}\frac{R_{jx}}{\Sigma R_{jx}}$	$\xi_{jy}\frac{R_{jy}\,y_j}{R_{j\theta}}$	$T_j = \Sigma T_i$	$\delta = \frac{T_i}{R_j}$
7	1,522	16846,76	1,522	86255,407	1	8423,38	-1,6	0,768	/		0,761	0,1
					2	8423,38	1,6	0,761	/		0,761	0,1
6	3,135	11786,876	3,135	60348,804	1	5893,43	-1,6	1,567	/		1,567	0,265
					2	5893,43	1,6	1,567	/		1,567	0,265
5	3,931	11786,876	3,931	60348,804	1	5893,43	-1,6	1,965	/		1,965	0,333
					2	5893,43	1,6	1,965	/		1,965	0,333
4	4,572	11786,876	4,572	60348,804	1	5893,43	-1,6	2,286	/		2,286	0,387
					2	5893,43	1,6	2,286	/		2,286	0,387
3	5,058	11786,876	5,058	60348,804	1	5893,43	-1,6	2,529	/		2,529	0,429
					2	5893,43	1,6	2,529	/		2,529	0,429
2	5,389	11786,876	5,389	60348,804	1	5893,43	-1,6	2,594	/		2,694	0,457
					2	3847,63	1,6	2,694	/		2,694	0,457
1	5,584	7695,26	5,584	39399727	1	3847,63	-1,6	2,792	/		2,792	0,725
					2	3847,63	1,6	2,792	/		2,792	0,725

- Effort tranchant revenant à chaque poteau.

NIV	D_j	T_j	poteau	1	2
			$a_j k_p$	89,51	89,51
7	179	0,1	t_j	0,05	0,05
6	157,35	0,265	$a_j k_p$	78,67	78,67
			t_j	0,132	0,132
5	157,35	0,333	$a_j k_p$	78,67	78,67
			t_j	0,165	0,165
4	157,35	0,387	$a_j k_p$	78,67	78,67
			t_j	0,193	0,193
3	157,35	0,429	$a_j k_p$	78,67	78,67
			t_j	0,214	0,214
2	157,35	0,457	$a_j k_p$	78,67	78,67
			t_j	0,228	0,228
1	133,13	0,725	$a_j k_p$	66,568	66,568
			t_j	0,362	0,362

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)}\, k_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j$$

- Calcul des moments dans les poteaux.

NIV	Pot	$t_j(K)$	$\bar{K}$	y_0		y_1	y_2	y_3	$y=\sum y_i$	$z=yh$	M inf	M sup
7	1	0,05	9,42	0,45		0	0	0	0,45	1,35	0,0675	0,0825
	2	0,05	9,42	0,45		0	0	0	0,45	1,35	0,685	0,0825
6	1	0,132	11	0,45		0	0	0	0,45	1,575	0,248	0,254
	2	0,132	11	0,45		0	0	0	0,45	1,575	0,248	0,254
5	1	0,165	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,288	0,288
	2	0,165	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,288	0,288
4	1	0,193	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,337	0,337
	2	0,193	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,337	0,337
3	1	0,214	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,374	0,374
	2	0,214	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,374	0,374
2	1	0,228	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,4	0,4
	2	0,228	11	0,5		0	0	0	0,5	1,75	0,4	0,4
1	1	0,362	6,128	0,55		0	0	0	0,55	2,2	0,8	0,65
	2	0,362	6,128	0,55		0	0	0	0,55	2,2	0,8	0,65

- Calcul des moments dans les poutres.

Niv	Nœ	M_a tm	M_b tm	M_1 tm	M_2 tm
7	1	0	0,0825	0	0,0825
	2	0	0,0825	0,0825	0
6	3	0,0625	0,254	0	0,911
	4	0,0625	0,254	0,911	0
5	5	0,208	0,288	0	0,496
	6	0,208	0,288	0,496	0
4	7	0,288	0,337	0	0,674
	8	0,288	0,337	0,674	0
3	9	0,337	0,374	0	0,711
	10	0,337	0,374	0,711	0
2	11	0,374	0,4	0	0,774
	12	0,374	0,4	0,774	0
1	13	0,4	0,65	0	1,05
	14	0,4	0,65	1,05	0

Tableau recapitulatif - Poutre sous SI

Niv	poutre	M_w	M_e	M_t	T_T
7	1-2	0,0825	0,0825	0	0,15
6	1-2	0,911	0,911	0	1,65
5	1-2	0,496	0,496	0	0,9
4	1-2	0,674	0,674	0	1,22
3	1-2	0,711	0,711	0	1,29
2	1-2	0,774	0,774	0	1,41
1	1-2	1,05	1,05	0	1,91

- Poteaux sous SI

Niv	Pot	Msup	Minf	T	N	Ncu
7	1	0,0825	0,0625	0,05	-0,15	-0,15
	2	0,0825	0,0625	0,05	-0,15	-0,15
6	1	0,254	0,208	0,132	-1,65	-1,8
	2	0,254	0,208	0,132	-1,65	-1,8
5	1	0,288	0,288	0,165	-0,9	-2,7
	2	0,288	0,288	0,165	-0,9	-2,7
4	1	0,337	0,337	0,193	-1,22	-3,92
	2	0,337	0,337	0,193	-1,22	-3,92
3	1	0,374	0,374	0,214	-1,29	-5,21
	2	0,374	0,374	0,214	-1,29	-5,21
2	1	0,4	0,4	0,228	-1,41	-6,62
	2	0,4	0,4	0,228	-1,41	-6,62
1	1	0,65	0,8	0,362	-1,91	-8,53
	2	0,65	0,8	0,362	-1,91	-8,53

Deformations horizontales: Le calcul des deplacements horizontaux releve de souci d'eviter la procréation du desordre dans les elements de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraints dans le systeme de contreventement du fait que les pièces en béton armé sont suffisament rigides et que seulement une partie d'energie c'est dissipée sous forme d'energie elastique. Le deplacement est calculé a partir des forces laterales spécifiées doit etre multiplié par $\left(\frac{1}{2\beta}\right)$ (RPA 81)

$\delta_j = \frac{E_j}{R_j}\,\frac{1}{2\beta}$; E_j effort tranchant à j

R_j : rigidité relatif d'étage j

β : facteur de comportement

(RPA 81 Art 3.3.7.1)

Le deplacement relatif d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas depasser 0,0075 fois la hauteur d'étage

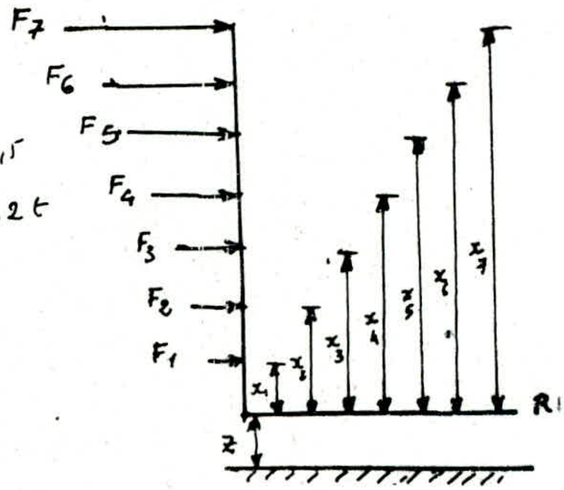
Niv	E_{jx} t	K_{jx} (t/m)	δ_{jx} cm	$\bar{\delta}_{jx}$ cm
7	1,522	16846,76	0,18	2,25
6	3,135	11786,87	0,53	2,62
5	3,931	11786,87	0,66	2,62
4	4,572	11786,87	0,77	2,62
3	5,058	1178687	0,86	2,62
2	5,389	11786,87	0,91	2,62
1	5,584	7695,26	1,45	3,00

- Vérification au renversement.

Chaque structure doit être calculée afin de resister aux efforts de renversement qui peuvent être causés par les efforts sismiques

Moment de renversement = moment extérieur en console (ROC) + effort tranchant × Z (base)

Moment en console $= \sum_{i=1}^{7} F_i x_i$



$= F_1x_1 + F_2x_2 + F_3x_3 + F_4x_4 + F_5x_5 + F_6x_6 + F_7x_7$

$= 1{,}522 \times 24{,}5 + 1{,}613 \times 21{,}5 + 0{,}796 \times 18 + 0{,}641 \times 14{,}5$
$+ 0{,}486 \times 11 + 0{,}331 \times 7{,}5 + 0{,}195 \times 4 = 104{,}2\,t$

effort tranchant à la base $H = 5{,}584\,T$

Moment en console $= \sum F_i x_i = 104{,}2\,T$

effort tranchant à la base $H = 5{,}584\,T$

Moment resistant $1{,}6 \times 114{,}99 = 184\,T$

$\rightarrow \dfrac{\text{Moment resistant}}{\text{moment au renversement}} = \dfrac{184}{8{,}376 + 104{,}2} = 1{,}63 > 1{,}5$ Vérifié

Ferraillage des portiques.

