

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
Republique Algérienne Démocratique et Populaire

3/85

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

202

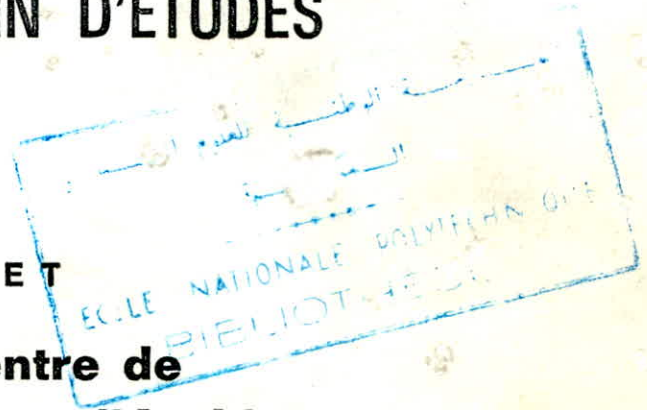
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT : GENIE-CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

**C.P.A Centre de
Documentation et d'Archives**



Proposé par : F.B.A. (ex-S.O.N.A.T.I.B.A)

Étudié par : AIT-KETTOUT Ahcène

Dirigé par : M. BARAKA

CHERRERED Marzouk

Promotion : Janvier 85

مدرسة الوطنية للعلوم الهندسية
المكتبة
.....
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE



DEDICACES=

Je dedie ce modeste ouvrage:

- A mes tres chers parents en raison de leurs sacrifices;
- A mes freres et soeurs;
- A la memoire de ma chere tante;
- A mes petites nieces: Amel et Nawel;
- A ma grande-mere
- A toute la famille;
- A tous mes amis.

Ahcene. A

Je dédie ce modeste travail

- à ma mère et mon père pour leurs sacrifices.
- à mes frères et ~~sour~~ ,particulièrement à "Atmane."
- à toute la famille grand et petit.
- à tous mes amis.
- à tous ceux qui contribuent pour l'amélioration de la science.

Marzouk.C

REMERCIEMENTS

Nous tenons particulièrement à adresser nos remerciements et à exprimer notre reconnaissance à notre promoteur M. BARAKA qui a bien voulu mettre son incomparable compétence à notre disposition.

Notre haute considération à tous les enseignants qui ont veillé à notre formation.

Egalement, nous remercions tous nos parents et amis, qui ont contribué à la réalisation de ce polycopié.

Notre gratitude au jury qui nous fait l'honneur de juger notre travail.

Nous remercions plus particulièrement MM ~~BOUHASSAN~~ Karim et OUSLIMANI Nacer pour leur très précieuse aide dans le tirage de ce présent polycopié.

CHERRERED et AIT-KETTOUT



SOMMAIRE

| | | |
|----|--|---------|
| - | Presentation et description de l'ouvrage: | page. 1 |
| - | Caracteristiques mecaniques des materiaux : | 2 |
| - | Bloc A | |
| - | Avant projet : | 5 |
| - | Charges et surcharges : | 11 |
| | . charges permanentes | |
| | . surcharges d'exploitation | |
| | . surcharges climatique (neige, vent) | |
| | . seisme | |
| - | Etude à la torsion : | 20 |
| - | Calcul des sollicitations et efforts internes, : | 36 |
| | . sous les charges verticales | |
| | . sous les charges horizontales | |
| | . etude thermique | |
| - | Ponderations et combinaisons des efforts : | 95 |
| - | Ferraillage des portiques : | 105 |
| | . poteaux | |
| | . poutres et chainages : | |
| - | Bloc B | |
| - | Introduction : | 154 |
| - | Niveau terrasse : | 155 |
| | . ferraillage des poutres et chainages | |
| - | Niveau courant: | |
| .. | Predimensionnement : | 162 |
| .. | Charges et Surcharges : | 165 |
| .. | Calcul de la dalle : | 166 |
| .. | Calcul des poutres : | 173 |
| .. | Calcul des poutres : | 186 |
| .. | Calcul de la chambre des coffres : | 209 |
| .. | Calcul des poteaux : | 215 |
| .. | Calcul des voiles : | 221 |
| .. | Calcul des elements : | 247 |
| | . Acrotere | |
| | . plancher | |
| | . longrines (bloc A) | |
| | . escaliers | |

. longrines (bloc B)

| | | | |
|------------------------------|---|------|------|
| - Calcul des fondations | : | page | 272 |
| - Mur de soutènement | : | | 287. |
| - Bibliographie | : | | 289. |
| - Annexe : Tableaux de CROSS | : | | |

Ce présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage administratif (R+2) qui sera implanté dans la région de Draâ-Benhadda, zone de moyenne sismicité, au profit du Crédit Populaire d'Algérie (C.P.A).

Le bâtiment, en forme de T, est composé de deux blocs A et B : Agence bancaire d'une part et Centre de documentation et archives d'autre part. Ces deux blocs sont séparés par un joint de dilatation et sont caractérisés par leurs différentes conceptions architecturales.

I-BLOC A : Agence bancaire - Administration :

Il est composé d'une ossature traditionnelle autostable en B.A (Poutres-Poteaux) et de 4 planchers à corps creux dont le R.D.C est sur terre plein sauf le côté sanitaire qui est sur vide sanitaire.

-La hauteur entre axes de planchers est de 4,08 m.

-La hauteur totale au dessus du sol est de 14,39 m.

Les murs extérieurs et intérieurs sont constitués en maçonnerie (briques creuses).

Dans ce bloc existe un patio qui s'élève à partir du 1^{er} étage et suscite ainsi une surélévation de 1,55 m au niveau du plancher terrasse.

Ce Bloc A occupe une superficie de 21,6x28,8 m.

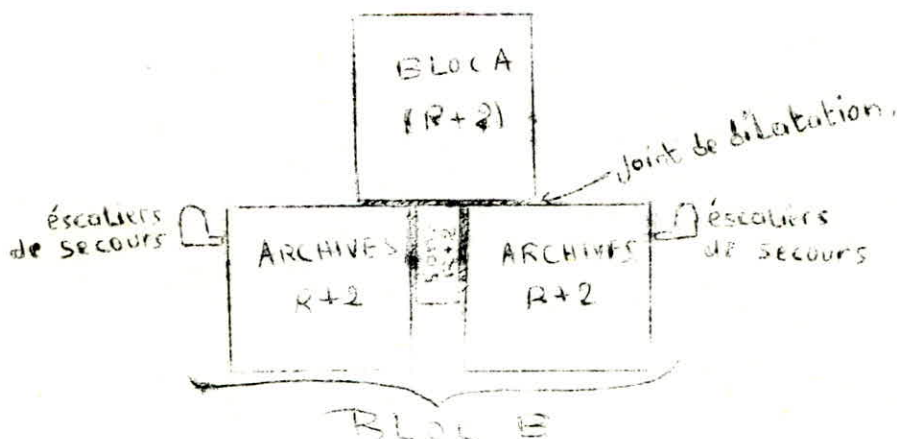
2-BLOC B : Documentations + Archives.

Il est constitué de 3 parties séparées d'une de l'autre par des joints de dilatations et dont les ossatures sont en voiles périphériques.

Les deux parties extrêmes représentent les salles d'archives et occupent une surface de 21,6x21,6 chacune. Entre les deux existe un bloc sanitaire.

Le bloc B est muni au R.D.C d'un monte charge avec accès centrale et d'escaliers permettant l'accès aux étages et au vide sanitaire. Comme il existe 2 Cages d'escaliers de secours implantées à l'extérieur de part et d'autre du bloc. Tous les planchers sont composés de dalles pleines en B.A dont le R.D.C est sur terre-plein sauf bloc sanitaire sur vide sanitaire, cependant une communication est prévu entre les deux blocs (A et B).

Plan de masse du bâtiment :



BETON : Le béton utilisé pour la construction de ce bâtiment sera conforme aux règles CCBA68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

ACIERS : On utilisera 3 types d'aciers : Aciers doux (ronds lisses), aciers à haute adhérence (H.A) et des treillis soudés conformément aux normes prescrites.

TAUX DE TRAVAIL DU SOL :

La contrainte admissible du sol est évaluée à partir du rapport de Sol.

.../...

CARACTERISTIQUES MECANIKES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES
DES MATERIAUX UTILISES.

1. Béton :

Dosé à 350 Kg/m³ de ciment CPA 325 à contrôle atténué la résistance σ nominale de compression à 28 jours est : $\sigma_n = \sigma'_{28} = 270$ bars.

Résistance σ nominale de traction : $\sigma_n = \sigma'_{28} = 23,2$ Bars;

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance σ à la compression à 28 jours d'âge.

Dosage pour 1 m³ de béton :

- 800 l de gravillons (gravillier dur et propre : dimension max.Cg: 25 mm)
- 400 l de sable (sable propre)
- 350 Kg de ciment CPA 325
- 175 l d'eau.

a) Contrainte admissible de compression (art.9,4 CCBA 68)

$$\sigma'_b = f'_b \cdot \sigma'_g \quad \text{avec} \quad f'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon$$

α : dép. de la classe du ciment utilisé;

CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$.

β : Dép. de l'efficacité du contrôle sur le béton

contrôle atténué $\Rightarrow \beta = \frac{5}{3}$

γ : Dépend des épaisseurs relatives des éléments (hm) et des dimensions des granulats (cg).

hm > 4cg $\Rightarrow \gamma = 1$

δ : Dép. de la nature de la sollicitation et de la distribution des contraintes

- Compression simple : $\delta = 0,30$
- Flexion simple : $\delta = 0,60$
- Flexion composée :

avec N traction : $\delta = 0,60$

$$\text{avec N compression : } \delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } \delta \leq 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta > 0,6 \end{cases}$$

e_0 : Excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

e_1 : Rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de cette même section dans le plan radical passant par le centre de pression.

ϵ : Dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre

$\epsilon = 1$ dans le cas d'une C.S. la forme de la section.

$0,5 < \epsilon \leq 1$ dans les autres cas. ϵ est déterminé par la condition : $\sigma'_m = \frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

F'_b = résultante des forces de compression

B' = section du béton comprimé.

Contrainte admissible en C.S.

Sollicitation du 1^{er} genre : $\bar{\sigma}'_1 = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon \sigma'_1 = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 69,85 \text{ Kg/cm}^2$

Sollicitation du 2^o genre : $\bar{\sigma}'_2 = 1,5 \cdot 67,5 = 101,25 \text{ bars} = 103,27 \text{ Kg/cm}^2$.

Contrainte en F.S. ou F.C. avec traction pour une section rectangulaire.

Sous (SP 1) : $\bar{\sigma}'_1 = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 3 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$

Sous (SP 2) : $\bar{\sigma}'_2 = 1,5 \cdot 135 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ Kg/cm}^2$.

b) Contrôle de référence en traction :

On l'appelle contrôle de "Référence" et non "Admissible" parce que l'on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitation (béton tendu négligé)

$$\bar{\sigma}_b = \rho \cdot \bar{\sigma}'_1 \quad \text{avec} \quad \rho = \alpha \beta \gamma \theta$$

α, β, γ sont les coef sans dim^o qui ont les mêmes significations et valeurs que précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{28} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,026$$

Sous (SP1) = $\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \theta \bar{\sigma}'_1 = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 0,026 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$.

Sous (SP2) = $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,8 = 8,7 \text{ bars} = 8,87 \text{ Kg/cm}^2$.

TABLEAU RECAPITULATIF :

| Contraintes (bars) | $\bar{\sigma}'_1$ | $\bar{\sigma}'_2$ | $\bar{\sigma}_b$ |
|-----------------------------------|-------------------|-------------------|------------------|
| Sous 1 ^{er} genre (SP 1) | 67,5 | 135 | 5,8 |
| Sous 2 ^o genre (SP 2) | 101,25 | 202,5 | 8,7 |

2) Aciers :

On utilisera 3 catégories d'aciers :

a) Aciers doux (ronds lisses) :

de nuance Fe E : 24 = $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

Sous (SP 1) : $\bar{\sigma}_a = \rho \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2350 = 1567 \text{ bars} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Sous (SP 2) : $\bar{\sigma}_a = 1 \cdot \sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

b) Aciers à haute adhérence :

de nuance Fe Ee 40 = $\sigma_{en} = 4100 \text{ bars} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ Si $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\sigma_{en} = 3900 \text{ bars} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ Si $\phi > 20 \text{ mm}$.

Les contraintes admissibles sont :

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_a = \frac{3}{3} \cdot 4200 = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP2}) \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP1}) \\ \bar{\sigma}_a = \frac{3}{3} \cdot 4000 = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{SP2}) \end{array} \right.$$

c) Treillis soudés :

Les caractéristiques mécaniques des treillis soudés formés de fils lisses bruts de trefilage sont données ci-dessous pour $\eta = 1$ (η : coefficient de fissuration)

| Diamètre \varnothing (mm) | $\bar{\sigma}_{en} = \sigma'_{en}$ | |
|--------------------------------|------------------------------------|----------------------|
| | bars | Kg/cm ² . |
| $\varnothing \leq 6$ | 5200 | 5300 |
| $\varnothing > 6$ | 4410 | 4500 |

3. Condition de fissuration du béton : (Art.49 CCBA 68)

La valeur maximale de la contrainte de traction des armatures $\bar{\sigma}_s$, à été limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\varnothing} \frac{\sigma_s}{\eta + 10 \frac{\sigma_s}{\sigma_b}}$ → fissuration systématique due à la supériorité de l'effort transmis au béton, lors de la mise en traction, par rapport à son effort de rupture.

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\varnothing} \cdot \bar{\sigma}_b}$ → fissuration accidentelle due aux effets de retrait et de variations de température.

$\frac{W_f}{\sigma_s} = \frac{A}{\sigma_s}$ A = Section d'aciers tendus.
 $\frac{W_f}{\sigma_s} = \frac{A_f}{\sigma_s}$ A_f = Section d'enrobage des barres tendues.

\varnothing : Diamètre nominale en mm de la plus grosse barre tendue

η : Coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour aciers doux
 $\eta = 1,5$ pour aciers à H.A.

$\bar{\sigma}_b$ = Contrainte de traction de référence de béton en bord.

K : Coefficient des conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage
 Exprimé en bar·mm, il peut avoir les valeurs suivantes :

- K = 1,5 · 10⁶ Fissure peu nuisible
- K = 10⁶ Fissure préjudiciable
- K = 0,5 · 10⁶ Fissure très préjudiciable.

Pour limiter la fissuration on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\sigma_1 - \sigma_2) \end{array} \right.$$

4) Coefficient d'équivalence :

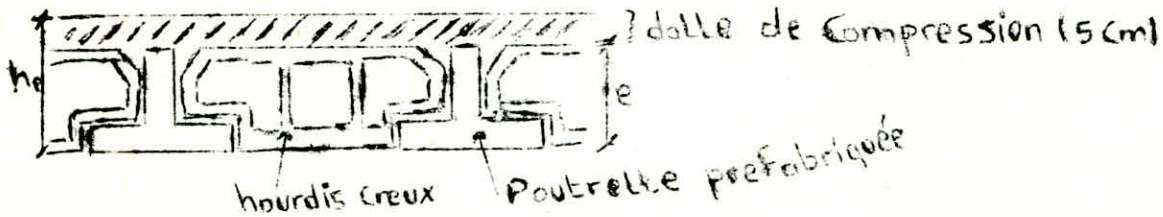
Pour un béton moyen, CCBA 68 fixe "n" à : n = 15.

AVANT PROJET

- PRÉDIMENSIONNEMENT :
- Plancher
 - Poutres
 - Poteaux
 - Chainage.

1. Prédimensionnement du plancher :

Etant donné l'usage du bloc A (surcharge modérées) on optera pour des planchers à corps creux qui sont plus économiques et plus légers.



Pour un panneau du plancher, l'épaisseur du hourdis (e) doit être comprise entre les valeurs suivantes :

$$\frac{4}{110} l \leq e \leq \frac{4}{90} l \quad \text{Pour éviter le calcul de la flèche des poutrelles.}$$

$$\frac{4}{110} \times 3,6 \leq e \leq \frac{4}{90} \times 3,6 \Rightarrow 0,13 \leq e \leq 0,16 \text{ m}$$

On prendra $e = 16 \text{ cm}$

Dalle de compression : 5 cm $h_p = e + 5 = 16 + 5 = 21 \text{ cm.}$

Pour tous les niveaux ce sera un plancher (16 + 5)

2) Prédimensionnement des poutres :

La poutre sera prédimensionnée sous les sollicitations du 1^{er} genre : $q = g + 1,2p +$ poids poutre/ml.

g : charge permanente du plancher/ml de poutre.

p : surcharge/ml de poutre.

g et p : sont évalués par estimation suivant l'usage de notre bâtiment.