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Tandis que les poutres sont calculés en flexion simples. G et P sont negligeables, on fait les calculs sous l'effet du seisme, Les resultats sont donnés si dessous.

Poutre 1 (25 x 30)

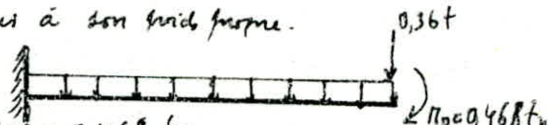
Section	travée	Appui
M	0,96	1,26
μ	0,0282	0,37
ε	53,5	45,8
K	0,9270	0,9171
α	0,2190	0,2467
A (cm^2)	1,37	1,81
A (adoptée)	4 T14	4T14

poteau 1 (25 x 25)

M	0,96
N	8,53
e_0	11,25
e	4,16
σ'_b	137
A (cm^2)	3,27
A adopté	4 T14

Ferraillage du balcon

largeur = 70 cm, épaisseur = 10 cm, il est soumis à son poids propre.
$2,5 \times 0,1 = 0,25\ t/m^2$
Acrotère. $1 \times 2,5 \times 0,12 = 0,3t \rightarrow P = 0,36T$
main courante : 100 kg/ml $\rightarrow M_0 = 1,2 \times 0,39 \times 1 \times 100 = 0,468$ t.m
charge d'exploitation : 250 kg/m² ; $q = G + 1,2P = 1^m(0,25 + 1,2 \times 0,25) = 0,55\ t/ml$
pour l'encastrement. $M = (-M_0 + Pl + \frac{ql^2}{2}) = 0,854$ tm

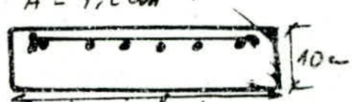


Ferraillage :

$b = 100cm$, $h_t = 10cm$, $d = 2cm$ $h = 8cm$

$$\mu = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0,854}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0,0714 \rightarrow \varepsilon = 0,8906 \rightarrow K = 30,7,\ \bar{\omega} = 0,535$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,7} = 91,20 < \bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2 \rightarrow A = 4,2\ cm^2$$



On choisit $6T10 = 4,71\ cm^2$ espacé de 16 cm.
pour les armatures de répartition $\frac{1}{4}$ jusque $\frac{1}{2}$ des armatures principales
Soit $4T8 = 2,01\ cm^2$

1 - Vérification à l'effort tranchant. $\bar{\tau}_b = 1,15\ \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785\ kg/cm^2$

$T = ql + p = 0,745t$; $\tau_b = \frac{T}{bz} = 1,06\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b$ Vérifié

2 - Vérification des contraintes :

$M = 0,854$ t.m $\quad \bar{\omega} = 100 \times \frac{A}{b.h} = 100 \cdot \frac{4,71}{100 \times 8} = 0,558 \quad K = 29,\ \varepsilon = 0,8864$

$$\sigma_a = \frac{M}{A.\varepsilon h} = 2559,6 < 2800\ kg/cm^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2559,6}{29} = 88,7\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137$$

Vérification à la non fissuration

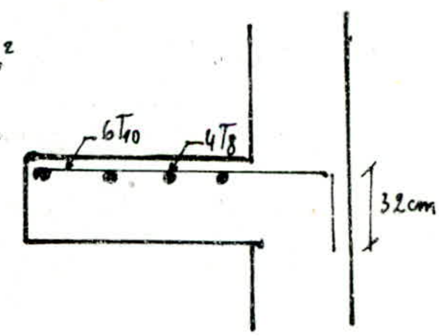
$$\omega_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,71}{2.2.100} = 0,0117 \quad K = 1,5 \times 10^6 \quad \eta = 1,6$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 1713\ kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{k\eta\ \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2855,9\ kg/cm^2 > 2800\ kg/cm^2 \text{ Vérifié}$$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} . \quad \bar{\tau}_d = 2,5\ \psi_d . \bar{\sigma}_j = 22,125\ kg/cm^2$$

$$l_d = \frac{10}{4} . \frac{2800}{22,125} = 31,63 \rightarrow \text{soit } l_d = 32cm$$



Escalier, à noyau centrale.

- L'escalier proposé par l'architecture est un escalier à noyau central on respecte cette solution et on considère que l'escalier est coulé sur place.
- Etude des marches : Elle seront calculées en console venant prendre appui sur le noyau central coulé en place M.P. Charron dans son livre le calcul et la verification des ouvrages en béton armé, il a proposé d'assimiler la marche trapezoidale à une marche rectangulaire et la charge d'exploitation correspond aux poids de deux personnes est egale à 150 Kg/ml.

On considère une marche de 1m de longueur, elle commence par 20cm à partir du noyau et elle se termine par 30cm à l'extremité et d'epaisseur 10cm.

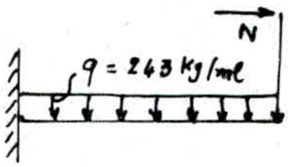
Evaluation de charges :

$$G = 0{,}1 \times 2500 \cdot \frac{(20+30)}{2} 10^{-2} = 63 \ Kg/ml$$

$$q = G + 1{,}2P = 63 + 1{,}2 \times 150 = 243 \ Kg/ml$$

$N = 100$ Kg/main courante

$$M = 100 \times 1 + \frac{243 \cdot 1^2}{2} = 221{,}5 \ Kg.m$$



$$M = 221{,}5 \ Kg.m$$

$$d'où \ A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{221{,}5 \times 10^2}{\frac{7}{8} \times 8 \times 2800} = 1{,}13 \ cm^2$$

soit $3 T_8 = 1{,}5 \ cm^2$

L'effort tranchant T : $T = 243$ Kg

en ce qui concerne l'adherence

$$\tau_d = \frac{T}{p \cdot h} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$$

P : perimètre des barres. $p = 3(2\pi \cdot 0{,}4) = 7{,}54$ cm

$$d'où \ \tau_d = \frac{243}{7{,}54 \times \frac{7}{8} \cdot 8} = 4{,}6 \ Kg/cm^2 \quad et \quad 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1{,}5 \times 5{,}9 = 17{,}7 \ Kg/cm^2$$

On trouve $\tau_d < \bar{\tau}_d$ Vérifié

On prend comme armature de repartition $5 \phi 6$/ml

- Le calcul de noyau a été précisé par NICOLSKI, le moment de flexion dans le noyau est sinusoïdal le long de sa hauteur

$$M = \frac{q a^3}{3} \left(1 - \cos \pi \frac{x}{h}\right)$$

avec un maximum $x = (2n+1) h$

d'où $M_{max} = \frac{2}{3} q a^3$

q : étant la charge par m² de projection horizontale, (poids propre et surcharge)
a : étant la distance du centre de noyau à l'extrémité de marche ;
Le calcul ci-dessus admet que les extrémités du noyau sont simplement appuyées, 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 =
$G = 0{,}1 \times 2500 = 250\ kg/m^2$
$P = 250\ kg/m^2$

d'où $q = G + 1{,}2P = 250 + 1{,}2 \times 250 = 550\ kg/m^2$

$$M = \frac{550 \times 1{,}15^3}{3} \cdot 2 = 557{,}6\ kg \cdot m$$

$$K_a = \frac{M}{r^2 \sigma_a} = 5{,}9 \cdot 10^{-3}$$; aide memoire B.A. page 104

$$K_e = \frac{N r}{M} = 0$$

$$A = \frac{\varpi \pi r^2}{100} \longrightarrow K = 51{,}26\ ,\ \varpi = 0{,}27$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{51{,}26} = 54\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' = 137\ kg/cm^2$$

$$A = \frac{0{,}27\ \pi\ (15)^2}{100} = 1{,}91\ cm^2$$

On constate que la section d'armature est très faible et comme le RPA 81 Version 83 precise que les armatures utilisées dans les poteaux doivent être espacés au max de 25 cm et le diamètre doit être au moin égale 14 m et comme le perimètre du noyau est egale à $2\pi r = 94{,}2\ cm$
alors il faut utiliser 5 T14 = 7,69 cm² . espacé de 20 cm.

Verification au flambement.

Nous avons deux verifications au flambement

1/ Noyau de 30 cm de diamètre et de 4 m de hauteur

D'où $l_c = 0{,}7\, l_0$ et $\frac{l_c}{D} = \frac{0{,}7 \times 400}{30} = 9{,}33 < 12{,}5$ Verifié

2/ Noyau de 30 cm de diamètre et de 3,55 m de hauteur

$$0{,}7 \times \frac{350}{30} = 8{,}16 < 12{,}5$$

Le RPA 81 exige le pourcentage min de 1% et 5% comme armature max

- Nous avons $A = 7{,}96\ cm^2$; $S = 706{,}8\ cm^2$

d'où $W = \frac{7{,}96 \times 100}{706{,}8} = 1{,}126$ d'où 1,126% Verifie le RPA

La longueur minimale de recouvrement est $60\phi = l_r$

d'où $l_r = 60 \cdot 1{,}4 = 84\ cm$

Pour les armatures transversales :

$$\phi_t \geq 0{,}3\ \phi_L \rightarrow \phi_t \geq 0{,}3 \times 14 = 4{,}2\ mm$$

On admet des $\phi_t\ 6$. Comme un cadre circulaire l'espacement entre deux nappes des armatures transversales et $t \leq 15\phi_L = 15 \times 1{,}4 = 21\ cm$

soit $t = 20\ cm$, Soit $G + 1{,}2P = 36{,}1\ t$

$A' = 7{,}69\ cm^2$

$$N' = \frac{1000\ A' \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}{1{,}25\ \phi_1\ \theta_2\ \theta_3} = 81\ t > 36{,}5\ t \quad \text{Verifié}$$

Ferraillage des dalles

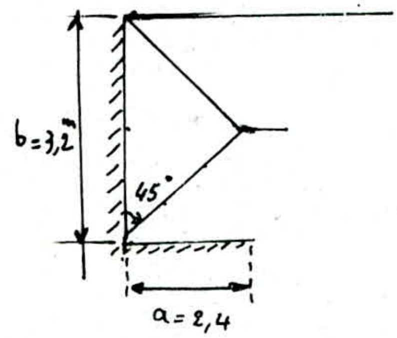
- Pour tenir compte l'effet de l'ouverture de l'escalier on considère que la dalle est encastrée sur 3 cotés et de forme rectangulaire de cotés : 3,2 × 2,4 m.

Le moment est donné par la théorie de fissuration

$$M = -m' = \frac{Pb^2}{192}\left(\sqrt{\alpha^2+12} - \alpha\right)^2$$

$$\alpha = \frac{b}{a} < 1{,}5$$

$$\alpha = \frac{3{,}2}{2{,}4} = 1{,}33$$



. Evaluation des charges.

- charge permanente :

$0{,}1 \times 2{,}5 = 0{,}25\ t/m^2$

- enduit : = $0{,}044\ t/m^2$

. surcharge = $0{,}1\ t/m^2$

d'où $G = 0{,}294\ t/m^2$; $P = G + 1{,}2q = 0{,}414\ t/m^2$

Soit : $P = 0{,}45\ t/m^2$

d'où $m = m' = 0{,}136\ tm$

. La flèche et maximale au milieu du côté libre

$$f = 0{,}366\ \frac{Pa^4}{Eh^3} = 0{,}366 \cdot \frac{0{,}45 \times (2{,}4)^4}{3{,}81 \times 10^6 \times (0{,}1)^3} = 1{,}43 \times 10^{-3}\ m$$

$$f = 0{,}143 < \frac{l}{500} = \frac{320}{500} = 0{,}64$$

Ferraillage : $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a\, b h^2} = \frac{15 \times 0{,}136 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 8^2} = 0{,}0113$

$$\rightarrow \left.\begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9524 \\ K = 90 \end{array}\right\} \rightarrow \bar{\omega} = 0{,}0794\ \%$$

$$A = \frac{\bar{\omega}\, b h}{100} = \frac{0{,}0794 \times 100 \times 8}{100} \rightarrow A = 0{,}6352\ cm^2/ml.$$

l'espacement des armatures ne doit pas depasser 3 fois l'épaisseur de dalle ni 33 cm. On admet 5 T6 /ml = 1,41 cm²

espacé de 20cm $< \begin{cases} 3 \times 10 = 30\ cm \\ 30\ cm \end{cases}$ verifié

Effort tranchant :

$T = 0,6\ t.$

$$\tau_b = \frac{0,6 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 8} = 0,85\ kg/cm^2 \quad ; \quad 1,15\ \bar{\sigma}_b = 6,78\ kg/cm^2$$

- conditions aux appuis :

$$A\,\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \quad ; \quad T + \frac{M}{z} = 0,6 \times 10^3 - \frac{0,136 \times 10^5}{\frac{7}{8} \times 8} = < 0$$

Les armatures transversales ne sont pas necessaires.

- Pour l'ancrage : $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{0,6 \times 10^3}{1,41} = 425,53\ kg/cm^2$

donc d'après le reglement, un crochet normal suffira, puisque ce crochet peut resister à son origine à une contrainte $\frac{\bar{\sigma}_a}{2} = 1400\ kg/cm^2 > 425,5\ kg/c$

- Verification de non fissuration.

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{Kn\ \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3686,9\ kg/cm^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Kn}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\,\bar{\omega}_f} = 1886,6\ kg/cm^2$$

d'où $\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3686,9\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2800\ kg/cm^2$

donc pas de risque de fissuration.

- Verification des contraintes.

$$\bar{\omega} = \frac{100\,A}{b\,h} = \frac{100 \times 1,41}{100 \times 8} = 0,1762 \longrightarrow \varepsilon = 0,9320 \quad k = 58,5$$

$$\text{d'où} \quad \sigma_a = \frac{M}{\varepsilon\,h\,A} = \frac{0,136 \times 10^5}{0,9320 \times 8 \times 1,41} = 1293,64\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1293,64}{58,5} = 22,11\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2.$$

- Verification de non fragilité : $A = 1,41 \geq 0,69\,b\,h\,\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}\left(\frac{2-\rho}{2}\right)$ (Art 19 CCBA68)

$\longrightarrow$ $0,5 < 1,41$ Verifié

- Verification des armatures : min (CCBA68 art E2)

$$\frac{A_x}{b\,h} \geq \frac{\psi_4}{2}(2-\rho)\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 \quad ; \quad \frac{1,41}{100 \times 8} = 1,762 \times 10^{-3}$$

$$\frac{\psi_4}{2}(2-\rho)\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}\left(\frac{h_o}{h_x}\right)^2 = \frac{0,54}{2}(2-0,7)\ \frac{5,9}{2800}\left(\frac{10}{8}\right)^2 = 1,15 \times 10^{-3}$$

$1,762 \times 10^{-3} > 1,15 \times 10^{-3}$ Verifié

FONDATION

Fondations

Les fondations sont constituées par les ouvrages de transition entre les elements porteurs de l'ossature et le sol.
Dans notre batiment, toutes les fondations sont superficielles
- Semelles isolées sous poteaux rectangulaires
- Semelles isolées sous poteaux circulaires.
- Semelle sous deux poteaux.

* Semelles sous poteaux rectangulaires.

$N = 17,133\ t$
$M = 2,825$
$a = 35\,cm\ ;\ b = 25\,cm$
$\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars

$$\bar{\sigma}_s \geqslant \left(\frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}\right).$$

on a : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b} \rightarrow B = \frac{5}{7}A \rightarrow S = A \times B = \frac{5}{7} \times A^2\ ;\ I = B \cdot \frac{A^3}{12} = \frac{5}{7} \times \frac{A^4}{12}.$

$$\rightarrow 1,5 \geqslant \frac{17133}{\frac{5}{7}A^2} + \frac{282500}{\frac{5}{7}A \cdot \frac{A^2}{3}} \longrightarrow \begin{array}{l} A = 150\,cm \\ B = 110\,cm \end{array}$$

$$h \geqslant \begin{array}{l} \frac{A-a}{4} \\ \frac{B-b}{4} \end{array} \longrightarrow \begin{array}{l} h = 30\,cm \\ h_t = 35\,cm \end{array}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \rightarrow \text{avec } \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \\ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} \end{array} \rightarrow \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,72 \\ \sigma_2 = 0,353 \end{array}$$

$$\sigma(A/4) = \frac{3 \times 1,72 + 0,353}{4} = 1,378\ kg/cm^2 \rightarrow Q = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B$$

donc $Q = 22,73$ suivant y
$Q = 11,46$ suivant x.

$$A'_y = \frac{22,73\ (150-35)}{8 \times 30 \times 2850} = 3,89\ cm^2 \longrightarrow 5T12/ml = 5,65\,cm^2$$

$$A'_x = \frac{11,46\ (110-25)}{8 \times 30 \times 2850} = 1,45\ cm^2 \longrightarrow 3T12/ml$$

- poteaux circulaires :

$N = 25,35\ t$

$M = 3,655$

$D^2 \geq \frac{4N}{\pi \bar{\sigma}_s} = \frac{4 \times 25,35 \times 10^3}{\pi \times 1,5} \rightarrow D \geq 146,48 \rightarrow D = 150\text{cm}$

$h \geq \left(\frac{D-d}{4} = \frac{150-35}{4} = 28,75 \right) \qquad h = 30\ \text{cm} \ ; \ h_t = 35\ \text{cm}$

$F_x = F_y = \frac{N(D-d)}{3\pi h} = \frac{25,35 \times 10^3 (150-35)}{3\pi \times 30} = 1031,05\ \text{Kg}$

$A'_x = A'_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{10310,5}{2800} = 3,68\ \text{cm}^2$

On prend : 6 T12 dans chaque sens.