Usage Administratif : estimation de $G + 1,2 P$ entre : 750 et 900 Kg/m²

on prendra $G + 1,2 P = 800 \text{ Kg/m}^2 = 0,8 \text{ t/m}^2$

Vu qu'on a 1 plancher à corps creux, alors chaque poutre reçoit la moitié de la charge et de la surcharge agissant sur chaque panneau qu'elle supporte de la part et d'autre.

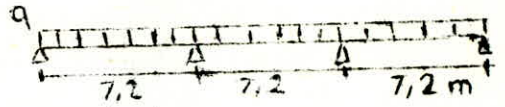
Ceci en considérant la poutre la plus défavorable qui est la poutre intermédiaire.

Donc :

$$\left. \begin{aligned} g + 1,2 p &= 0,8 \times 3,6 = 2,88 \text{ t/ml} \\ + \text{ Poids poutre/ml} &= 0,8 \text{ t/ml (estimé)} \end{aligned} \right\} q = 3,48 \text{ t/ml}$$

On considère par approximation la poutre continue d'où :

$$M_{\max} = M = \frac{qL^2}{10} = \frac{3,48 \cdot 7,2}{10} = 18 \text{ t} \cdot \text{m}$$



Pour un équilibre entre moment résistant et moment sollicitant on a :

$$M = M_r \Rightarrow M = k_h b h^2 \Rightarrow h_{\min} = \frac{1}{\sqrt{k_h}} \sqrt{\frac{M}{b}}$$

(Nous sommes en présence d'une F.S)

$$k_h = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma} = \frac{15 \bar{\sigma}_s'}{15 \bar{\sigma}_s' + \bar{\sigma}_b} = \frac{15 \times 137,7}{15 \times 137,7 + 2800} = 0,42$$

$$\bar{\sigma} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_s'}{\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{2800}{2800} = 0,86$$

$$k_h = 24,87 \Rightarrow \frac{1}{\sqrt{k_h}} = 0,201$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 137,7 \text{ MPa (F.S)} \\ \bar{\sigma}_s &= 2800 \text{ MPa (F.S)} \end{aligned} \right.$$

D'autre part généralement b est compris entre 25 et 35 cm on prendra b = 30 cm.

$$\text{Alors on aura : } h_{\min} = 0,201 \sqrt{\frac{18 \cdot 10^7}{30}} = 49,23 \text{ cm}$$

On choisira ht = 55 cm avec h = 51 cm.

Vérification rapide :

- Prescription de L.R.P.A. 81 : les dimensions des poutres doivent respecter les conditions suivantes :

- b ≥ 20cm Zone II vérifiée
- ht ≥ 30 cm vérifiée
- $\frac{h}{t} \leq 3$: $\frac{55}{33} < 3$ Vérifiée

- Règle charon :

$$\frac{1}{15} \leq ht \leq \frac{1}{10} ; \frac{720}{15} \leq ht \leq \frac{720}{10} ;$$

$$48 \leq ht \leq 72 \text{ cm } \text{Vérifiée.}$$

$$0,3 h \leq b \leq 0,7 h ; 0,3 \cdot 55 \leq b \leq 0,7 \cdot 55$$

$$16,5 \leq b \leq 38,5 \text{ Vérifiée/}$$

- Flèche : Si $\frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o}$ on aura pas de problème de ~~trame~~ ^{de} Flèche.

$$M_t = \frac{q l^2}{10} ; \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_o} = \frac{1}{10} \frac{1,8}{10} = 0,018$$

$$M_o = \frac{q l^2}{8} ; \frac{ht}{l} = \frac{55}{720} = 0,076 = 0,08$$

3) Prédimensionnement des poteaux et chaînages :

Ce prédimensionnement se fera à l'aide d'une préétude sismique qui nous permettra de dimensionner nos éléments avec une bonne approximation.

a) Prédimensionnement des poteaux :

Nous poteaux sont sollicités en F.C. (1 moment M (et un effort normal N/

| C R I T E R E S (q) | Obs. ou non du critère. | Valeur de p _q . |
|---|-------------------------|------------------------------|
| -Condition min. des files porteuses. | OUI | 0 |
| -Surabondance en plan | OUI | 0 |
| -Symétrie en plan | OUI | 0 |
| -régularité en élévation | OUI | 0 |
| -contrôle de la qualité des matériaux | NON | 0,1 |
| -contrôle de la qualité de la construction. | NON | 0,1 |
| | | Σ p_q = 0,2 |

Q. : 1 + 0,2 = 1,2

V : ADBQ.W = 0,15 X 2 X 0,25 X 1,2 X 1679 = 151 t.f

M : $\frac{V}{36} \frac{h}{2} = \frac{151}{36} \times \frac{4,08}{2} = 8,56 \text{ t.m} \Rightarrow h_{\min} = 0,204 \sqrt{\frac{M}{b}} = 0,204 \sqrt{\frac{8560}{30}} = 33,95 \text{ cm}$

On a supposé que le poteau est sollicité en F. S.

2^{ème} Cas : en C.S. on doit avoir $\frac{N}{S} = \bar{\sigma}_c$ donc $S_{\min} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_c}$
 on estime l'effort normale à : N : 0,9 X 3,6 X 7,2 X 3 = 70 t.

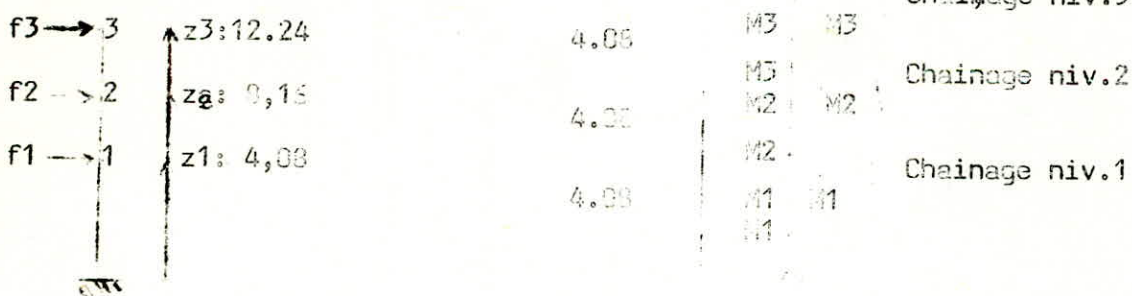
avec une majoration de 10% (Art. 53, 11 CCB-68) N : 1,1 X 70 = 77 t.

$S_{\min} = \frac{N}{\bar{\sigma}_c}$ on prendra : $\bar{\sigma}_c = 50 \text{ Kg/cm}^2$ ainsi on ne fera pas travailler le béton à sa contre admissible en raison du risque de mauvaise réalisation (mauvais alignement des poteaux et des poutres).

$S \geq \frac{77 \cdot 10^3}{50} = 1540$

on prendra des poteaux carré : 40 X 40 - S : 1600 cm².

b) Prédimensionnement des chaînages :



avec :

$$M1 : \frac{(f1+f2+f3)}{36} \frac{4.08}{2}$$

$$M2 : \frac{f2 + f3}{36} \frac{4.08}{2}$$

$$M3 : \frac{f3}{36} \frac{4.08}{2}$$

où $f1 = V \times \frac{W1 \cdot Z1}{\sum W1 \cdot Zi}$

Les moments M'1, M'2 et M'3 sont très respectivement,

Les moments dans les chaînages 1, 2 et 3

On a : $\left. \begin{matrix} M'1 : M1 + M2 \\ M'2 : M2 + M3 \\ M'3 : M3 \end{matrix} \right\} \text{équilibrés des nœuds.}$

V : effort tranchant à la base calculé précédemment : 151 t.

W_i : charge sismique revenant au niveau "i"

on estime : W1 ± W2 ± W3 = 560 t. (estimation faite à partir d'une bonne observation des plans d'architecture de notre bâtiment; et de l'utilisation de ses espaces).

Z_i : Côté des niveau "i" à partir du sol (supposé comme étant l'encastrement du bâtiment)/

| | | |
|--|---|---|
| f1 : $\frac{151 \cdot 560 \times 4,00}{560(4,00+8,16+12,24)} = 25,2 \text{ tf}$ | } | M1 = $\frac{25,2+50,3+75,5}{36} \times \frac{4,00}{2} = 8,56 \text{ t.m}$ |
| f2 : $\frac{151 \cdot 560 \times 8,16}{560(4,00+8,16+12,24)} = 50,3 \text{ tf}$ | | M2 = $\frac{50,3+75,5}{36} \times \frac{4,00}{2} = 7,13 \text{ tm}$ |
| f2 : $\frac{151 \cdot 560 \times 12,24}{560(4,00+8,16+12,24)} = 75,5 \text{ tf}$ | | M3 = $\frac{75,5}{36} \times \frac{4,00}{2} = 4,28 \text{ t.m}$ |

Chainage niveau 1 (sollicité en F.S.) M₁ = M1 + M2 = 8,56 + 7,13 = 15,7

h min = $0,165 \sqrt{\frac{M_1}{b}} = 0,165 \sqrt{\frac{15,7 \cdot 10^5}{30}} = 37,7 \text{ cm} \rightarrow \text{ht} = 50 \text{ cm}$

Vérification rapide : $A_{\text{gaz}} = \frac{M_1}{\sigma_{\text{gaz}}} = \frac{15,7 \cdot 10^5}{2800 \times 7 \times 46} = 14 \text{ cm}^2$

50 cm ne sera pas suffisamment pour les disposition de 14 cm² suivant les conditions d'enrobage et autres.

On prendra : ht = 55 cm Avec b : 30 cm

Donc section **30 X 55 cm.**

Chainage niveau 2 : M₂ = M2 + M3 = 7,13 + 4,28 = 11,41 tm

h min = $0,165 \sqrt{\frac{11,41 \cdot 10^5}{30}} = 32,10 \text{ cm} \quad \text{ht} : 40 \text{ cm}$

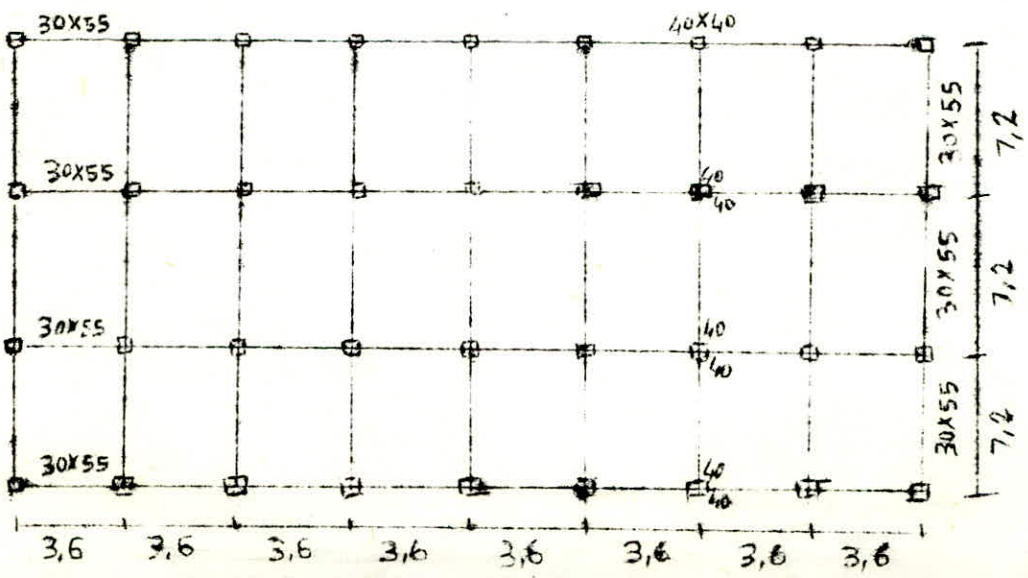
$A_{\text{gaz}} = \frac{M_2}{\sigma_{\text{gaz}}} = \frac{11,41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 7 \cdot 36} = 13 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K}$
Donc section **30 X 40 cm**

Chainage niveau 3 (terrasse) M₃ = M3 = 4.28 t.m

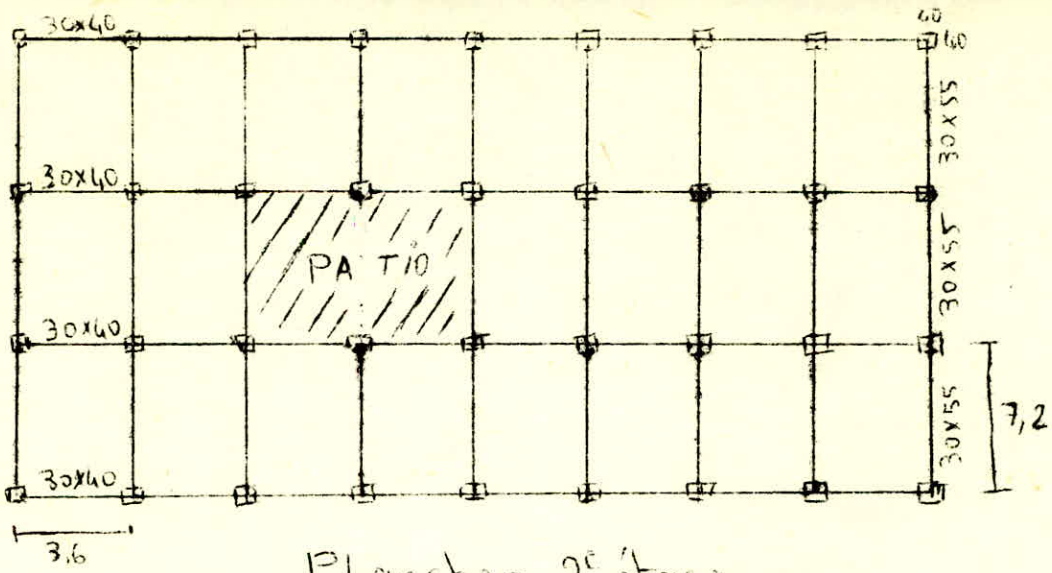
H min = $0,165 \sqrt{\frac{4,28 \times 10^5}{30}} = 19,71 \text{ cm}$

On prendra : ht : 40 cm **30 X 40 cm**

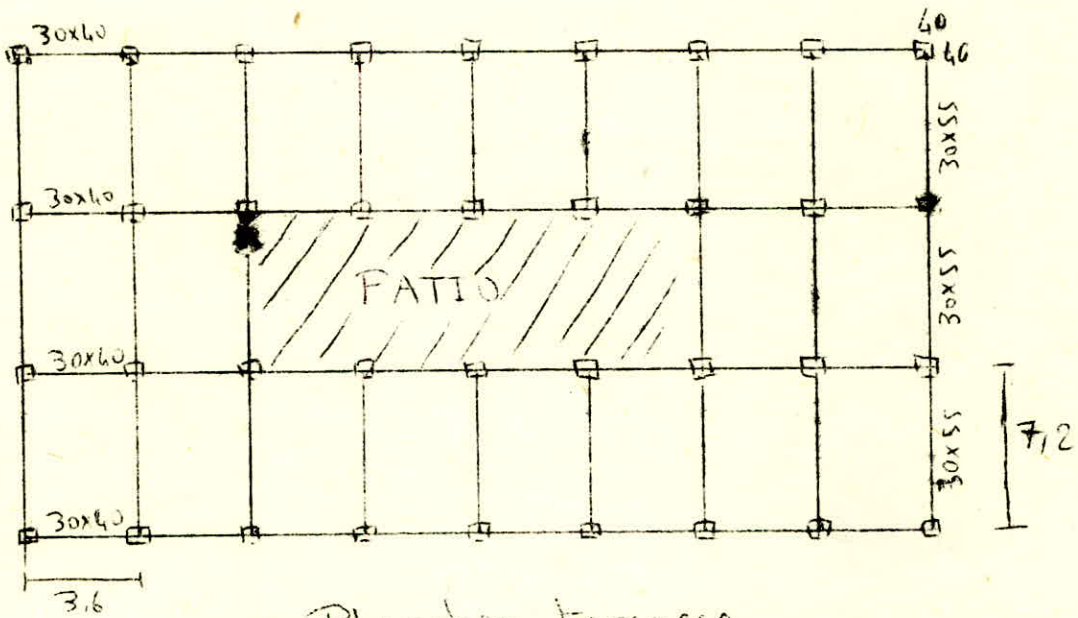
Représentation Schématique des planchers :



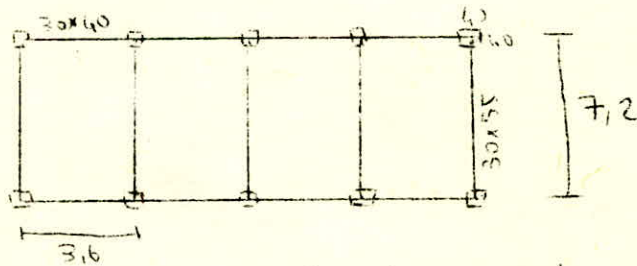
Plancher 1^{er} niveau.