$A'_x = A'_y = \frac{F_x}{\sigma_a}$

* Semelle sous deux poteaux.

$N_1 = 25,34 \qquad M = 3,625$

$N_2 = 13,86\ t$

$N = 39,20 \ , \ M = 3,625$

$\sigma_s \geq \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I}$

$\sigma_s = \frac{N}{A^2} + \frac{M \cdot A/4}{\frac{A^4}{12}} = \frac{1}{A^2}\left[N + \frac{3M}{A} \right] = \frac{1}{A^2}\left[39200 + \frac{362500 \times 3}{A} \right]$

$\rightarrow \left. \begin{matrix} A = 200 \\ B = 200 \end{matrix} \right\}$ carrée. $\qquad h \geq \frac{200-70}{4} = 32,5 \quad \left\{ \begin{matrix} h = 40\ \text{cm} \\ h_t = 45\ \text{cm} \end{matrix} \right.$

$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \ ; \ \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} \rightarrow \begin{matrix} \sigma_1 = 0,98 + 0,27 = 1,25 \\ \sigma_2 = 0,98 - 0,27 = 0,71 \ ; \end{matrix}$

$\sigma(A/4) = 1,115 \rightarrow Q = 4,46$

$A = \frac{14,46(200-70) \cdot 10^3}{8 \times 40 \times 2800} = 2,87\ \text{cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5\ T12\ \text{cm}^2/\text{ml}$ dans les 2 sens.

Noyau central.

- semelle isolé sous poteau (noyau central)

$N = 19^t$.

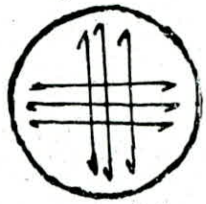
$$D \geq \sqrt{\frac{4N}{\pi \sigma_s}} = \sqrt{\frac{4 \times 19}{\pi \times 1,5}} = 127 \text{ cm} \quad \text{On prend } D = 130 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{D-d}{4} = \frac{130-30}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 25 \text{ cm} \rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$$

$$F_x = F_y = \frac{N(D-d)}{3\pi h} = \frac{19 \times 10^3 (130-30)}{3\pi \times 25} = 8,063^t$$

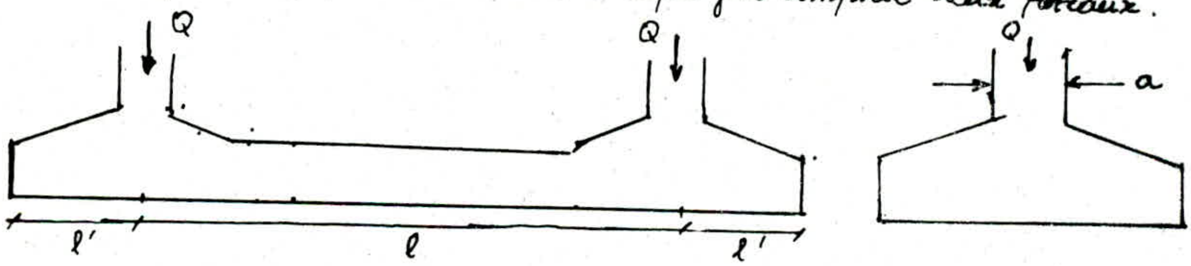
$$A_x = A_y = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{8,063 \times 10^3}{2800} \quad \text{d'ou} \quad A_x = A_y = 2,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $3T12/\text{ml}$



- Semelle sous deux poteaux (minaret)

Du fait que les poteaux du minaret dans une direction donnée sont proches les uns des autres. on confectionne une semelle continue sous cette file de poteaux. Notre cas chaque file comporte deux poteaux.



l : distance entre axe des poteaux. $\left(h_t = \frac{l}{6} \text{ à } \frac{l}{9}\right) \rightarrow h_t = \frac{110}{6} \text{ à } \frac{110}{9}$

$h_t = 18,33 \text{ cm}$ à $12,22 \text{ cm}$ $\rightarrow$ $h_t = 18 \text{ cm}$ et $h = 16 \text{ cm}$

a) Transversalement.

Elle agit comme une semelle rectangulaire sous poteau

soit la semelle delimité A et L.

On aura pour la longueur L : $A'_x = \frac{Q(A-a)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{15000(110-25)}{8 \times 20 \times 2800} = 2,84 \text{ cm}^2$

Soit $3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

b) Longitudinalement ;

Elle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appui.

moment en travée : $M_t = \frac{Q}{(l+2l')}\left(\frac{l^2}{4} - l'^2\right)$ avec $l' = 0,25 \text{ m}$

$$\frac{Q}{(1,10 + 2 \times 0,25)}\left(\frac{\overline{1,10}^2}{4} - \overline{0,25}^2\right) \rightarrow M_t = 2,25 \text{ tm}$$

$T_{AG} = \dfrac{2Q}{l+2l'} \cdot l' = 4{,}657\,t$; $T_{AD} = \dfrac{Q}{l+2l'} \cdot l = 10{,}312\,t$

$\rightarrow M_a = \dfrac{Q}{(l+2l')} \cdot l'^2 = \dfrac{15}{(1{,}1+2\times 0{,}25)} \times \overline{0{,}25}^2 = 0{,}586\,tm$

donc $M_a = 0{,}585\,tm$.

<u>Ferraillage par la methode de P. CHARRON.</u>

- <u>en travée</u>: $\mu = \dfrac{15 M_t}{\overline{\sigma_a}\, b h^2} = \dfrac{15 \times 2{,}25 \times 10^5}{2800 \times 110 \times 16^2} = 0{,}0428 \rightarrow \left|\begin{array}{l} k = 42 \\ \varepsilon = 0{,}9123 \end{array}\right.$

$\sigma'_b = \dfrac{\overline{\sigma_a}}{k} = 66{,}66\ Kg/cm^2 < 137\ Kg/cm^2 \rightarrow A' = 0$

$A = \dfrac{M}{\overline{\sigma_a}\, \varepsilon h} = \dfrac{2{,}25 \times 10^5}{2800 \times 0{,}9123 \times 16} = 5{,}5051\ cm^2$ On adopte $6T12 = 6{,}78\ cm^2$

$t = 16\,cm$. et $A_t = 4\phi 8 = 2{,}01\ cm^2$

- <u>en appui</u>: $\mu = \dfrac{15 M_a}{\overline{\sigma_a}\, b h^2} = \dfrac{15 \times 0{,}585 \times 10^5}{2800 \times 110 \times \overline{16}^2} = 0{,}0111 \rightarrow \left\{\begin{array}{l} k = 91 \\ \varepsilon = 0{,}9528 \end{array}\right.$

$\sigma'_b = \dfrac{\overline{\sigma_a}}{k} = 20{,}76\ Kg/cm^2 < 138\ Kg/cm^2 \rightarrow A' = 0$

$A = \dfrac{M}{\overline{\sigma_a}\, \varepsilon h} = \dfrac{0{,}585 \times 10^5}{2800 \times 0{,}9528 \times 16} = 0{,}8433\ cm^2 \rightarrow A = 3T10$

Longrines.