Plancher 2^e etage.



Plancher terrasse



Partie sur-élevée du plancher terrasse
(plancher du PATIO).

C H A R G E S
E T
S U R C H A R G E S

1/ CHARGES PERMANENTES :

→ Plancher terrasse :

| | | |
|---|-------------------------|--------------------|
| 1- Gravillons 5cm à 1800 daN/m ³ --- | $0,05 \times 1800 = 90$ | daN/m ² |
| 2- étanchéité multicouche .. | = | 50 |
| 3- Isolation liège (4cm) .. | = | 13,5 |
| *4- Forme de pente (7,5 cm)... | $0,075 \times 2200 =$ | 165 |
| 5- Pare vapeur .. | = | 5 |
| 6- Plancher corps creux .. | = | 265 |
| 7- Plâtre (2cm) .. | = | 28 |

TOTAL 617 daN/m²

✕ La forme de pente est composée d'un béton maigre de poids volumique : 2200 kg/m³
l'épaisseur 7,5 cm a été choisie en tenant compte de la pente (1%) et de sa longueur horizontale (projetée).



$$1\% = \frac{a - 0,02}{13} \Rightarrow a = 0,15$$

on prend une épaisseur moyenne de $\frac{0,15 + 0,075}{2} = 0,1125$ m = 11,25 cm.

— PLANCHER COURANT :

| | | | |
|---------------------------------------|----------------------|-----|--------------------|
| 1- Carrelage .. | = | 33 | daN/m ² |
| 2- mortier de ciment (15 mm) .. | = | 30 | — |
| 3- Sable fin sec (2cm) .. | $0,02 \times 1600 =$ | 32 | — |
| 4- Plancher à corps creux (16 + 4) .. | = | 265 | — |
| 5- Plâtre (2cm) .. | = | 28 | — |
| Cloisons .. | = | 75 | — |

TOTAL 463 daN/m²

— MURS

Mur de façade (double paroi) .. $0,22 \times 1400 + 42 = 350$ daN/m²
en briques creuses (22 cm)
+ enduit 2 faces (3cm)

Mur de pignon (double paroi) .. $0,25 \times 1400 + 28 = 378$ daN/m²
en briques creuses (25 cm)
+ enduit 1 Face (2cm)

.../...

- POUTRES : 30x55 cm²

2500 x 0,3x0,55... .. = 412,5 daN/ml = 413 daN/ml

- CHAINAGE

-Niveau I : 2500x0,30 x 0,55 = 412,5 daN/ml

-Niveau 2 et 3 : 2500 x 0,30 x 0,40 = 300 daN/ml

- POTEAU : 40 x 40 cm

2500 x 0,40 x 0,40 : 400 daN/ml

- ACROTERE : Hauteur = 0,60 m - Epaisseur = 0,10

2500x 0,60 x 0,10 = 150 daN/ml

- Dalette recouvrant le patio : - épaisseur : 11 cm

2500 x 0,11 = 275 daN/m²

- Brise soleil - épaisseur : 50cm , Largeur : 10cm

2500 x 0,5 x 0,10 = 125 daN/ml de hauteur.

2/ SURCHARGES :

2-I. Surcharges d'exploitation :

- Niveau terrasse :

c'est une terrasse non accessible 100 daN/m²

- niveau courant :

Locaux administratifs... .. 250 daN/m²

Corridor, escaliers.. .. 500daN/m² de projection horizontale

22. Surcharges climatiques :

Les Surcharges climatiques Sont liées à la neige, au vent et aux variations de la température annuelles.

Elles Seront Calculée Conformément aux règlements en vigueur (NV 65, ...) .

2.21 NEIGE :

La charge de neige à prendre en compte dépend :

-de l'emplacement géographique de la construction étudiée

$$\begin{aligned} \text{région II} & == P_{no} = 45 \text{ daN/m}^2 \\ & P_{no} = 75 \text{ daN/m}^2 \quad (\text{N.V 65}) \end{aligned}$$

- de l'altitude :

Une majoration est à appliquer aux valeurs précédentes pour toutes constructions au delà de 200 m d'altitude (NV63).

Notre bâtiment est situé à une altitude < 200 m PAS DE majoration de P_{no} et P_{no}

-de la pente de la toiture :

En règle général, il n'est fait application d'aucune réduction pour les pentes < 25% c'est le cas de la toiture de notre bâtiment (17%) .

-de l'action du vent :

l'action du vent ayant pour résultat un déplacement possible de la neige, il est admis de prendre les actions simultanées.

- du Vent avec sa valeur caractéristique.
- de la neige réduite de moitié.

- de l'action normale ou extrême :

on définit l'action normale comme étant la valeur caractéristique susceptible de se produire une ou plusieurs fois par an. Elle est utilisée dans les calculs du 1er genre du CCBA 68 .

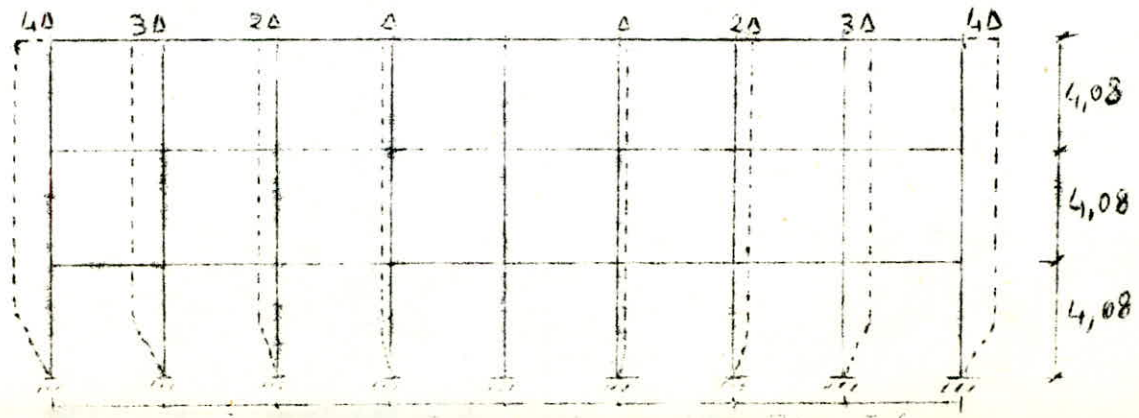
l'action extrême est l'action susceptible de se produire une fois dans la vie de l'ouvrages . Elle sert de base de calcul au 2° genre des règles C.C.B.A. 680

Donc les surcharges verticales normales " p_{no} " et extrêmes " p_{no} " uniformément réparties due à la neige à prendre en compte en projection horizontales ont pour valeurs :

$$\begin{aligned} P_{NO} & = 45 \text{ daN/m}^2 \\ P_{NO} & = 75 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

2-22 Surcharges thermiques :

Dans le sens de la grande dimension notre bâtiment dépasse les 25 m et donc une région supposée sèche. Donc une étude thermique est nécessaire. Cette étude consiste à déterminer les effets dus aux variations annuelles de température. Ces Variations (Δt) ont pour effet de produire des allongements ou des raccourcissements des chainages et par suite des déplacements des noeuds.



Les poteaux étant de mêmes hauteur et de même inerties, leur dilatation n'aura aucun effet sur la construction ou plus exactement négligéable.

On suppose que les allongements des barres horizontales du partiques ne différent pas d'un niveau à un autre. Donc ces allongements créeront des moments aux extrémités des poteaux de base (R.D.C).

pour un allongement D on a'

$$M = \frac{6 E I}{h^2} \Delta$$

avec $D = \alpha \cdot Dt \cdot l$; $\Delta = \alpha \cdot \Delta t \cdot l$

α : Coefficient de dilatation thermique du B.A.

on prend : $\alpha = 1 \cdot 10^{-5}$ -> Construction non massive à l'aire ^{libre} et non librement dilatable.

Dt : Variation annuelle moyenne de température

Dans la région de Draâ-Benkhadda la temperature est supposée variante entre 0°C et 40°C.

Donc on prendra : $Dt = \frac{40 - 0}{2} = 20^\circ C$

l : Longueur d'une barre horizontale (chainage) = 3,6 M.

223 : VENT :

La pression due au vent à prendre en compte dans les calculs dépend d'un certain nombre de paramètres :

- de la Région : q_{v_0} ou q'_{v_0}

Région II $\implies q_{v_0} = 70 \text{ daN/m}^2$ (NV 65)
Altitude < 1000 m $\implies q'_{v_0} = 122,5 \text{ daN/m}^2$

q_{v_0} : Pression dynamique de base normale.

q'_{v_0} : Pression dynamique de base extrême.

- du Site (exposé ou protégé) : K_s

Le caefficient de site multiplicateur k_s sera lu dans un tableau prescrit par N.V 65 en fonction du site et de la région :

Région II } $\implies K_s = I$
Site normale }

L'emplacement de notre batiment à draa-Benkhadda est supposé comme étant un site normale.

- de la hauteur de l'élément étudiée : kh

l'action du vent est une fonction croissante de l'altitude du point étudié par rapport au sol environnant .

avec q_{v_0} et q'_{v_0} en fonction de la région et de la press...

et K_s par le tableau ci-dessous :

A la hauteur h exprimée en m l'action du vent sera celle de la pression dynamique de base multipliée par le coefficient :

$$K_h = 2,5 \frac{h + 18}{h + 60} \quad (h \leq 500 M)$$

Etant donné que notre bâtiment est de faible hauteur (12,84) il est à remarquer que la partie centrale surélevée du patio sera supposée non exposée au vent, donc négligée), on pourra considérer la valeur de l'action comme constante et égale à la valeur calculée au sommet (acrotère périphérique de la terrasse).

$$\text{Donc : } h = 12,84 \text{ m} \Rightarrow K_h = 2,5 \frac{(12,84 + 18)}{12,84 + 60} = 1,06$$

- de la largeur de l'élément étudié : δ

L'action du vent est un phénomène très localisé et non uniforme. Il peut agir de façon beaucoup plus importante sur de faibles surfaces que sur de grandes surfaces. On utilise donc un coefficient de réduction lu sur un diagramme prescrit par NV 65 en fonction :

- de la plus grande dimension de la surface offerte au vent (L)
- de la côte h de l'élément considéré.

Sens transversal : $L : 21,6 \text{ m}$, $h = 12,84 \text{ m}$ $\rightarrow \delta = 0,79$

Sens longitudinal : $L : 28,8 \text{ m}$: $h = 12,84$ $\rightarrow \delta = 0,78$

- de la forme plus au moins aérodynamique : C

L'aérodynamique de la construction joue un rôle important sur l'action du vent. Les règles NV65 définissent 6 catégories de forme allant du prisme à 3 côtés au cylindre lisse (Article 3)

Dans notre cas il s'agit d'une construction en contact avec le sol, à base rectangulaire, de côtés " a " et " b " avec $a > b$, de toiture plate.

Pour le calcul des actions d'ensemble, il ne sera tenu compte que de la direction du vent normale à la face considérée du bâtiment. L'étude du cas de Vent oblique n'est pas demandé.

- Coefficient χ_0 :

l'itude du cas de vent oblique n'est pas demandée

Le Coefficient χ_0 est déterminé à partir d'un graphique prescrit par NV 65 en fonction de $\lambda_a = \frac{H}{a}$ ou $\lambda_b = \frac{H}{b}$ et de β

$$\frac{H}{a} \quad \frac{H}{b} \quad \frac{H}{a}$$

-Vent normal à la grande face Sa :

$$\lambda_a = \frac{H}{a} = \frac{12,84}{28,8} = 0,45 \implies \chi_0 = 0,97$$

-Vent normal à la petite face Sb

$$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{12,84}{21,6} = 0,59 \implies \chi_0 = 1$$

Coefficient de forme :

l'action du vent se traduit sur les parois verticales par :

- Un effet de pressions sur la face au vent

Ce 1 = 0,8 Indépendant de la forme du bâtiment

-Un effet de succion sur la face sous le vent

$$Ce 2 = - (1,3 \chi_0 - 0,8)$$

- une surpression ou dépression intérieure.

$$\text{Surpression : } C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \chi_0)$$

$$\text{dépression : } C_i = - 0,6 (1,3 \chi_0 - 0,8)$$

le coefficient global prend la valeur suivante :

-Pour une action sur l'ensemble du Bâtiment

$$C : Ce 1 - Ce 2 = 1,3 \chi_0 \implies \begin{cases} \text{sens transv. } C = 1,26 \\ \text{sens longit. } C = 1,3 \end{cases}$$

pour une action sur une seule paroi :

$$\ast \text{ au vent : } C = 0,8 + 0,6 (1,8 - 1,3 \chi_0) \begin{cases} \text{sens transv. } C = 0,74 \\ \text{sens longit. } C = 1,1 \end{cases}$$

$$\ast \text{ Sous le vent : } C = 1,3 \chi_0 - 0,8 + 0,6 \times \begin{cases} \text{sens transv. } C = 1,12 \\ \text{sens longit. } C = 0,8 \end{cases}$$

| Résumé : | Action sur une seule paroi | | | | | |
|----------|----------------------------|-------------|----------------|-------------|---------------------|-------------|
| | Action d'ensemble | | action au vent | | action sous le vent | |
| | Sens transV. | Sens Longit | Sens TransV | Sens Longit | Sens TransV. | Sens Longit |
| C = | 1,26 | 1,3 | 1,12 | 1,1 | 0,74 | 0,8 |

-de la rigidité de la construction (période d'oscillation) : β ,

l'action du vent entraîne, par la présence de tourbillons, de rafales, et de pressions variables, des phénomènes d'oscillation propre de la structure.

Il ya un risque important si la période d'oscillation propre de la structure se rapproche de celle du vent .

Pour tenir compte des effets dynamiques du vent, on multipliera les actions les actions précédentes par un coefficient de majoration dynamique (β)

supérieur à l'unité et qui vaut :

$$\beta = A(T + \frac{z}{2}) \quad \text{en vent normal}$$

$$\beta' = \frac{(0,5 + A)A(T + \frac{z}{2})}{2} \quad \text{en vent extrême}$$

ξ : Coefficient de réponse, dépend du type de structure. Il est donné en fonction de la période de vibration propre T par un diagramme prescrit par NV65
 Sens transversal : $T = 0,2375 \implies \xi = 0,18$ T est déterminée antérieurement
 Sens longitudinal : $T = 0,2055 \implies \xi = 0,15$ par la formule $T = 0,09 \frac{H}{V}$

ζ : Coefficient de pulsation, dépend de la hauteur h au dessus du sol de l'élément calculé sur une échelle fonctionnelle on peut lire :

pour $h = 12,84 \text{ m} \implies \zeta = 0,356$

θ : Coefficient de hauteur :

hauteur du bâtiment $< 30 \text{ m} \implies \theta = 0,07$

DONC

| | En vent normal | | en vent extrême | |
|---------|----------------|-------------|-----------------|-------------|
| | Sens transV | sens longit | Sens transV | Sens longit |
| β | 0,074 | 0,074 | 0,040 | 0,040 |

on prend : $\beta = 1$ pour tous les cas de vent.

Action globale du vent :

l'action globale du vent vaut : $q_v = q_{v0} \cdot K_s \cdot K_h \cdot S \cdot C \cdot \beta$

* Sens transversal :

$$q_v = 70 \times T \times I,06 \times 0,79 \times T,26 \times T = 72,86 \text{ daN/m}^2 \quad \text{Action d'ensemble}$$

$$I,12 = 65,65 \quad \text{Action au vent}$$

$$0,74 = 43,38 \quad \text{Action sous le vent}$$

$$q'_v = 1,75 q_v = 129,26 \text{ daN/m}^2 \quad \text{action d'ensemble}$$

$$= 114,89 \quad \text{action au vent}$$

$$= 75,92 \quad \text{action sous le vent}$$

* Sens longitudinal :

$$q_v = 70 \times T \times I,06 \times 0,78 \times T,3 \times T = 75,24 \text{ daN/m}^2 \quad \text{action d'ensemble}$$

$$I,1 = 63,66 \quad \text{action au vent}$$

$$0,8 = 46,30 \quad \text{action sous le vent.}$$

$$q'_v = 1,75 q_v = 131,67 \text{ daN/m}^2 \quad \text{action d'ensemble}$$

$$= 111,41 \quad \text{au vent}$$

$$= 81,03 \quad \text{sous le vent.}$$

Conclusion:

A premiere vue, on constate bien que l'action du vent sur le batiment etudie est beaucoup moins preponderante que celle du seisme puisqu'il s'agit d'une structure basse et lourde. Le calcul de ces actions montre que l'action du vent globale dans le sens de la petite dimension est de l'ordre de $0,074 \text{ t/m}^2$, une grandeur qui exprime la favorisation logique du vent par rapport aux surcharges sismiques (qui sont defavorables) que nous calculerons ci- apres:

2-3) SEISME (efforts sismiques)

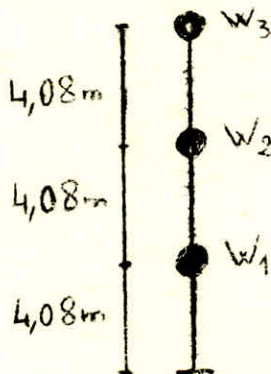
Le seisme de par ses secousses, engendre dans la construction des accelérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité.