Les fondations sont chainées dans les deux directions avec des longrines suffisament rigides, qui sont calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à $\frac{N}{10}$ pour un sol meuble (RPA Art 4.2.33)
- dimension de la plus longue longrine $L = 3{,}90m$.
de forme (30×30) ; $q = 0{,}225\ t/ml$ charge due au poids propre de la longrine supposée encastrée à ses deux extremités.

$$M_A = q\frac{l^2}{12} = 0{,}285\ tm \quad ; \quad M_t = q\frac{l^2}{24} = 0{,}142\ tm$$

$$N_{max} = 32{,}4\ t \rightarrow \frac{N}{10} = 3{,}24\ tm.$$

Ferraillage :

- appui : $\frac{M}{N} = 200 \quad > \frac{h_t}{6} = 5 \rightarrow$ Section partiellement comprimée

$$A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad ; \quad A_{fs} = \frac{M_f}{\varepsilon . h . \bar{\sigma}_a} \quad ; \quad M_f = N.f. \text{ avec } f = \frac{h_t}{2} - c - d$$

$\rightarrow f = 0{,}07\ cm$

$$M_f = 3{,}24 \cdot 0{,}07 = 0{,}22\ tm$$

$$\mu = \frac{15\, M_f}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \cdot 0{,}227 \times 10^5}{2800 \times 30 \times \overline{27}^2} = 0{,}0055 \quad \Big| \begin{array}{l} K = 132 \\ \varepsilon = 0{,}966 \end{array}$$

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \rightarrow A' = 0.$$

$$A_{fs} = \frac{M_f}{\varepsilon . h . \bar{\sigma}_a} = \frac{0{,}227 \times 10^5}{0{,}966 \times 27 \times 2800} = 0{,}31\ cm^2 \quad ; \quad \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3240}{2800} = 1{,}157\ cm^2$$

$\rightarrow A_{fc} = 1{,}467\ cm^2$ le Reglement RPA exige $4T12 = 4{,}52\ cm^2$ espacé de 20 cm.

Bibliographie.

- Voiles minces — A. COIN
- Voiles minces — J. COURBON
- le calcul et la vérification des ouvrages en B.A — P. CHARON
- traité de béton armé tome III — A- GUERRIN
- Règles R.P.A. 81
- Règles N.V. 65
- aide mémoire B.A.
- Conceptions et calcul des structures soumises au seisme — O.P.U.
- Cours de Beton III — M. BELAZOUGUI

Ecole Nationale POlytechnique

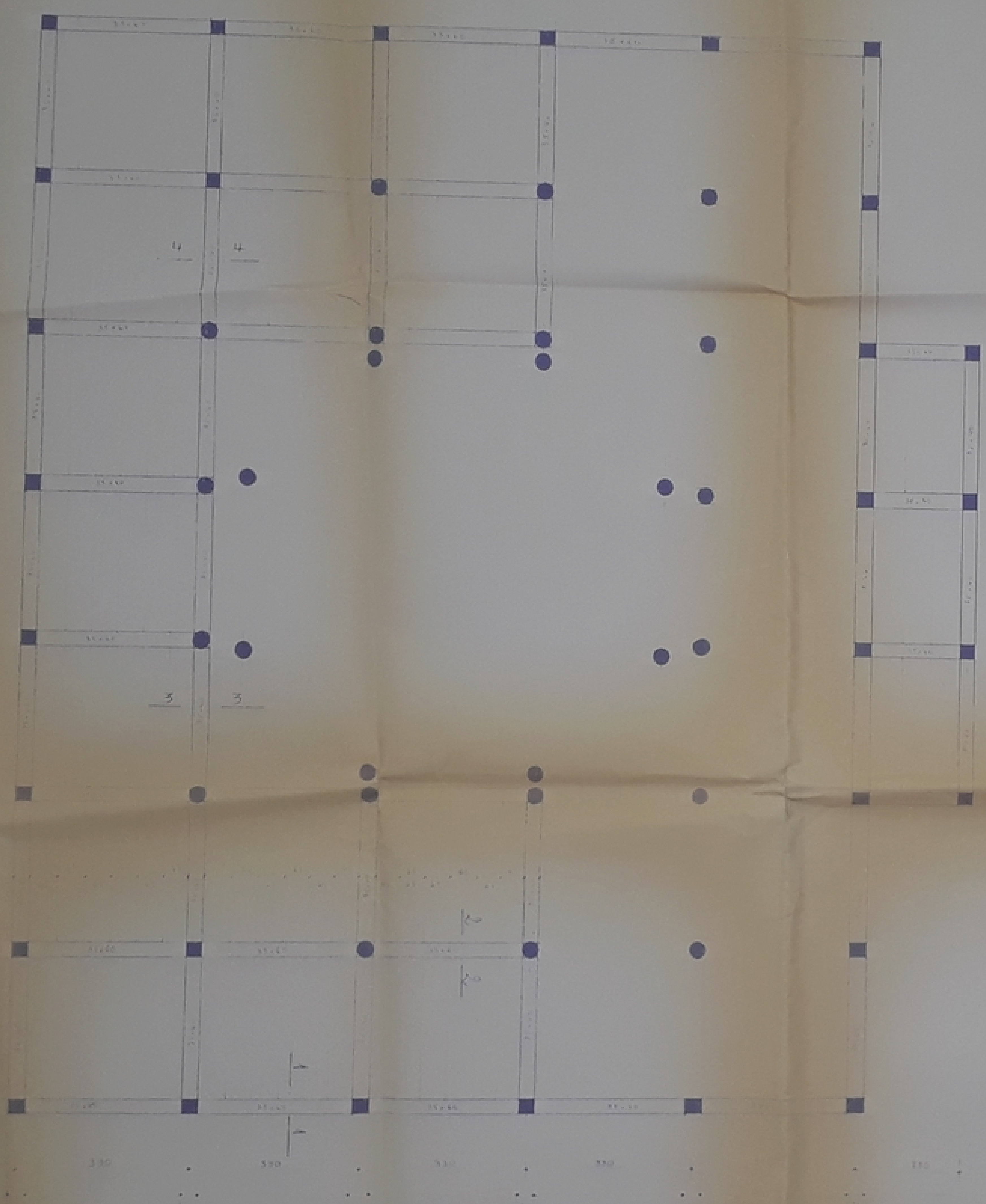
Departement Genie Civil

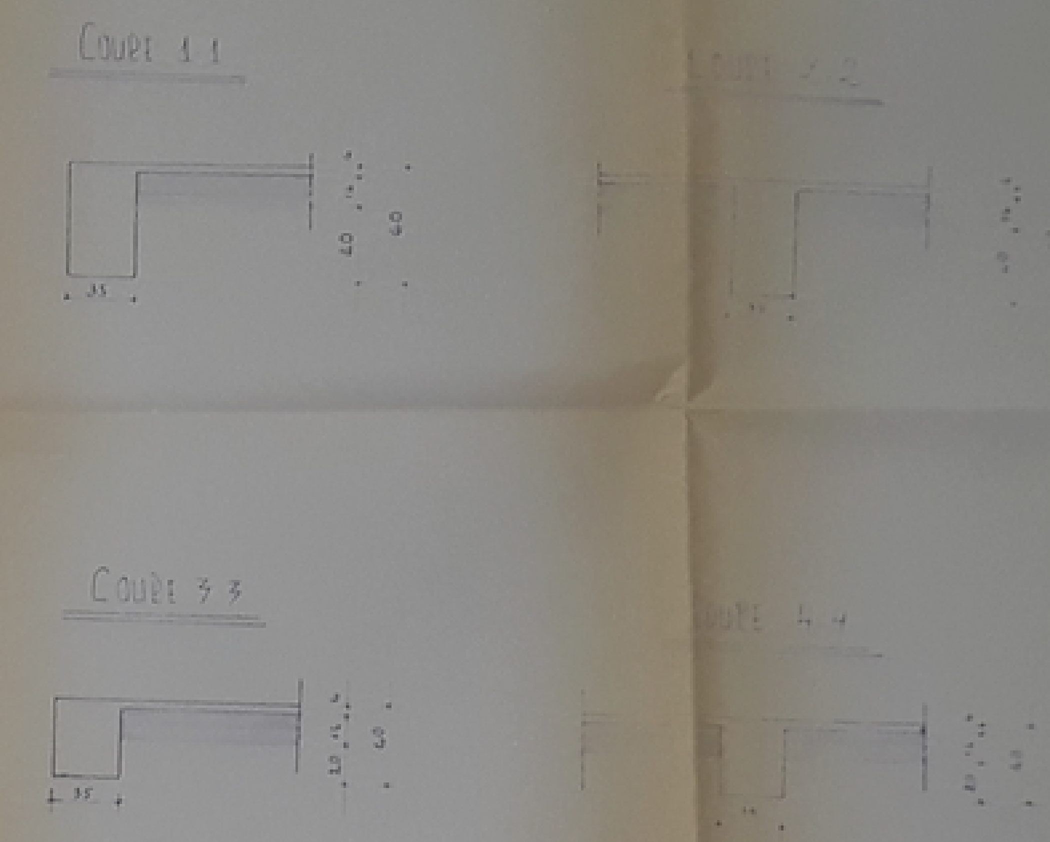
PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