La verification de la stabilité d'un batiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques reels, des sollicitations statiques equivalentes et ceci sous certaines reserves: (voir article 3.2 du R.P.A 81)

Les surcharges sismiques seront calculées suivant les prescriptions du reglement R.P.A 81. Les sollicitations dont il faudra tenir compte pour le calcul de ces surcharges, sont composees du poids propre de toute la structure: totalité des charges permanentes.

2.3.1) Charges sismiques.

Nous sommes en presence d'un systeme à un degre de liberté, la modélisation de ce systeme sera la suivante:



W_i : represente les masses concentrees au niveau de chaque plancher suppose rigide et indeformable.

DE même le batiment est encastree dans le sol.

N.B: Pour simplifier le calcul, on ramene le plancher de surelevation au niveau du plancher terrasse.

D'où le calcul de ces masses:

Niveau P_I (1^{er} étage) : W_I

| | | |
|------------------|--|-----------------------|
| Plancher (16+ 4) | : $0,463 \times 20,7 \times 26,4$ | = 253 t |
| Poutres | : $2,5 \times 0,3 \times 0,55 \times 21,6 \times 9$ fois | = 80,2 t |
| Chainages | : $2,5 \times 0,3 \times 0,55 \times 28,8 \times 4$ fois | = 47,5 t |
| Poteaux | : $2,5 \times 0,4 \times 4,08 \times 36$ fois | = 58,8 t |
| Murs façades | : $0,35 (39,984 + 9,6 + 2,856)$ | = 18,4 t |
| Murs pignons | : $0,378 (110,976 + 1,02 + 5,1408 + 16,6464)$ | = 50,6 t |
| Brises-soleil | : $2,5 \times 0,5 \times 0,5 (22,44 + 316,2)$ | = 42,3 t |
| Porte à Faux | : $2,5 (0,504 + 1,3068)$ | = 4,5 t |
| | | <hr/> |
| | | $W_I = 556 \text{ t}$ |

Niveau P₂ (2^o étage) : W₂

| | | |
|--------------------|------------------------|----------|
| Plancher (I6 + 4) | : 0,463 x 20,7 x 26,4 | = 253 t |
| Poutres | : 2,5x0,3x0,55x2I,6x9 | = 80,2 t |
| Chainages | : 2,5x0,3x0,4x28,8x4 | = 34,6 t |
| Poteaux | : 2,5x0,4x0,4x4,08x36 | = 58,8 t |
| Murs façades | : 0,35x0,35x4,08x32 | = 16 t |
| Murs pignons | : 0,378(3I,78)4,08 | = 49 t |
| Brises-soleil | : 2,5x0,5x0,1x4,08x9I | = 46,4 t |
| Porte à Faux | : 2,5x(0,504 + I,3068) | = 4,5 t |

W₂ = 543 t

Niveau P₃ (terrasse) : W₃

| | | |
|------------------|-----------------------------------|-----------|
| Plancher(I6 + 4) | : 0,617 x 20,7 x 26,4 | = 337,2 t |
| Poutres | : 2,5x0,3x0,55(2I,6x9 + 7,2x2) | = 86,1 t |
| Chainages | : 2,5x0,3x0,4x28,8x5 | = 43,2 t |
| Poteaux | : 2,5x0,4x0,4x(2,04x36 + I,55xI0) | = 35,6 t |
| Acrotère | : 2,5x0,1x0,6x2(72) | = 21,6 t |
| Daliette (B.A.) | : 2,5x7,2xI4,4x0,II | = 28,5 t |
| Murs façades | : 0,35x0,35x2,04x32 | = 8 t |
| Murs pignons | : 0,378x2,04x3I,78 | = 24,5 t |
| Surelevation | : 0,378x2xI9,8 | = 15 t |
| Brise-soleil | : 2,5x0,5x0,1xI,7x9I | = 19,3 t |

W₃ = 619 t

2.3.2- Force sismique:

Le R.P.A 8I ne prend en compte que les efforts sismiques horizontaux aux F_H. La force F_{Hi} au droit de chaque plancher (i) supposée passant par le centre de masse de ce dernier, sera distribuée sur les poteaux, en tenant compte de l'excentricité accidentelle ou théorique due à l'éloignement du centre géométrique de celui de rigidité.

Les forces F_{Hi} seront aussi distribuées sur les portiques

(j) en fractions F_j. Les efforts sismiques pour chaque portique seront le résultat de la somme des efforts dus à la torsion et des forces F_j en tenant compte des sens.

a) Détermination des forces horizontales.

La force latérale totale V est donnée par la formule de base:

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

A = 0,15 D = 2 B = 0,25 Q = 1,2

Coefficients déjà calculés.

W: poids total de la structure

$$W = W_1 + W_2 + W_3 = 556 + 543 + 619 = \underline{1718 \text{ t}}$$

Donc: $V = 0,15 \times 2 \times 0,25 \times 1,2 \times 1718 = \underline{154,6 \text{ t}}$

Les forces F_k au niveau de chaque plancher seront obtenues en distribuant l'effort V sur la hauteur de la structure selon la relation suivante:

$$V = F_t + \sum_{k=1}^3 F_k$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

$$F_t = 0 \text{ pour } \eta < 0,7s \text{ (Art. 3.3.3 du RPA 8I)}$$

Donc:

$$V = \sum_{k=1}^3 F_k$$

Alors la valeur de la force (F_k) AU niveau k sera:

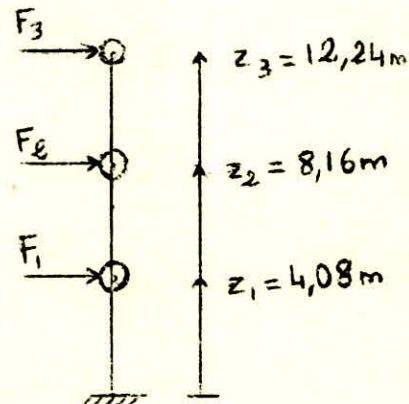
$$F_k = V \frac{W_k \cdot Z_k}{\sum_{i=1}^3 W_i \cdot Z_i}$$

Conclusion:

$$F_1 = 24,57 \text{ t}$$

$$F_2 = 47,98 \text{ t}$$

$$F_3 = 82,05 \text{ t}$$



b) ETUDE à LA TORSION.

L'article 3.35 du R.P.A. 8I Préconise de tenir compte des distributions de l'effort tranchant provoqué par la torsion horizontale due à l'excentricité entre le centre de gravité et le centre de rigidité ; pour cela nous supposerons que la résultante des forces horizontales agissant au niveau de chaque plancher, supposé rigide, et dans chaque direction ; a une excentricité par rapport au centre de torsion, égale au maximum des 2 valeurs suivantes:

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment au niveau considéré.
- Excentricité théorique résultante des plans.

b-I) Determination de l'excentricité théorique:

Suivant les 2 directions x et y , il existe 2 excentricités définies par:

$$e_x = x_G - x_T$$

$$e_y = y_G - y_T$$

Avec:

$$x_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad \text{et} \quad y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Représentant les composantes du centre de gravité.

M_i : masse des différents panneaux constituant le plancher

X_i : Abscisse des différents panneaux constituant le plancher.

Pour notre cas les planchers sont constitués de panneaux identiques donc on peut exprimer x_G et y_G par les relations suivantes:

$$x_G = \frac{\sum X_i}{n} \quad \text{et} \quad y_G = \frac{\sum Y_i}{n}$$

$$X_G = \frac{\sum A_i \cdot X_i}{\sum A_i}$$

et

$$Y_G = \frac{\sum A_i \cdot Y_i}{\sum A_i}$$

-21-

Autrement dit on confond le centre de masse avec le centre geometrique des planchers.

A_i : represente la surface d'un panneau du plancher.

Tandis que X_T et Y_T representent les coordonnees du centre de torsion qui peut etre calculé par 2 methodes :

- A l'aide des moments d'inertie des poteaux:

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} \quad Y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}}$$

I_{xi} : moment d'inertie du poteau (i) par rapport à l'axe x

I_{yi} : moment d'inertie du poteau (i) par rapport à l'axe y.

- Par la methode de MUTO

On expose la methode: Les etapes à suivre pour le calcul.

1^o - Calcul des rigidites lineaires.

Des poteaux: $K = \frac{I}{h}$ avec

I : moment d'inertie du poteau par rapport à un axe passant par le centre de gravité de la section du poteau et perpendiculaire à l'effort tranchant.

h : hauteur d'etage.

Des poutres: $K_p = \frac{I}{l}$

l : Longueur de la travée.

2^o) Calcul du coefficient \bar{K} dans les 2 sens x et y

Notre cas est celui d'un etage courant donc

$$\bar{K} = \frac{\sum K}{2 \cdot K_p}$$

3^o) calcul des coeff. de correction (a_j) des rigidites des poteaux dans les 2 sens.

il seront calculés par: $a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ avec $a_j \leq 1$

ou bien le deduire d'un tableau (Bulletin n° 5 du C.T.C)

4^o) CALCUL des raideurs des poteaux, corrigees : $a_j \cdot K_j$

5^o) Calcul de la quantite: D_j .

$$D_j = \sum_{i=1}^{im} a_j^i \cdot K_j^i$$

pour chaque niveau des differents portiques: transversaux et longitudinaux.

6^o) Calcul de la quantite:

$$/D_j = \sum D_j$$

Afin de determiner les rigidites d'ensemble on a:

$$\frac{1}{R_{jx}} = \sum R_{jx} = \frac{I2.E}{E_j^2} \sum D_j \quad \text{or} \quad D_j = \frac{R_{jx} \cdot h_j^2}{I2.E}$$

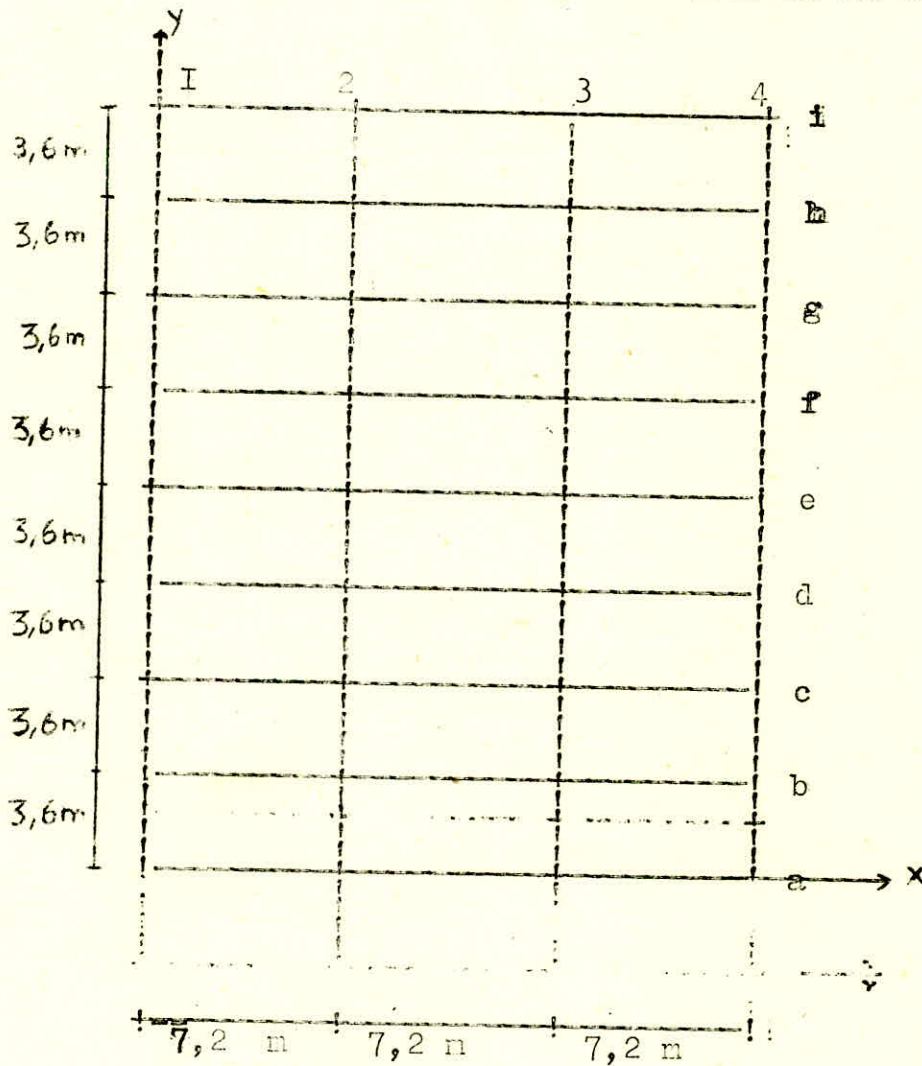
Donc:

$$\frac{1}{R_{jx}} = \frac{I2.E}{h_j^2} \frac{1}{D_{jx}} \quad \text{et} \quad \frac{1}{R_{jy}} = \frac{I2.E}{h_j^2} \frac{1}{D_{jy}}$$

7°) Calcul du centre de torsion:

$$X_{cj} = \frac{\sum_{k=1}^k R_{jy}^t \cdot X_j^t}{\sum_{k=1}^k R_{jy}^t} \quad \text{et} \quad Y_{cj} = \frac{\sum_{k=1}^k R_{jx}^t \cdot Y_j^t}{\sum_{k=1}^k R_{jx}^t}$$

Ainsi nous opterons pour la 1^o methode , etant donné que les poteaux sont identiques à tous les niveaux.
 LES axes X et Y seront pris à l'exterieur de la constuction:



Plancher du I^o niveau.

| pod | Joy to (cm) | Joy to (cm) | Yi (cm) | Yi (cm) | Joy to (cm) | Joy to (cm) |
|----------------|-------------|-------------|---------|---------|-------------|-------------|
| a ₁ | 21,33 | 21,33 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| b ₁ | = | = | 0 | 3,6 | = | 7678,8 |
| c ₁ | = | = | 0 | 7,2 | = | 15357,6 |
| d ₁ | = | = | 0 | 10,8 | = | 23036,4 |
| e ₁ | = | = | 0 | 14,4 | = | 30715,2 |
| f ₁ | = | = | 0 | 18 | = | 38394 |
| g ₁ | = | = | 0 | 21,6 | = | 46072,8 |
| h ₁ | = | = | 0 | 25,2 | = | 53751,6 |
| i ₁ | = | = | 0 | 28,8 | = | 61430,4 |
| a ₂ | = | = | 7,2 | 0 | 15357,6 | 0 |
| b ₂ | = | = | 7,2 | 3,6 | = | 7698,8 |
| c ₂ | = | = | 7,2 | 7,2 | = | 15357,6 |
| d ₂ | = | = | 7,2 | 10,8 | = | 23036,4 |
| e ₂ | = | = | 7,2 | 14,4 | = | 30715,2 |
| f ₂ | = | = | 7,2 | 18 | = | 38394 |
| g ₂ | = | = | 7,2 | 21,6 | = | 46072,8 |
| h ₂ | = | = | 7,2 | 25,2 | = | 53751,6 |
| i ₂ | = | = | 7,2 | 28,8 | = | 61430,4 |
| a ₃ | = | = | 14,4 | 0 | 30715,2 | 0 |
| b ₃ | = | = | 14,4 | 3,6 | = | 7678,8 |
| c ₃ | = | = | 14,4 | 7,2 | = | 15357,6 |
| d ₃ | = | = | 14,4 | 10,8 | = | 23036,4 |
| e ₃ | = | = | 14,4 | 14,4 | = | 30715,2 |
| f ₃ | = | = | 14,4 | 18 | = | 38394 |
| g ₃ | = | = | 14,4 | 21,6 | = | 46072,8 |
| h ₃ | = | = | 14,4 | 25,2 | = | 53751,6 |
| i ₃ | = | = | 14,4 | 28,8 | = | 61430,4 |
| a ₄ | = | = | 21,6 | 0 | 46072,8 | 0 |
| b ₄ | = | = | 21,6 | 3,6 | = | 7678,8 |
| c ₄ | = | = | 21,6 | 7,2 | = | 15357,6 |
| d ₄ | = | = | 21,6 | 10,8 | = | 23036,4 |
| e ₄ | = | = | 21,6 | 14,4 | = | 30715,2 |
| f ₄ | = | = | 21,6 | 18 | = | 38394 |
| g ₄ | = | = | 21,6 | 21,6 | = | 46072,8 |
| h ₄ | = | = | 21,6 | 25,2 | = | 53751,6 |
| i ₄ | = | = | 21,6 | 28,8 | = | 61430,4 |
| Σ | 7678,8 | 7678,8 | — | — | 829310 | 1105767 |

I-I) Calcul du centre de masse et du centre de torsion.