ETUDE D'UNE MOSQUEE

DESIGNATION	PROPOSE - SETAM	
PLANCHER NIV 2	Etudie par	BENSALEM
		BENJAGOUB
	Dirigé par Mr GUISSOVA	
ECHELLE 1/20 1/50		





Pbo0262

-2-

Ecole Nationale POlytechnique

Departement Genie Civil

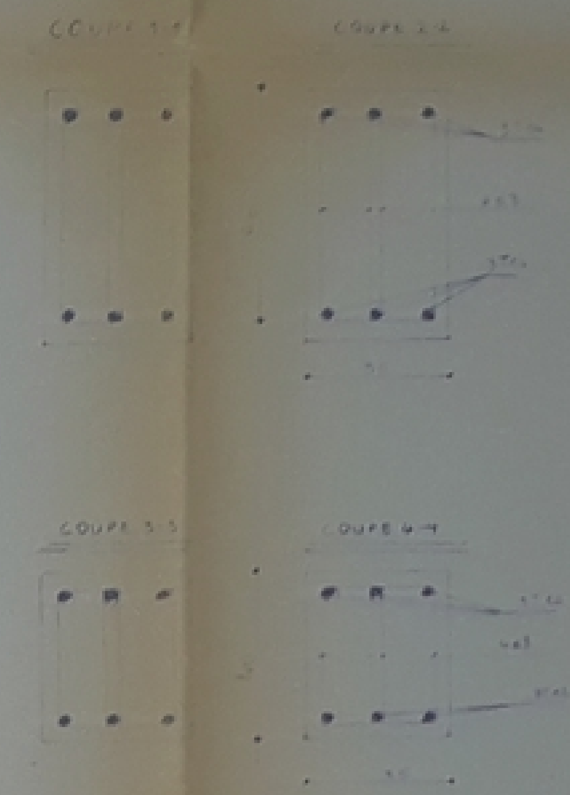
PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN D'ETUDES

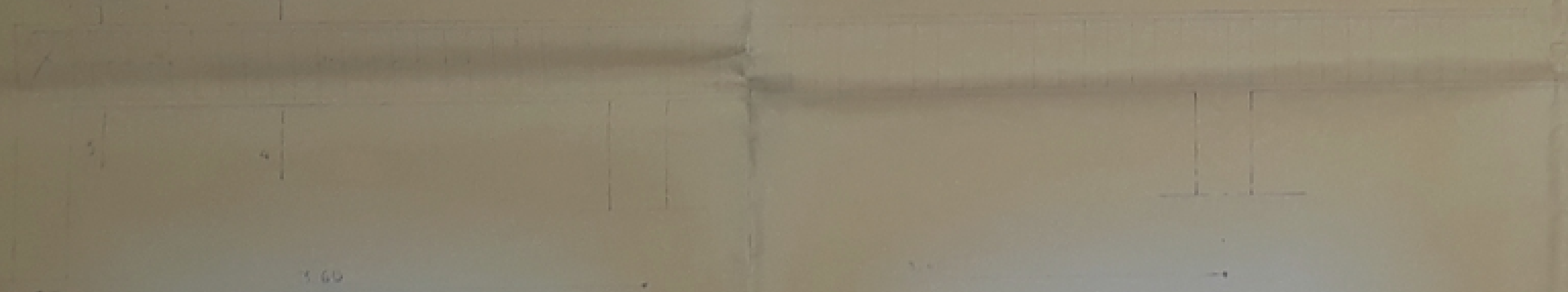
ETUDE D'UNE MOSQUEE

DESIGNATION	PROPOSE - SETAM	
PLANCHER NIV 1	Etudie par	BENSALEM BENYAGOUB
	Dirigé par Mr GUIGOVA	
ECHELLE 1/20 1/50		

Poutre [illegible] Niv 1 et 2



Poutre [illegible] Niv 1 et 2



-3-

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEP GENIE CIVIL

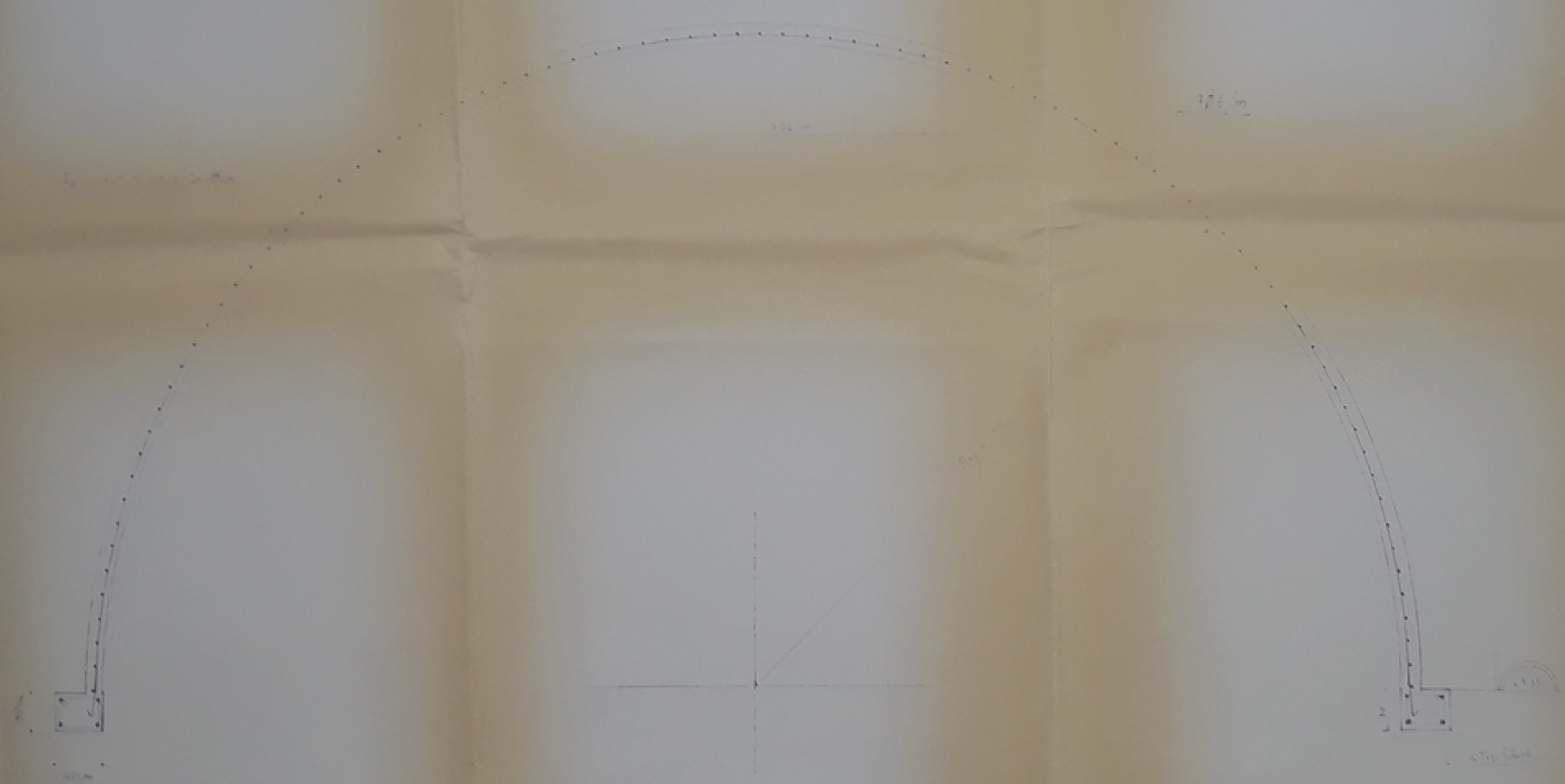
PROMOTION JUIN 87

PROJET DE FIN DETUDE

ETUDE DUNE MOSQUEE

DESIGNATION	PROPOSE - SETAM	
FERRAILLAGE DES POUTRES	Etudié par	BENSALEM
		BENYACOUB
	Dirigé par M[r] GUIGOVA	
ECHELLE : 1/20		

COUPOLE



Ecole NAtionale POlytechnique

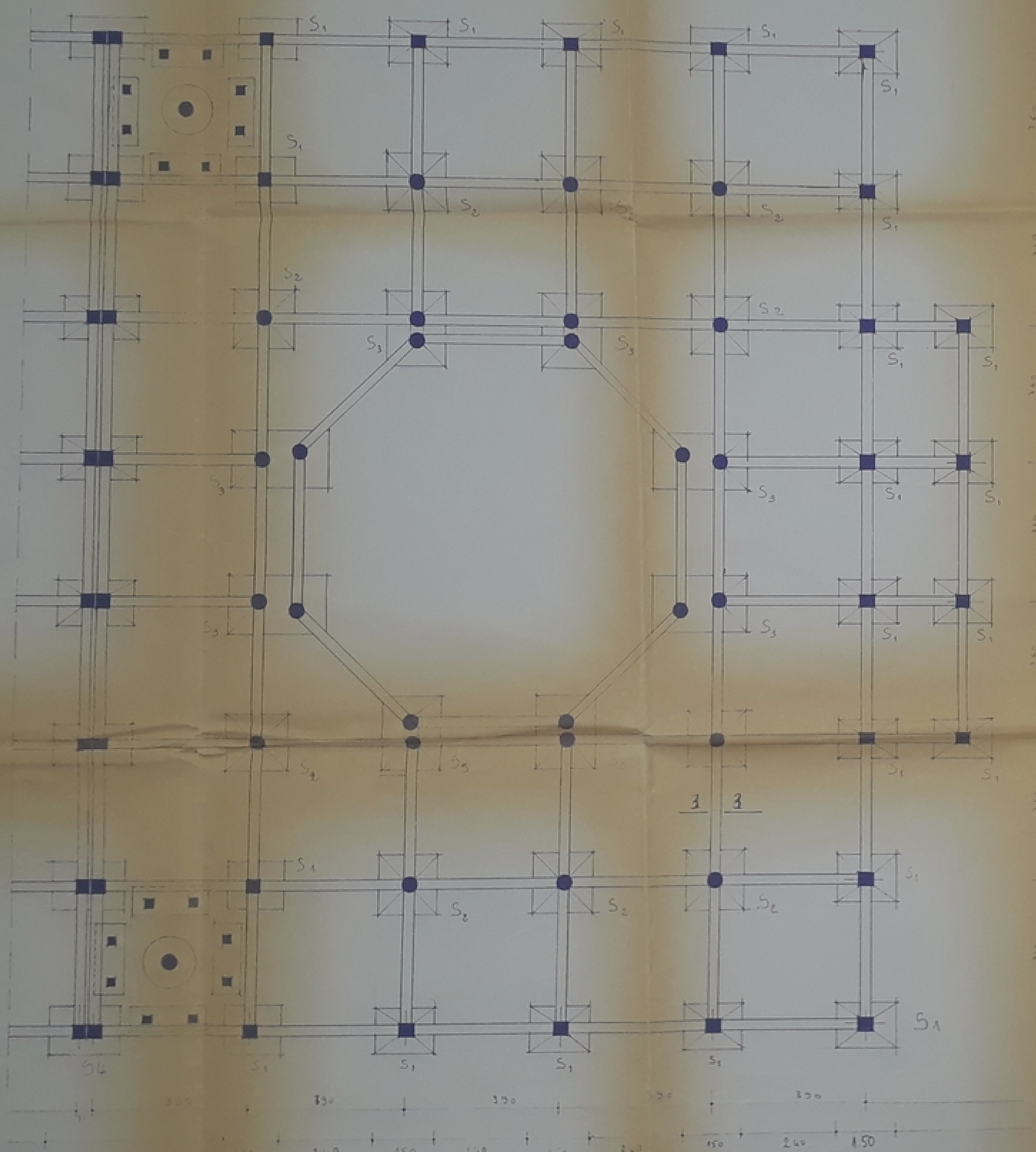
Departement Genie Civil

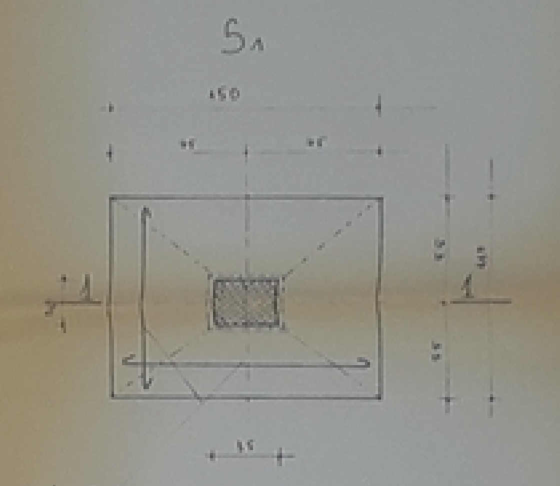
PROMOTION JUIN 87

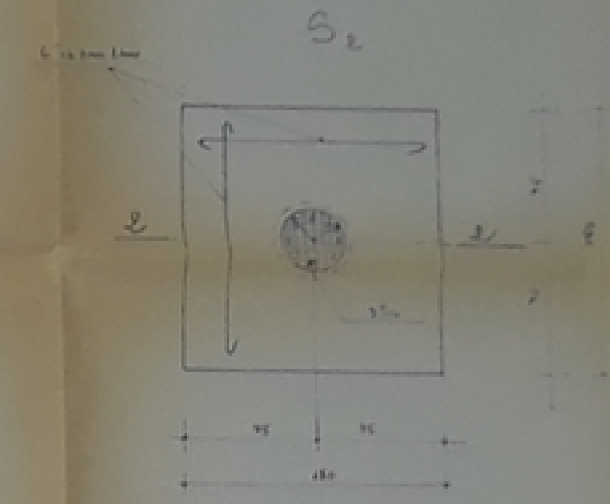
Projet de fin d'etude

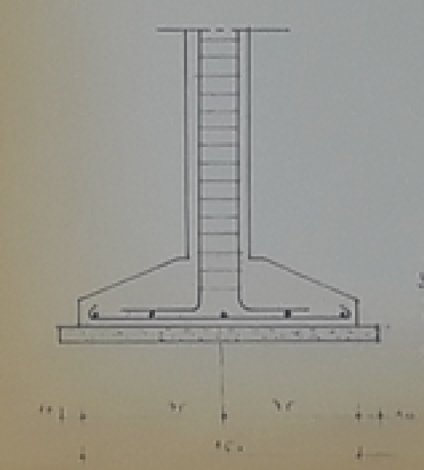
ETUDE D'UNE MOSQUEE

DESIGNATION	PROPOSE - SETAM	
Ferraillage Coffrage	Etudie par	BENSALEM BENYAGOUB
	Dirige par M	

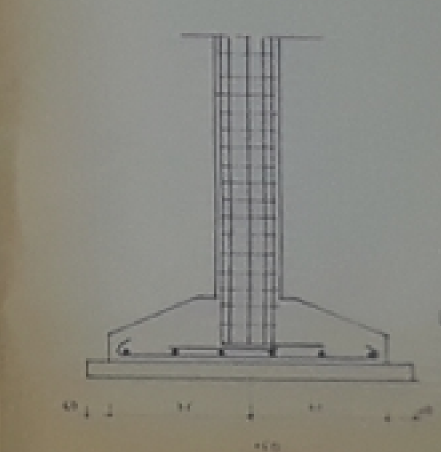






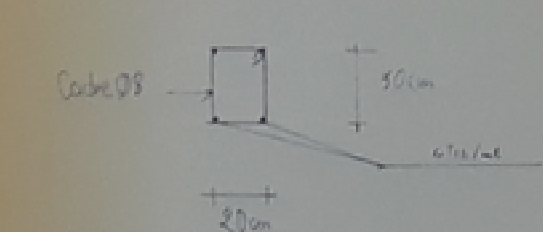


Coupe 1-1



Coupe 2-2

Coupe 3-3 Longrine 20x30



PFOE 87

-5-

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ecole Nationale Polytechnique