I-I-I) Centre de torsion.

On a:

$$I_{xi} = I_{yi} = \frac{b h^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 21,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4.$$

(poteaux 40 x 40)

Les valeurs de $I_{xi} X_i$ et $I_{yi} Y_i$ seront donnés par un tableau.

Vu que la section des poteaux est la même pour tous les étages c.à.d on a la même inertie, donc le centre de torsion obtenu sera le même pour tous les planchers. Alors:

$$X_T = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} = \frac{829310 \cdot 10^4}{767,88 \cdot 10^4} = 1080 \text{ cm} = 10,8 \text{ m}$$

$$Y_T = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{1105747 \cdot 10^4}{767,88 \cdot 10^4} = 1440 \text{ cm} = 14,4 \text{ m}$$

I-I-2) Centre de masse:

Niveau 1: (voir schema du 1^{er} niveau)

$$A_i = 3,6 \times 7,2 = 25,92 \text{ m}^2$$

$$x_G = 10,8 \text{ m}$$

$$y_G = 14,4 \text{ m}$$

Donc l'excentricité théorique sera:

$$e_x = x_G - x_T = 10,8 - 10,8 = 0$$

$$e_y = y_G - y_T = 14,4 - 14,4 = 0$$

alors il n'y a pas d'excentricité théorique; on prend l'excentricité accidentelle:

$$e_x = e_y = \frac{5 \times 28,8}{100} = \pm 1,44 \text{ m}$$

Niveau 2

$$x_G = 10,8 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_G = 14,07 \text{ m}$$

Cr:

$$x_T = 10,8 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_T = 14,4 \text{ m}$$

d'où:

$$e_x = 10,8 - 10,8 = 0$$

$$e_y = 14,07 - 14,4 = - 0,33 \text{ m}$$

Mais comme la torsion accidentelle nous donne une excentricité:

$$e_x = e_y = \pm 1,44 \text{ m}$$

Nous choisirons, alors pour notre cas:

$$e_x = \pm 1,44 \text{ m}$$

$$e_y = - 1,44 \text{ m} \quad (1,44 \quad 0,33)$$

$$x_G = 10,8 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_G = 14,4 \text{ m}$$

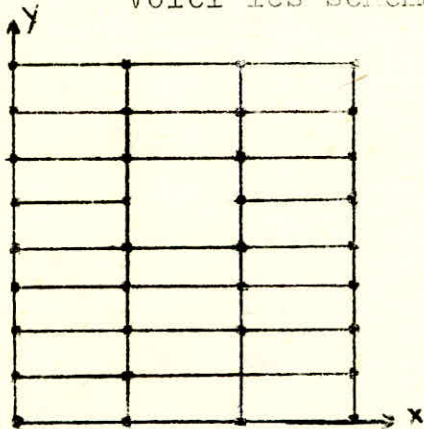
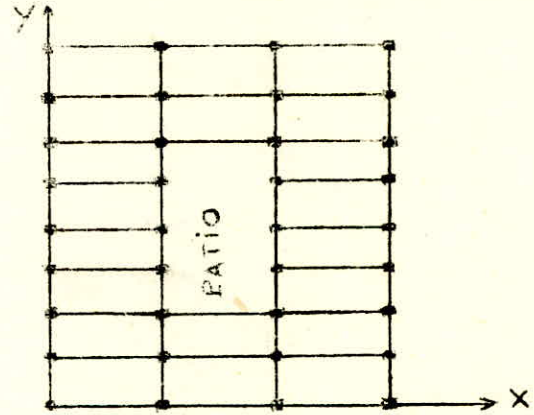
$$e_x = x_G - x_T = 10,8 - 10,8 = 0$$

$$e_y = y_G - y_T = 14,4 - 14,4 = 0$$

Dans ce cas aussi nous prendrons l'excentricité accidentelle:

$$e_x = e_y = \pm 1,44 \text{ m}$$

Voici les schémas des planchers du 3^e et 2^e niveau .

2^e niveau3^e niveau

Plancher terrasse: Surelevation.

- Calcul du centre de torsion.

Du fait que la surelevation est symétrique dans les 2 sens et que les poteaux sont identiques que ceux des autres cas, alors le centre de torsion sera le même que celui du 3^e niveau:

$$x_T = 10,8 \text{ m}$$

$$y_T = 14,4 \text{ m}$$

Les axes seront ceux pris pour le 3^e niveau.

- Calcul du centre de masse:

$$x_G = 10,8 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_G = 14,4 \text{ m}$$

Donc:

$e_x = e_y = 0$; à priori il n'y a pas de torsion, mais le R.P.A. préconise les 5% de torsion accidentelle alors:

$$e_x = \frac{5 \times 14,4}{100} = \pm 0,72 \text{ m} = e_y$$

Résumé:

$$\text{On a: } x_T = x_G - e_x \quad \text{et} \quad y_T = y_G - e_y$$

avec e_x et e_y négatifs.

Niveau I

$$G \begin{pmatrix} 10,8 \\ 14,4 \end{pmatrix}$$

$$T \begin{pmatrix} 12,24 \\ 15,84 \end{pmatrix}$$

Niveau 2:

$$G \begin{pmatrix} 10,8 \\ 14,07 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad T \begin{pmatrix} 12,24 \\ 15,51 \end{pmatrix}$$

Niveau 3:

$$G \begin{pmatrix} 10,8 \\ 14,4 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad T \begin{pmatrix} 12,24 \\ 15,84 \end{pmatrix}$$

Niveau de la surelevation:

$$G \begin{pmatrix} 10,8 \\ 14,4 \end{pmatrix} \quad \text{et} \quad T \begin{pmatrix} 12,24 \\ 15,84 \end{pmatrix}$$

Distribution des efforts:

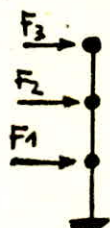
Etant donné que la force sismique F agissant au niveau d'un plancher ; se trouve excentrée de "e" par rapport au centre de torsion ; celle-ci va engendrer un couple C ; d'axe vertical: $C = F \cdot e$.

L'effet de ce couple, suscite une rotation du plancher autour de T . les déplacements subits par chaque élément, seront proportionnels à leurs distances au centre de torsion T . les forces dues au couple de torsion C ; agissant sur le poteau ; suivant les 2 directions x et y sont :

$$\left. \begin{aligned} R_{xi} &= - \frac{C I_{yi} y_i}{\sum I_{yi} y_i^2 + \sum I_{xi} x_i^2} = \\ R_{yi} &= \frac{C I_{xi} x_i}{\sum I_{yi} y_i^2 + \sum I_{xi} x_i^2} = \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{cases} R_{xi} = -k_i y_i I_{yi} \\ R_{yi} = k_i x_i I_{xi} \end{cases}$$

Calcul du couple de torsion C :

la modélisation est la suivante:



$F_1 = 24,57t$ (force sismique agissant au 1^{er} Niveau.
 $F_2 = 47,98t$ " " " " 2^e "
 $F_3 = 82,05t$ " " " " 3^e "

donc :

$$\left. \begin{aligned} C_1 &= e F_1 = 1,44 \times 24,57 = 35,4t.m \\ C_2 &= e F_2 = 1,44 \times 47,98 = 69,1t.m \\ C_3 &= e F_3 = 1,44 \times 82,05 = 118,2t.m \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{dans} \\ \text{les 2 sens.} \end{array}$$

Calcul du coef. k :

Niveau J_1

$$\begin{aligned} \sum I_y y_i^2 &= 67937 \cdot 10^4 m^6 \\ \sum I_x x_i^2 &= 51351 \cdot 10^4 m^6 \end{aligned}$$

Niveau II

Pour ce niveau, le portique à 2 poteaux ne sera pas comptabilisé dans le sens x-x; vu qu'il est préparé pour se déformer sous une sollicitation extérieure.

$$\sum I_y y^2 = 66762 \cdot 10^4 \text{ m}^6.$$

$$\sum I_x x^2 = 51351 \cdot 10^4 \text{ m}^6.$$

Niveau III:

Pour ce niveau 3 portiques ne sont pas pris en compte (portique à 2 poteaux).

$$\sum I_y y^2 = 65195 \cdot 10^4 \text{ m}^6.$$

$$\sum I_x x^2 = 40902 \cdot 10^4 \text{ m}^6.$$

la force due au seisme; agissant sur chaque plancher est la même pour les 2 sens: (x et y).

comme $k = \frac{c}{\sum I_y y^2 + \sum I_x x^2}$ d'où le tableau suivant:

| Niveaux | $\sum I_y y^2 (10^4 \text{ m}^6)$ | $\sum I_x x^2 (10^4 \text{ m}^6)$ | $\sum I_x + \sum I_y y^2 (10^4 \text{ m}^6)$ | $C_i = e F_i(t_i)$ | $k_i (1/\text{m})$ |
|---------|-----------------------------------|-----------------------------------|--|--------------------|--------------------|
| 1 | 67937 | 51351 | 119288 | 35,4 | 2,968 |
| 2 | 66762 | 51351 | 118113 | 69,1 | 5,85 |
| 3 | 65195 | 40902 | 106097 | 118,2 | 11,141 |

Détermination des forces dues au couple de torsion:

$$\begin{cases} R_{xi} = -k_i y_i I_{xi} \\ R_{yi} = k_i x_i I_{xi} \end{cases}$$

les valeurs seront disposées sur le tableau; les valeurs de R_i que nous donnerons seront les résultantes de R_i pour chaque niveau.

$$R_{xi} = \sum R_{ixi} = - \sum k_i y_i I_{yi}$$

$$R_{yi} = \sum R_{iyi} = \sum k_i x_i I_{xi}$$

| NIVEAUX | Y (m) | ETX 10^4 (m ⁴) | K (t(m ⁵)) | R X (t) | |
|---------|--------|------------------------------|------------------------|---------|----------|
| I | -15,84 | 85,32 | 2,968 | 0,401 | PORTIQUE |
| II | -15,51 | 85,32 | 5,85 | 0,774 | "a" |
| III | -15,84 | " | 11,141 | 1,506 | (RIVE) |
| I | -12,24 | " | 2,968 | 0,310 | PORTIQUE |
| II | -11,91 | " | 5,85 | 0,594 | "b" |
| III | -12,24 | " | 11,141 | 1,163 | (INT) |
| I | -8,64 | " | 2,968 | 0,219 | PORTIQUE |
| II | -8,36 | " | 5,85 | 0,417 | "c" |
| III | -8,64 | " | 11,141 | 0,821 | (INT) |
| I | -5,04 | " | 2,968 | 0,128 | PORTIQUE |
| II | -4,71 | " | 5,85 | 0,235 | "d" |
| III | -5,04 | " | 11,141 | 0,479 | (INT) |
| I | -1,44 | " | 2,968 | 0,036 | PORTIQUE |
| II | -1,11 | " | 5,85 | 0,055 | "e" |
| III | -1,44 | " | 11,141 | 0,137 | (INT) |
| I | 2,16 | " | 2,968 | -0,055 | PORTIQUE |
| II | 2,49 | " | 5,85 | -0,124 | "f" |
| III | 2,16 | " | 11,141 | -0,205 | (INT) |
| I | 5,76 | " | 2,968 | -0,146 | PORTIQUE |
| II | 6,09 | " | 5,85 | -0,304 | "g" |
| III | 5,76 | " | 11,141 | -0,548 | (INT) |
| I | 9,36 | " | 2,968 | -0,237 | PORTIQUE |
| II | 9,69 | " | 5,85 | -0,484 | "h" |
| III | 9,36 | " | 11,141 | -0,890 | (INT) |
| I | 12,96 | " | 2,968 | -0,328 | PORTIQUE |
| II | 13,96 | " | 2,968 | -0,663 | "i" |
| III | 12,96 | " | 11,141 | -1,232 | (RIVE) |

Les coordonnées x et y sont prise par rapport au centre de torsion T.

| Niveau | x (m) | $\Sigma I_{xi} \cdot 10^4$ (m ⁴) | k (H/m ²) | Ry (H) | |
|--------|--------|---|-----------------------|--------|----------|
| I | -12,24 | 192 | 2,968 | -0,698 | Portique |
| II | -12,24 | 192 | 5,85 | -1,375 | "1" |
| III | -12,24 | // | 11,141 | -2,618 | (rive) |
| I | -5,04 | // | 2,968 | -0,287 | Portique |
| II | -5,04 | // | 5,85 | -0,566 | "2" |
| III | -5,04 | // | 1,141 | -1,078 | (intér.) |
| I | 2,16 | // | 2,968 | 0,123 | Portique |
| II | 2,16 | // | 5,85 | 0,243 | "3" |
| III | 2,16 | // | 11,141 | 0,462 | (int.) |
| I | 9,36 | // | 2,968 | 0,533 | Portique |
| II | 9,36 | // | 5,85 | 1,051 | "4" |
| III | 9,36 | // | 11,141 | 2,002 | (rive) |

Les coordonnées x, y sont prises / au Centre de torsion.

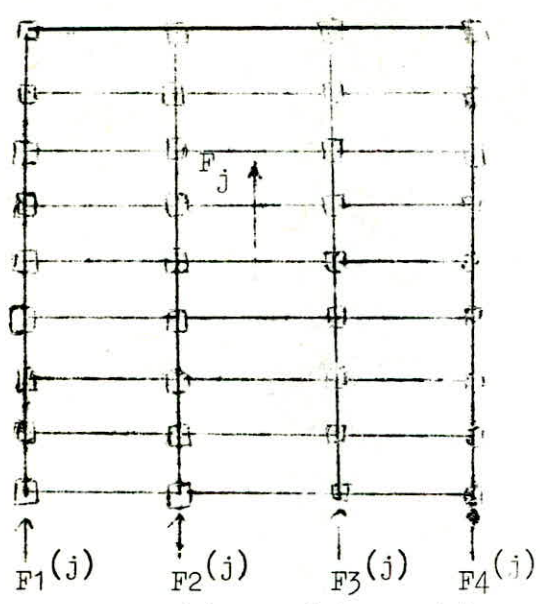
N.B : Convention d'appellation des portiques.

| | | | | |
|---|---|---|---|---|
| i | 1 | 2 | 3 | 4 |
| h | | | | |
| g | | | | |
| f | | | | |
| e | | | | |
| d | | | | |
| c | | | | |
| b | | | | |
| o | | | | |

Après avoir déterminé les forces dûes au couple de torsion de chaque niveau et de chaque portique, distribuons maintenant la force sismique de chaque plancher sur les différents portiques :

SENS LONGITUDINAL :

NIVEAU I :



$$F_i^{(a)} = F_j \frac{I_i}{I_{Total}} \quad (1)$$

avec :

$$I_i = \sum I_{pot} \text{ du portique } i$$

$$I_{total} = \sum I_{pot} \text{ du plancher.}$$

Comme les poteaux ont même inertie donc :

$$F_i^{(1)} = F_1 \frac{9 I_{pot}}{36 I_{pot}} = \frac{F_1}{4}$$

$$F_i^{(1)} = \frac{F_1}{4}$$

donc : $F_1^{(1)} = F_2^{(1)} = F_3^{(1)} = F_4^{(1)} = \frac{F_1}{4} = \frac{24,57}{4} = \underline{\underline{6,143 \text{ t}}}$

NIVEAU II :

$$F_1^{(2)} = F_2^{(2)} = F_3^{(2)} = F_4^{(2)} = \frac{F_2}{4} = \frac{47,98}{4} = \underline{\underline{11,995 \text{ t}}}$$

NIVEAU III :

$$F_1^{(3)} = F_2^{(3)} = F_3^{(3)} = F_4^{(3)} = \frac{F_3}{4} = \frac{82,05}{4} = \underline{\underline{20,513 \text{ t}}}$$

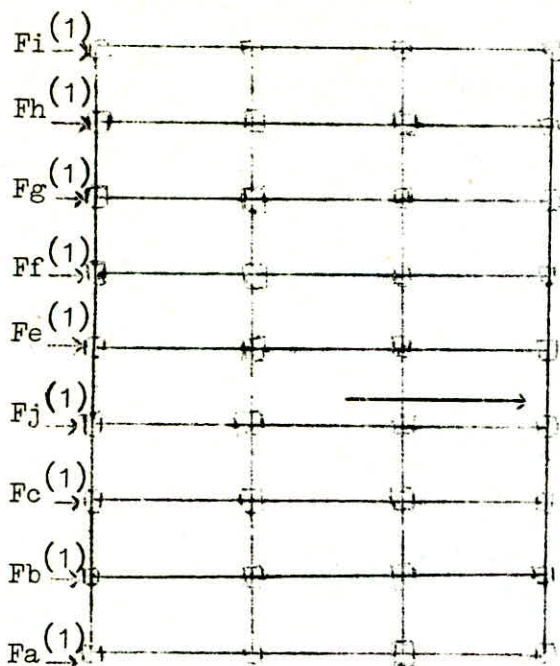
SENS TRANSVERSAL :

Les portiques à 2 poteaux ne sont pas pris en compte ; vu qu'à ce niveau on ne peut contrôler le déplacement de ces derniers sous les forces sismiques. La repartition se fait à l'aide de la formule (1).

NIVEAU I :

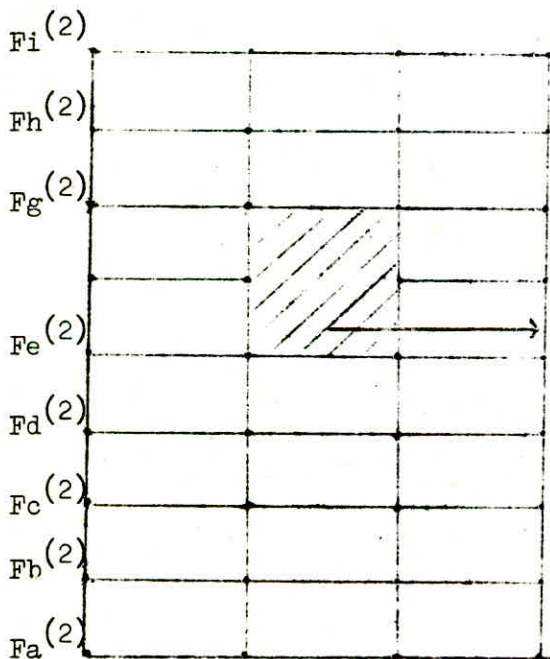
$$F_i^{(1)} = \frac{4 I_{pot}}{36 I_{pot}} F_1 = \frac{F_1}{9}$$

.../...



$$\begin{aligned}
 F_a^{(1)} &= F_b^{(1)} = F_c^{(1)} = F_d^{(1)} = \\
 F_e^{(1)} &= F_f^{(1)} = F_g^{(1)} = F_h^{(1)} = \\
 F_i^{(1)} &= \frac{F_1}{9} = \frac{24,57}{9} = \underline{\underline{2,73 \text{ t}}}
 \end{aligned}$$

NIVEAU II :



$$\begin{aligned}
 F_a^{(2)} &= \dots = F_i^{(2)} = \\
 &= \frac{4 \text{ I pot}}{32 \text{ I pot}} \cdot F_2 \\
 &= \frac{F_2}{8} = \frac{47,98}{8} = \underline{\underline{5,998 \text{ t}}}
 \end{aligned}$$

NIVEAU III

$F_i^{(3)}$

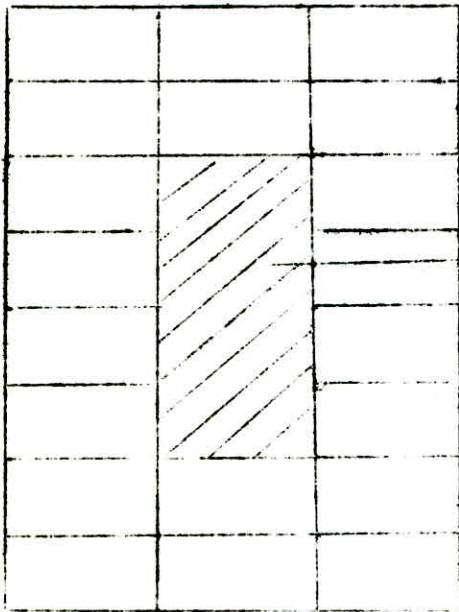
$F_h^{(3)}$

$F_g^{(3)}$

$F_c^{(3)}$

$F_b^{(3)}$

$F_g^{(3)}$



$F_3 = 82,05$

$$F_a^{(3)} = F_b^{(3)} = F_c^{(3)} = F_g^{(3)} =$$

$$F_h^{(3)} = F_i^{(3)} = \frac{4 I_{pot}}{24 I_{pot}} \cdot F_3 =$$

$$\frac{F_3}{6} = \frac{82,05}{6} = \underline{\underline{13,675 \text{ t.}}}$$

Après avoir calculé les différentes forces ; que ce soit celles dûes au seisme ou celles engendrées par le couple de torsion de ceci dans les 2 directions ; pour chaque plancher et pour chaque portique ; nous allons cumuler ces 2 forces et ensuite repérer le portique le plus défavorable. Pour résumer ceci nous établissons les tableaux suivants.

| NIVEAUX | F (T) | R _x (T) | F+R (T) | |
|---------|--------|------------------------|---------|----------|
| I | 2,73 | 0,401 | 3,131 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | 0,774 | 6,772 | "a" |
| III | 13,675 | 1,506 | 15,181 | (RIVE) |
| I | 2,73 | 0,310 | 3,040 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | 0,594 | 6,592 | "b" |
| III | 13,675 | 1,163 | 14,838 | (INT) |
| I | 2,73 | 0,219 | 2,949 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | 0,417 | 6,415 | "c" |
| III | 13,675 | 0,821 | 14,496 | (INT) |
| I | 2,73 | 0,128 | 2,858 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | 0,235 | 6,232 | "d" |
| III | | | - | (INT) |
| I | 2,73 | 0,036 | 2,766 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | 0,055 | 6,053 | "e" |
| III | | On ne tient pas compte | | (INT) |
| I | 2,73 | -0,055 | 2,675 | PORTIQUE |
| II | | On ne tient pas compte | | "f" |
| III | | " " " | " " | (INT) |
| I | 2,73 | -0,146 | 2,584 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | -0,304 | 5,694 | "g" |
| III | 13,675 | -0,548 | 13,127 | (INT) |
| I | 2,73 | -0,237 | 2,493 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | -0,484 | 5,514 | "h" |
| III | 13,675 | -0,89 | 12,785 | (INT) |
| I | 2,73 | -0,328 | 2,402 | PORTIQUE |
| II | 5,998 | -0,663 | 5,335 | "i" |
| III | 13,675 | -1,232 | 12,443 | 'RIVE) |

SENS LONGITUDINAL

| NIVEAUX | F (t) | RY (t) | F+RY (t) | |
|---------|--------|--------|----------|----------|
| I | 6,143 | 0,698 | 6,241 | PORTIQUE |
| II | 11,995 | 1,375 | 13,37 | "1" |
| III | 20,513 | 2,618 | 23,131 | (RIVE) |
| I | 6,143 | 0,287 | 6,43 | PORTIQUE |
| II | 11,995 | 0,566 | 12,561 | "2" |
| III | 20,513 | 1,078 | 2,591 | (INT) |
| I | 6,143 | -0,123 | 6,020 | PORTIQUE |
| II | 11,995 | -0,243 | 11,752 | "3" |
| III | 20,513 | -0,462 | 20,051 | (INT) |
| I | 6,143 | -0,533 | 5,610 | PORTIQUE |
| II | 11,995 | -1,051 | 10,994 | "4" |
| III | 20,513 | -2,002 | 18,511 | (RIVE) |

Le signe (-) des R_y signifie qu'ils s'opposent au sens des forces sismiques.

On n'a pas tenu compte du vent, vu qu'il exerce un effort très petit devant celui du séisme [masse de la structure très importante].

Conclusion: les portiques les plus défavorables sont:

Sens transversal: Portique "a" (rive)

« Longitudinal: = "4" (rive)

Pour le calcul des efforts internes, on considérera ces deux portiques ("a" et "4"), plus le portique intermédiaire "b" (dans le sens transversal) qui supporte des charges verticales plus importante que celles de rive.

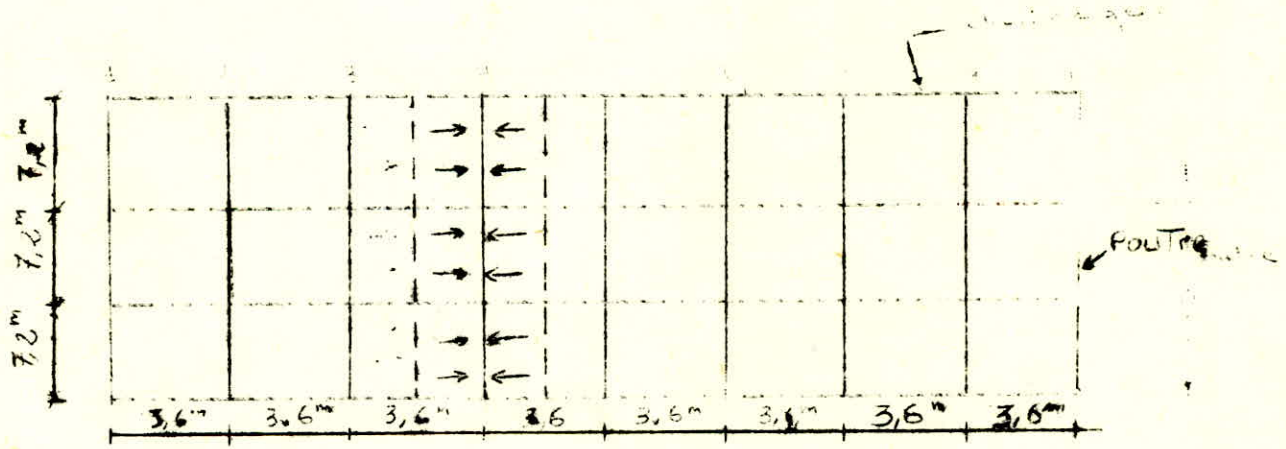
CALCUL DES SOLLICITATIONS
EFFORTS INTERNES.

Ces calculs consistent à déterminer les efforts internes M;T et N dans les portiques sous l'influence des différentes sollicitations intérieures et extérieures. Les sollicitations intérieures représentent les différents poids, propres de tous les éléments du bâtiment et les surcharges d'exploitation. Par contre les sollicitations extérieures sont dues aux surcharges climatiques causées par le vent, la neige ou la température et aux surcharges sismiques.

On traitera chaque sollicitation susceptible de causer une fatigue ou un dommage à notre structure. L'étude ne se fera que pour les portiques jugés les plus défavorables en tenant compte, bien sûr, des deux sens du bâtiment : longitudinal et transversal.

1^o/ CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES VERTICALES

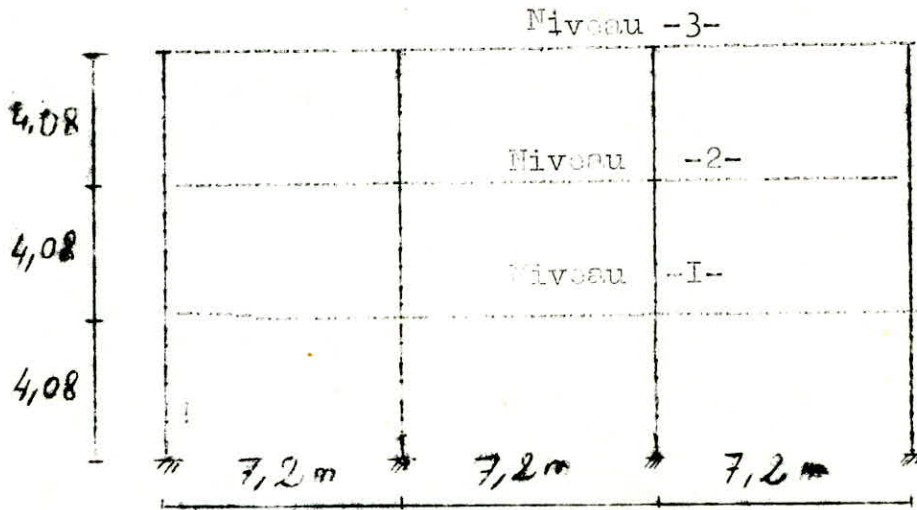
On calculera les efforts internes dans le sens porteurs, (transversal) et la distribution des charges sur les poutres se fera par de i-planchers puisque ces derniers sont à corps creux, nous supposons que les chainages ne reprennent rien .



-Fig I -

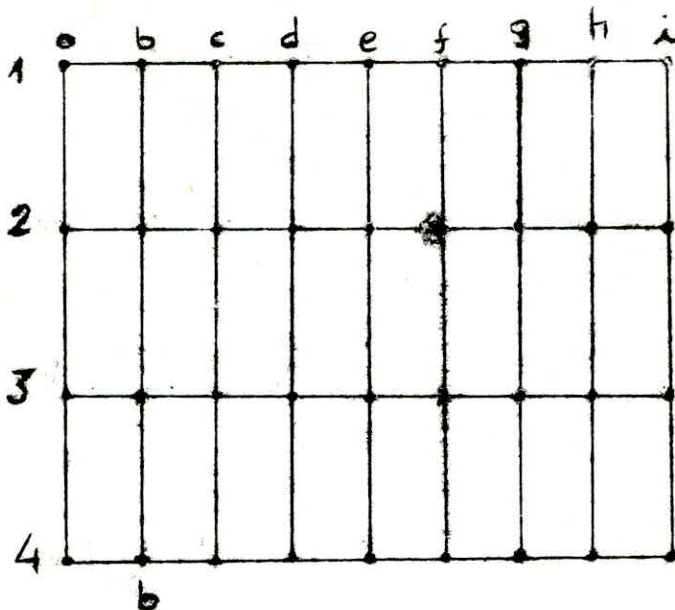
Dans les trois cas de charges verticales :

- Charges permanent (G), surcharges d'exploitation (Q) et neige (N) on considérera un portique intermédiaire et un portique de rive = .



L'encastrement est supposé au niveau du sol et il ne sera pas tenu compte du plancher R.D.C. puisque ce dernier repose sur un terre-plein. Donc c'est un portique à trois niveaux. Etant donné la faible hauteur de la partie surélevée du **Patio**, on considérera le plancher de ce dernier au même niveau que celui de la terrasse.

I-I- CALCUL DU PORTIQUE INTERMEDIAIRE :



Portique ETUDIE : b-b

Plancher terrasse : $G_t = 0,617 \text{ T/M}^2$

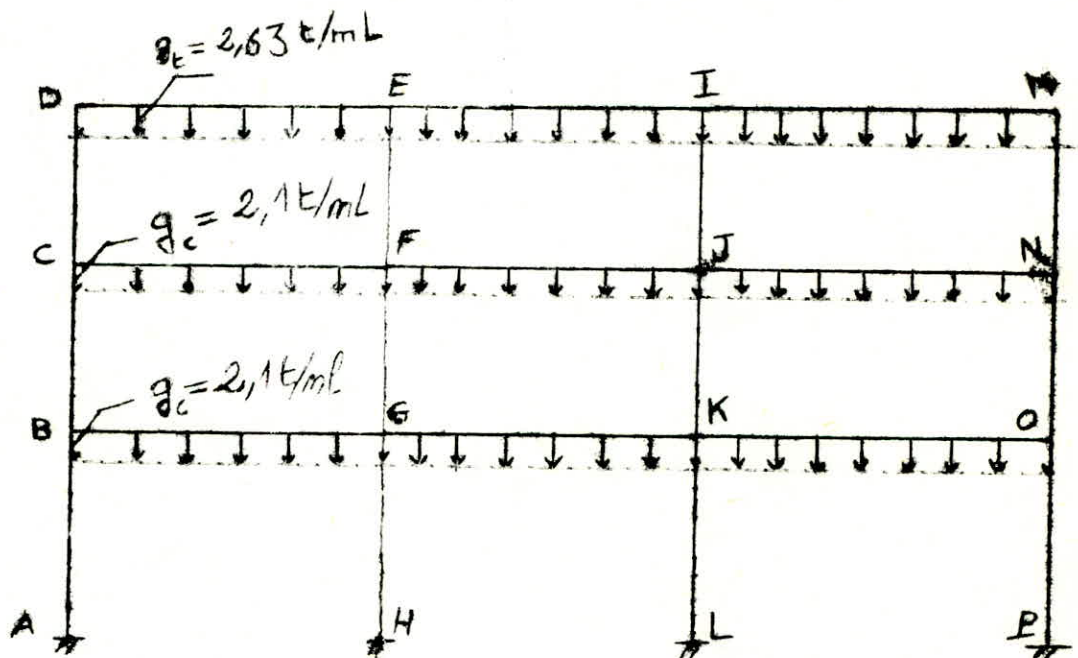
Plancher courant : $G_c = 0,463 \text{ T/M}^2$

Charges par mètre linéaire de poutre :

Niveau /3 (terrasse) : $G_t = 0,617 \times 3,6 + 0,413 = 2,63 \text{ t/ml}$

Niveau I et 2 (courant) : $G_c = 0,463 \times 3,6 + 0,413 = 2,10 \text{ t/ml}$

0,413 : représente le poids propre d'une poutre/ml.