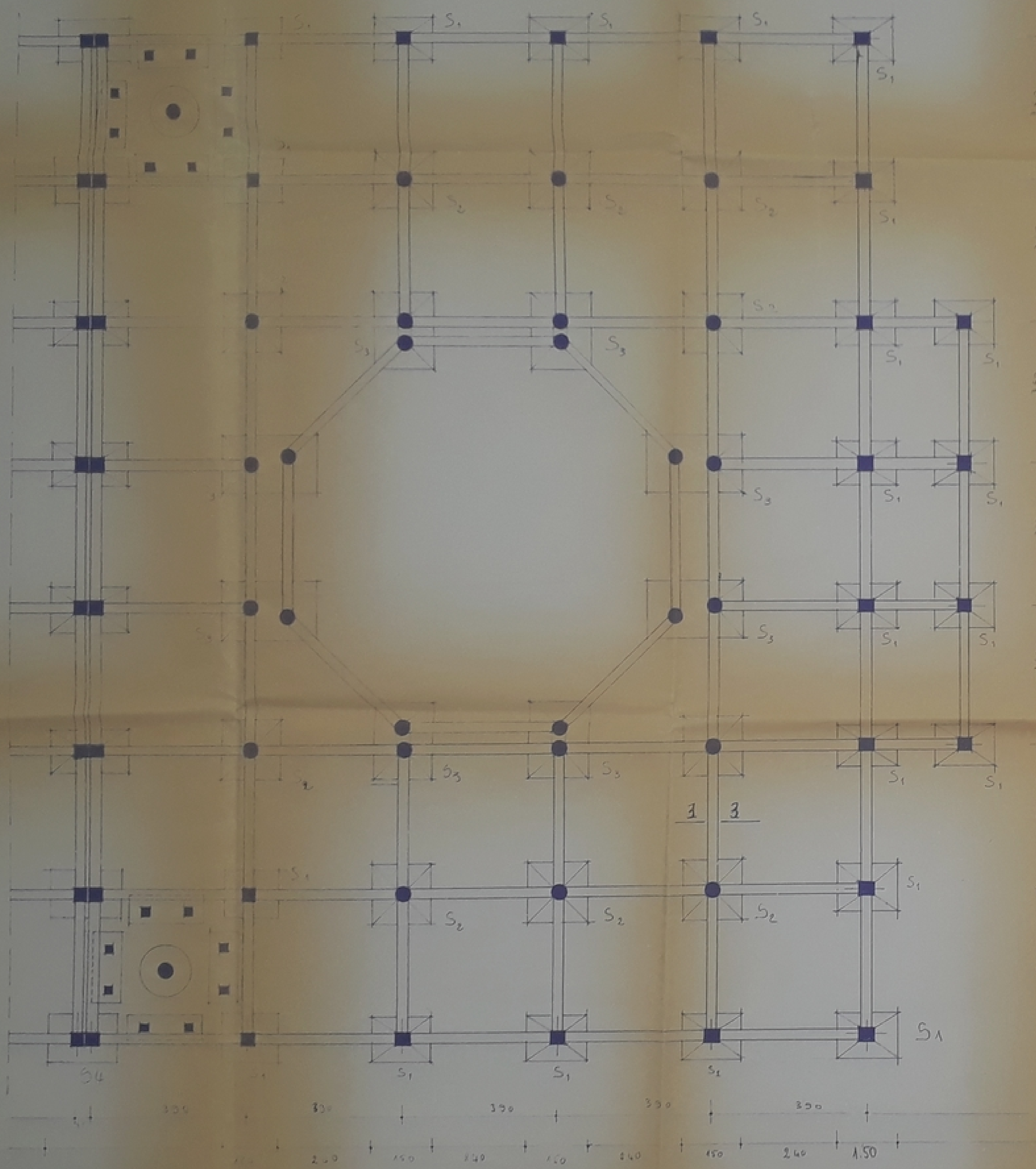
Département Genie Civil

PROMOTION JUIN 87

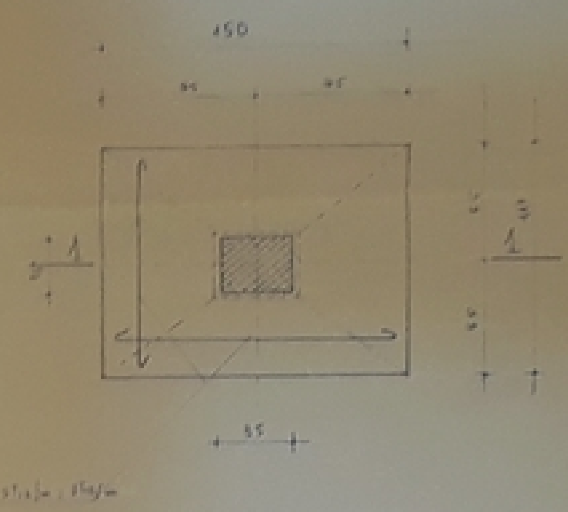
PROJET DE FIN DÉTUDES

ETUDE D'UNE MOSQUEE

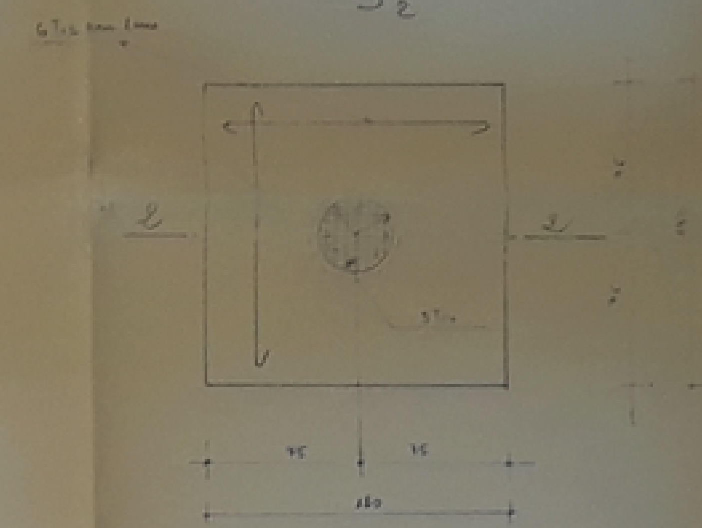
DESIGNATION	PROPOSÉ _ SETAM	
FONDATIONS	Etudié Par	BENSALEM BENYAGOUB
	Dirigé par Mr GUIGOVA	
ECHELLE : 1/50 1/20		

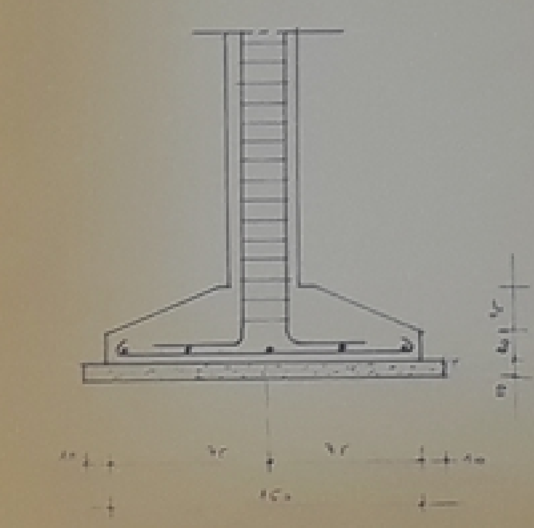


S1

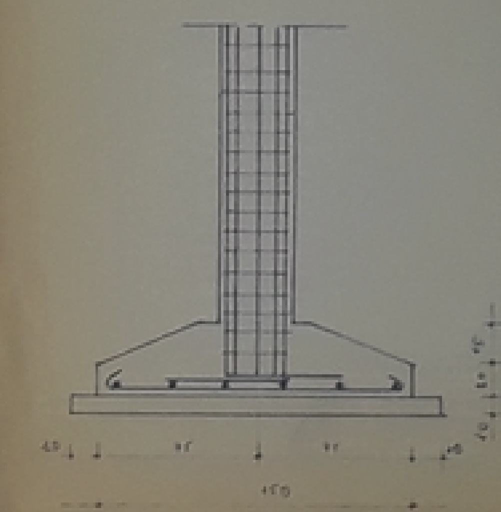


S2





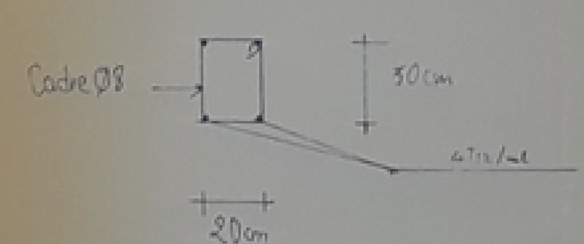
COUPE 1-1



COUPE 2-2

PBOU287
-6-

COUPE 3-3 Longrine 20x30



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Ecole Nationale Polytechnique	
Département Genie Civil	
PROMOTION JUIN 87	
PROJET DE FIN DÉTUDES	
ETUDE D'UNE MOSQUEE	
DESIGNATION	PROPOSÉ _SETAM
FONDATIONS	Etudié Par BENSALEM BENYAGOUB
	Dirigé par Mr GUIGOVA
ECHELLE : 1/50 1/20	