METHODE DE CROSS :

Pour déterminer d'une manière rigoureuse les efforts qui exercent dans le système hyperstatique ; supposé à nœuds rigides (I) sous l'action des forces extérieures, nous utiliserons la méthode de Cross. Les inconnues seront les moments transmis aux barres. Le portique est symétrique et symétriquement chargé ; donc à nœuds non déplaçables.

(I) un nœud est dit rigide si au cours de la déformation subie par le système sous l'action des charges ; les angles formés par les différentes barres restent constants.

EXPOSE DE LA METHODE DE - MOYEN NœUD RIGIDE EST NON DÉPLAÇABLE :

La méthode consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché, le moment qui serait transmis par le nœud à la barre si celle-ci était parfaitement encastrée, et à déterminer quelle correction faut-il apporter à ce moment pour déterminer le moment réel. Le résultat sera atteint au moyen d'approximation successives en plusieurs itérations.

Chaque itération consiste à bloquer et débloquer, un à un tous les nœuds des portiques et dans chaque opération on a un couple de blocage "E" immobilisant le nœud considéré "i".

L'équilibre du nœud "i" donne :

$$M + \sum \text{moments transmis par le nœud aux barres} \\ (\text{moment d'encastrement parfait}) = 0$$

$$M = - \sum \text{moment d'encastrement parfait}$$

. Ce moment M sera réparti sur le noeud "i" suivant les directions des barres y aboutissant en le multipliant chaque fois par le coefficient de répartition "C" de la barre considérée : C.à.D moment réparti = C.M = -C Σ moment d'encastrement parfait.
 La moitié de chaque répartition sera transmise à la barre concernée donc au noeud voisin "j" .

C.à.D : moment transmis au noeud j" = $-\frac{1}{2} \frac{CM}{\Sigma C} = -\frac{1}{2} C_j \times$
 Σ moment d'encastrement parfait.

On déterminera par approximations successives les moments produits par les couples de blocage ; ces moments seront les corrections apportées , aux moments d'encastrement parfait pris en première approximation comme valeur réelle des moments cherchés.

Méthode de calcul :

Toutes les opérations seront disposées sous forme de tableau dont:

- La première ligne indiquera les noeuds.
- La deuxième ligne indiquera les barres aboutissant à chaque noeud
- La troisième ligne portera les coefficients de répartition correspondant à chaque barres :

$C = \frac{1}{\Sigma R} R$ R= Raideur de la barre.

- Sur la quatrième ligne on portera les moments d'encastrement parfait correspondant à chaque barre : M.

M sera calculé en considérant chaque barre isolé (isostatique) en tenant compte de sa charge (charge = 0, $\Sigma M = 0$)

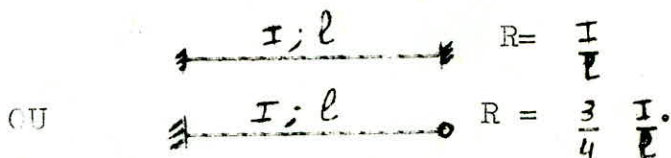
- Sur les lignes suivantes on portera les corrections .

- Résumé pratique de la méthode :

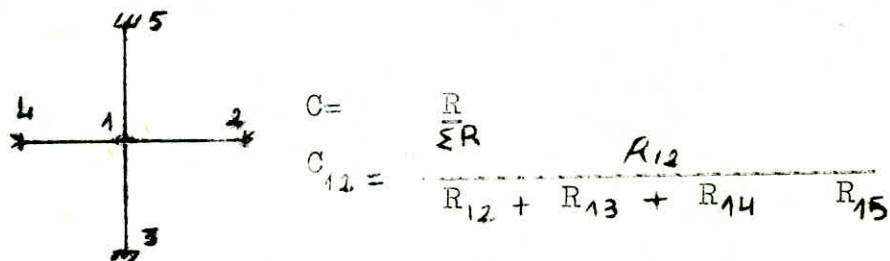
Dans cette méthode on aura toujours à effectuer les quatre opérations suivantes :

1° CALCUL DES RAIDEURS DES BARRES .

Deux cas peuvent se présenter :



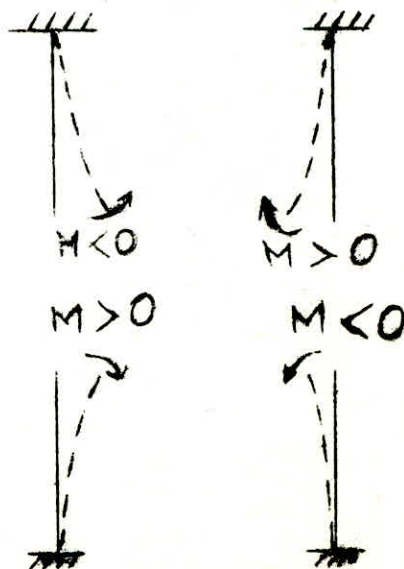
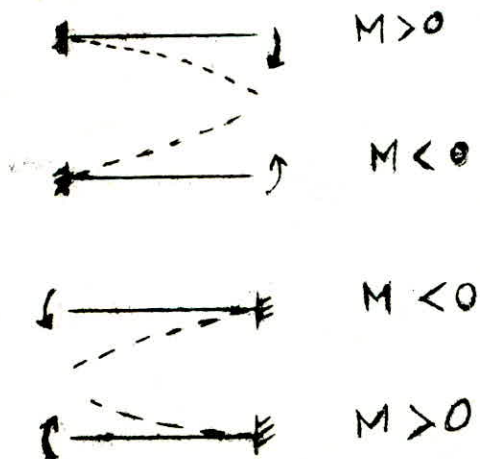
2° CALCUL DE COEFFICIENTS DE REPARTITION DES BARRES .



3° - CALCUL DES MOMENTS D'ENCASTREMENT PARFAIT DES BARRES

4° - REPARTITION ET TRANSMISSION DES MOMENTS D'APRES LE TABLEAU PRESCRIT .

. Convention de signe de Cross :



- Moments fléchissants : M

Les moments fléchissants réels dans le portique sont représentés en bas du tableau de Cross .

- Efforts tranchants : T

L'effort tranchant est donné par la formule :

$$T_{ij} = T_{0ij} + \frac{M_{i\delta} + M_{j\delta}}{L_{ij}}$$

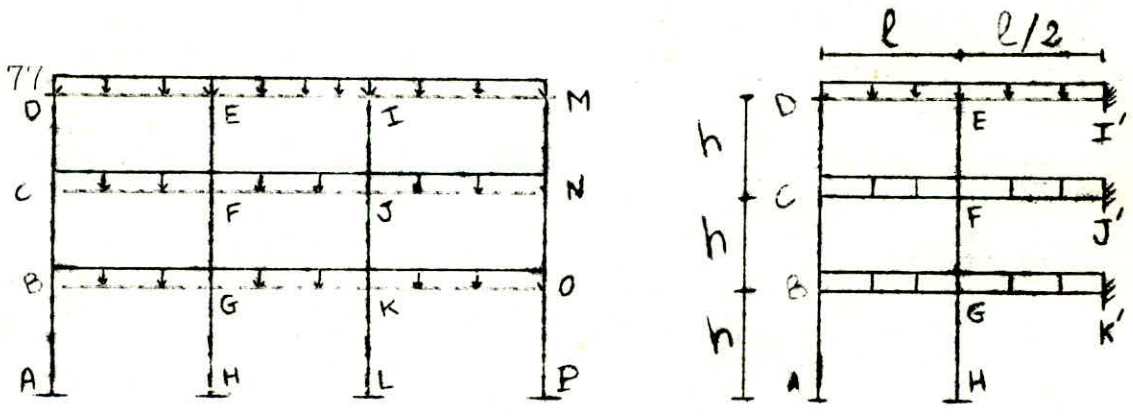
M_{ij} ; M_{ji} moments aux deux extrémités de la barre i-j pris avec le signe de Cross .

T_{0ij} ; effort tranchant au droit de l'appui " i " en supposant la barre simplement appuyée ; isolée (isostatique).

- Efforts normaux : N

Seront déterminés à partir des efforts tranchants .

- Calcul du portique :



En raison de la symétrie on se contentera d'étudier la moitié du portique

. Calcul des raideurs des barres

$I_{\text{Poteau}} = \frac{a^4}{12} = 213333,3 \text{ cm}^4$) On pose
 $I_{\text{Poutre}} = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 55^3}{12} = 415937,5 \text{ cm}^4$) $I_{\text{pot}} = I$
 $I_{\text{pout}} = 1,95 I$

Barres verticales : $R_v = \frac{I}{h} = \frac{I}{4,08} = 0,245 I$

Barres horizontales : $R_{DE} = R_{CF} = R_{EG} = \frac{1,95 I}{L} = \frac{1,95 I}{7,2} = 0,271 I$

$R_{EI'} = R_{FJ'} = R_{GK'} = \frac{I}{2} (0,271 I) = 0,136 I$

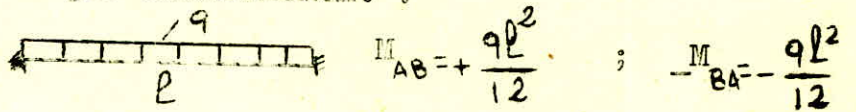
• Coefficients de répartition des barres :

$C = \frac{R}{\sum R}$ Toutes les valeurs de C sont reportées sur le tableau de Cross

• Moments d'encastrement parfait :

Les moments d'encastrement parfait sont calculés en considérant chaque barres isolée et parfaitement encastree à ses extrémités et soumise à la charge qui lui est propre. Dans notre cas deux états de charge se présentent.

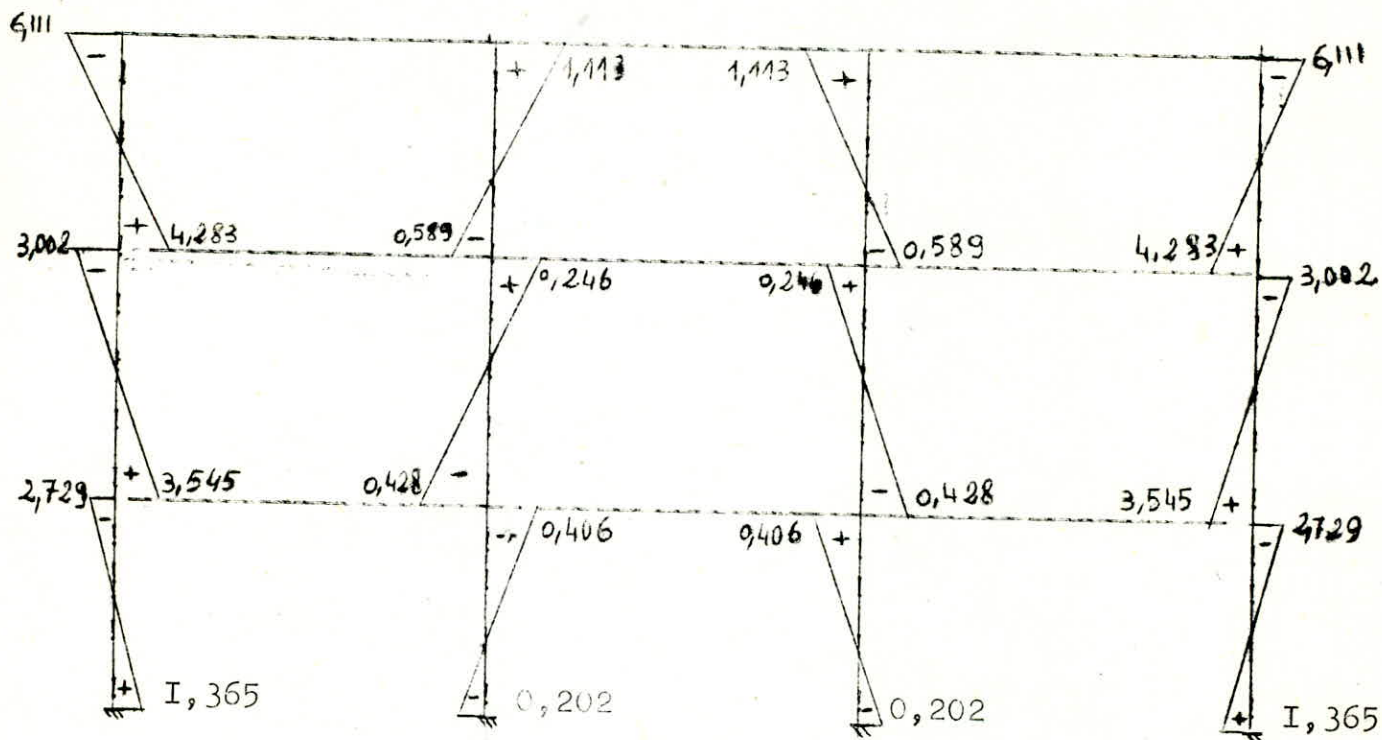
• Barre chargée uniformément :



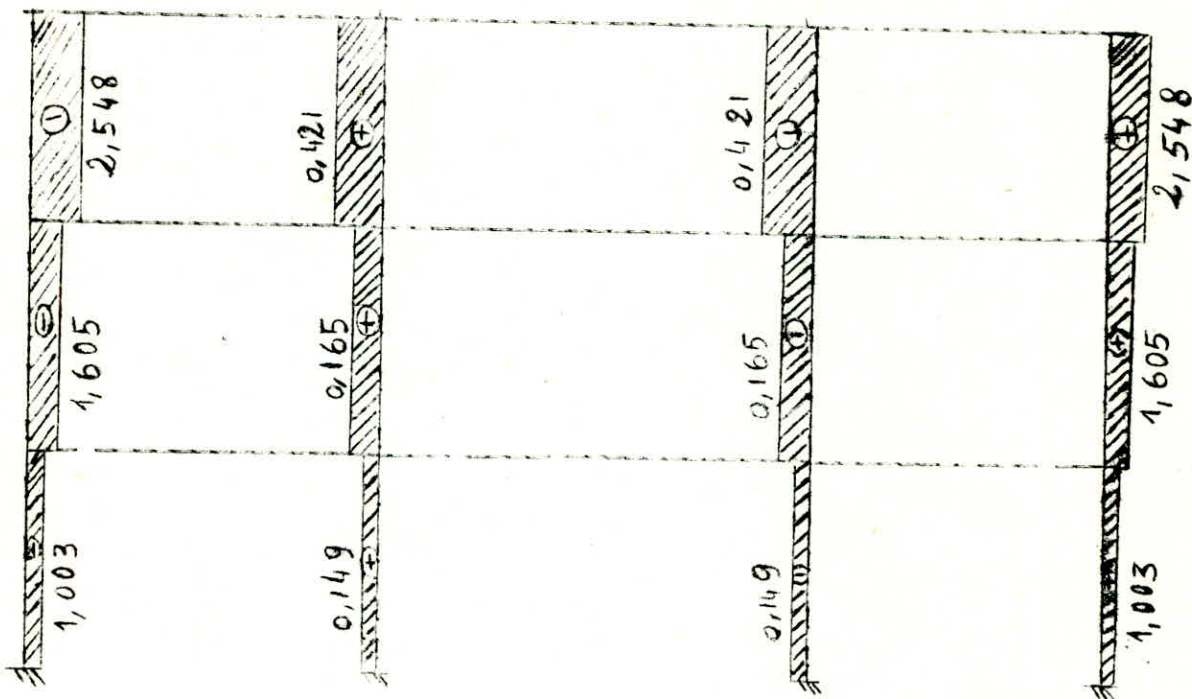
• barre non chargée : M = 0

D'où les tableaux de cross ainsi que les diagrammes de M; N; T. sous les charges permanentes.

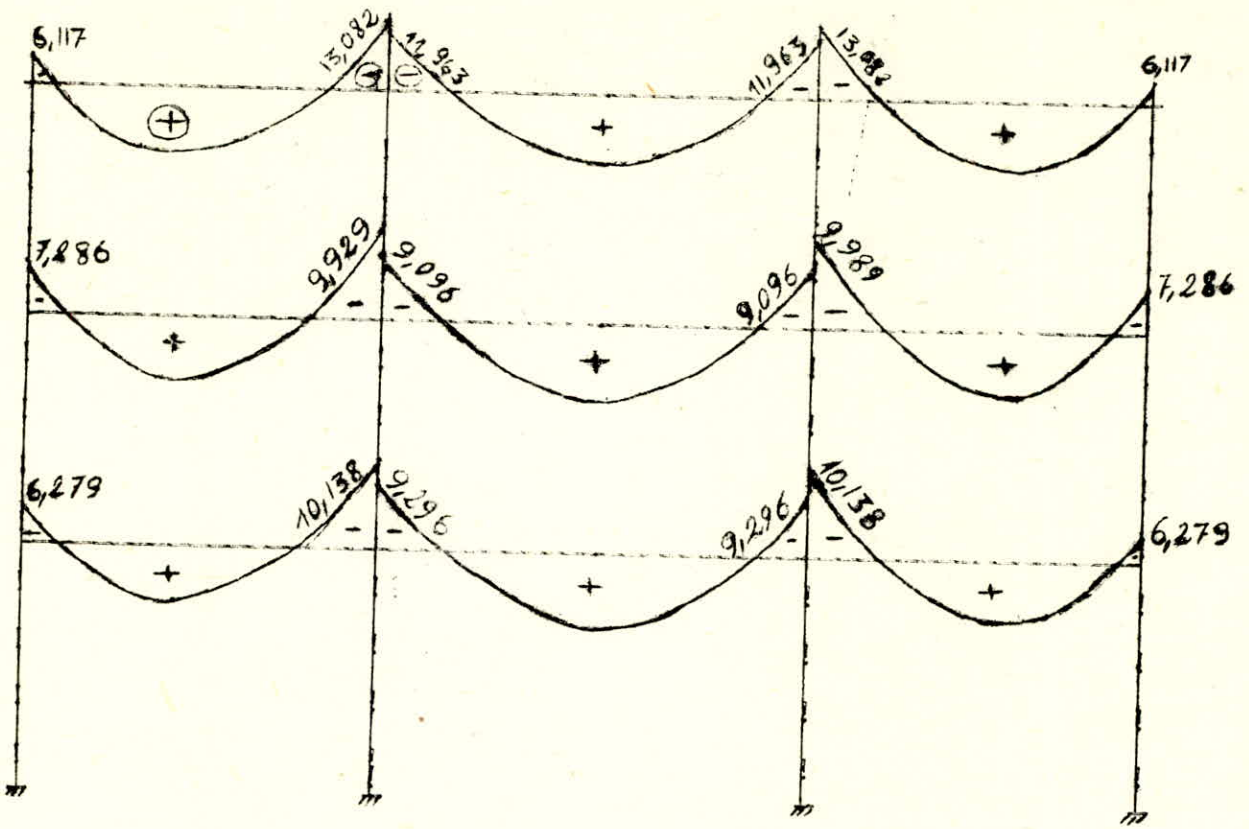
Diagrammes de M . T. N sous (G) :



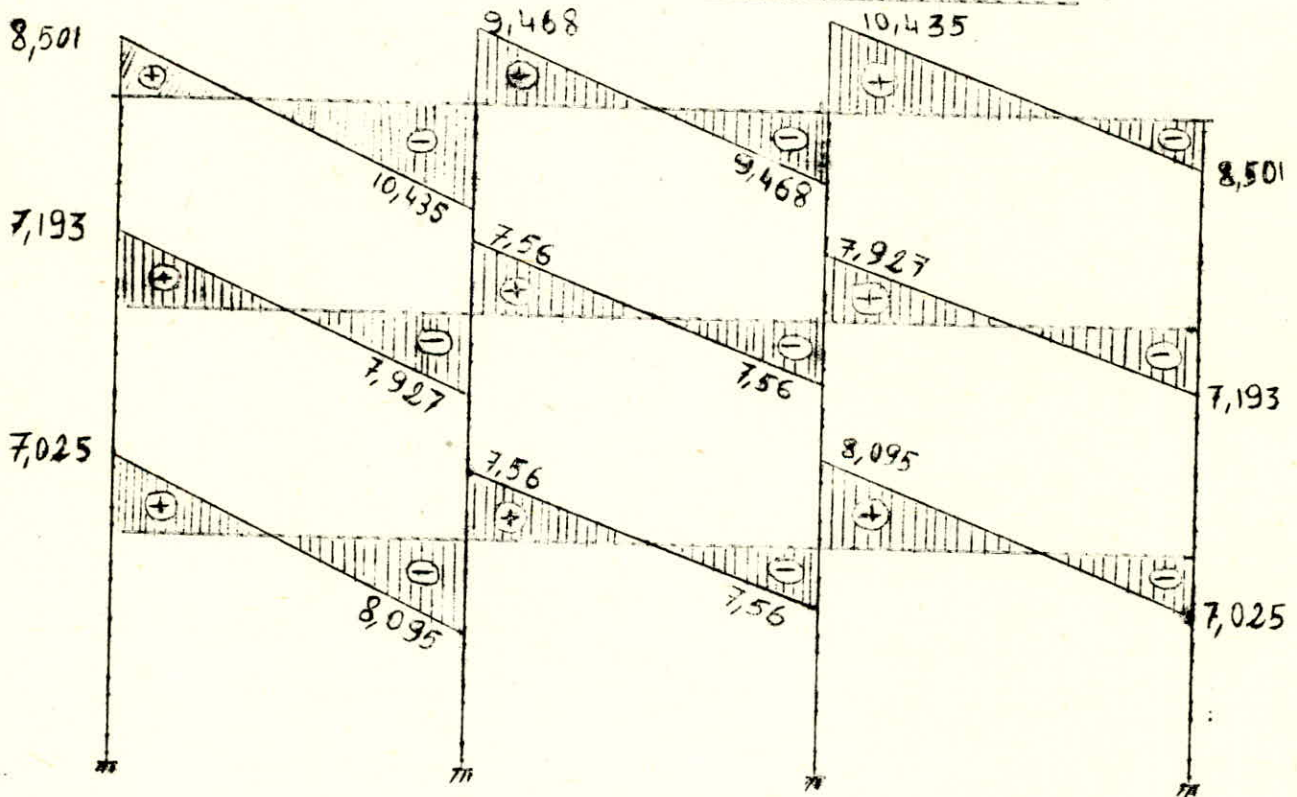
Diagrammes des M. Poteaux .



Diagrammes des T : poteaux.



Diagrammes de M poutres .

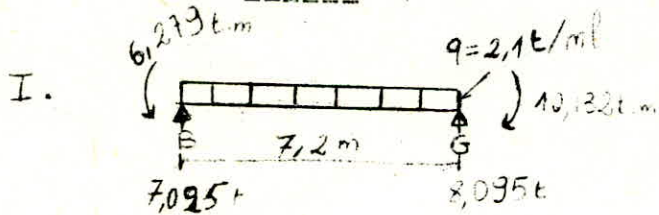


Diagrammes des T : poutres.

- Moments à mi-travée dans les poutres :

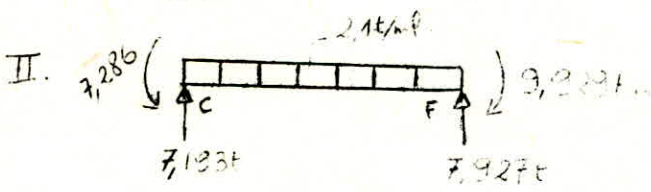
-Poutres de rive :

• Niveau I :



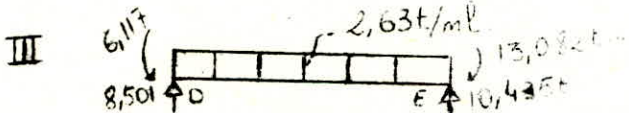
$$M(x) = -\frac{2,1}{2} x^2 + 7,025 x - 6,279$$

$$M_t = M(3,6) = \underline{5,403 \text{ t.m}}$$



$$M(x) = -\frac{2,1}{2} x^2 + 7,193 x - 7,286$$

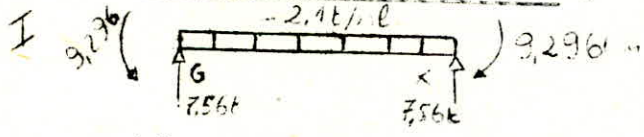
$$M_t = M(3,6) = \underline{5 \text{ t.m}}$$



$$M(x) = -\frac{2,63}{2} x^2 + 8,501 x - 6,117$$

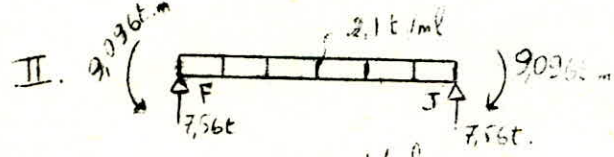
$$M_t = M(3,6) = \underline{7,444 \text{ tm}}$$

Poutres intermédiaires :



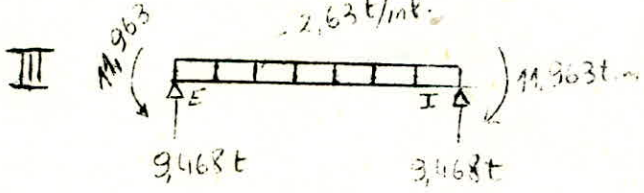
$$M(x) = -\frac{2,4}{2} x^2 + 7,56 x - 9,296$$

$$M_t = M(3,6) = \underline{4,312 \text{ tm}}$$



$$M(x) = -\frac{2,1}{2} x^2 + 7,56 x - 9,096$$

$$M_t = M(3,6) = \underline{4,512 \text{ tm}}$$



$$M(x) = -\frac{2,63}{2} x^2 + 9,468 x - 11,963$$

$$M_t = M(3,6) = \underline{5,079 \text{ tm.}}$$

Dimensions d'une Poutre:

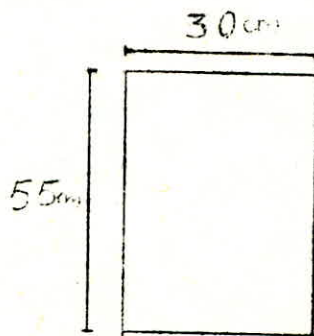
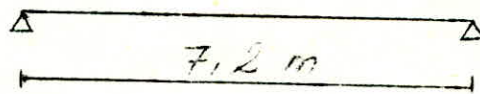


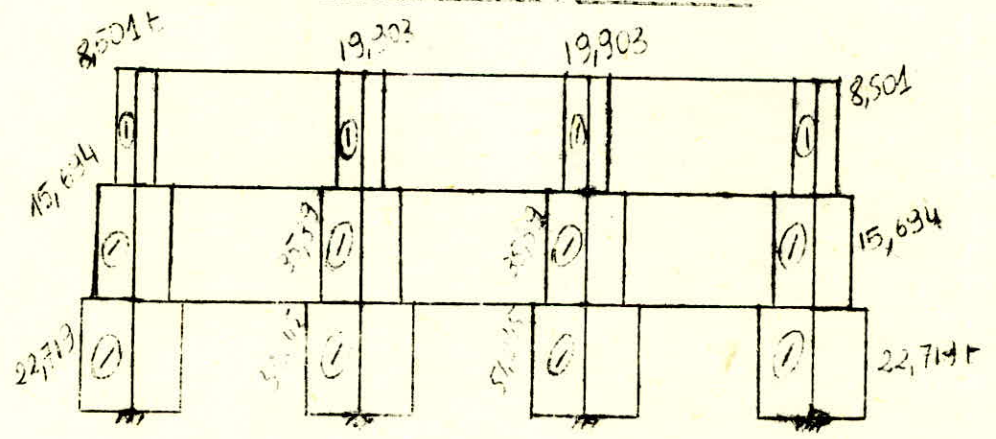
Tableau récapitulatif des efforts internes .

| BARRES | I (t.m) | T (t) | N (t) |
|--------|------------|----------|----------|
| AB | + I,365 | - I,003 | - 22,719 |
| BA | - 2,729 | - I,003 | - 22,719 |
| BG | + 6,279 | + 7,025 | / |
| BC | + 3,545 | - I,605 | - 15,694 |
| CB | - 3,002 | - I,605 | - 15,694 |
| CF | + 7,286 | + 7,193 | / |
| CD | - 4,283 | - 2,548 | - 8,501 |
| DC | - 6,111 | - 2,548 | - 8,501 |
| DE | + 6,117 | + 8,501 | / |
| ED | - 13,082 | - 10,435 | / |
| EI | + 11,063 | + 9,468 | / |
| EF | + I,113 | + 0,421 | - 19,903 |
| FE | + 0,589 | + 0,421 | - 19,903 |
| FC | - 9,929 | - 7,927 | / |
| FJ | + 9,096 | + 7,56 | / |
| FG | + 0,246 | + 0,165 | - 35,39 |
| GF | + 0,428 | + 0,165 | - 35,39 |

.../...

| BARRES | M (t.m) | T (t) | N (t) |
|--------|------------|----------|----------|
| GB | - 10,132 | - 8,098 | / |
| GK | + 9,296 | + 7,56 | / |
| GH | + 0,406 | + 0,149 | - 51,045 |
| HG | + 0,202 | + 0,149 | - 51,045 |

- Efforts normaux dans les poteaux.



- Les moments sont donnés avec le signe de Cross.
- Les efforts dans l'autre partie symétrique ont les mêmes valeurs.

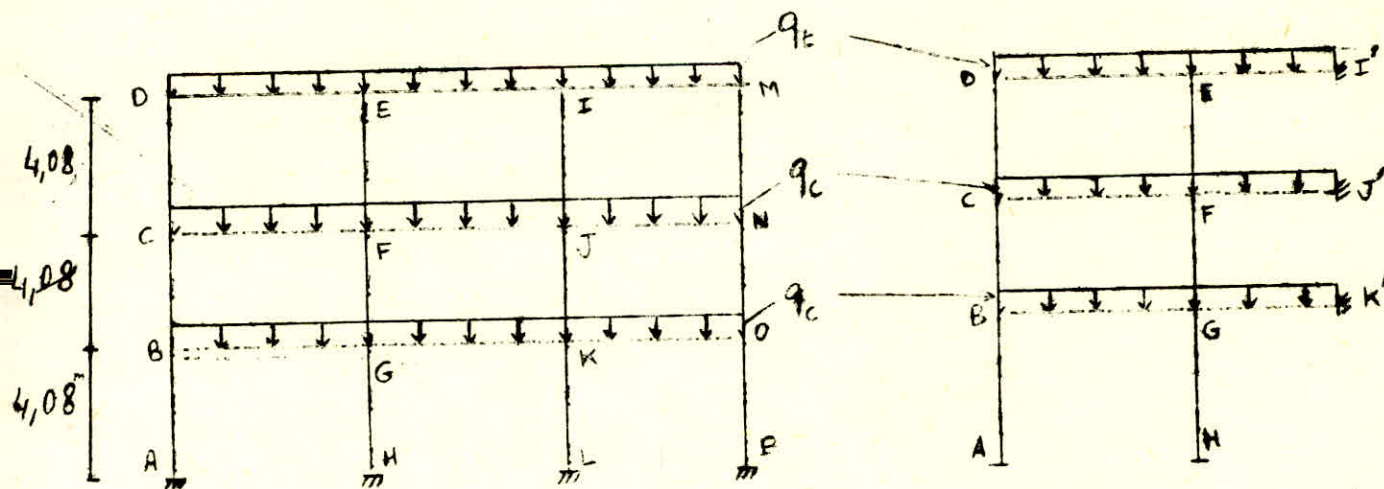
I-I-2 sous les surcharges d'exploitation Q.

Plancher terrasse : $Q_t = 0,1 \text{ t/m}^2$

Plancher courant : $Q_c = 0,25 \text{ t/m}^2$

Charge par mètre linéaire de poutre :

Niveau (3) (terrasse) : $Q_t = 0,1 \times 3,6 = 0,36 \text{ t/ml}$
 Niveau I et 2 (courant) : $Q_c = 0,25 \times 3,6 = 0,9 \text{ t/ml}$



Par la même méthode de Cross on calculera les moments fléchissants (M) et les efforts (T) et (N) dans les barres, en considérant toujours la moitié du portique par raison de symétrie.

Les raideurs des barres ne changent pas, ainsi que les coefficients de répartition.

- Calcul des moments d'encastrement parfait :

\$ Barres horizontales :

Le moment M est égal à $M = \frac{pl^2}{12}$ On a supposé que chaque barre est parfaitement encastree au poteau. $n_{ij} > 0$ $n_{ji} < 0$

a) pour la terrasse :

$$(M) = \frac{0,36 \times 7,2^2}{12} = 1,555 \text{ t.m}$$

b) pour plancher courant : $M = \frac{0,9 \times 7,2^2}{12} = 3,888 \text{ t.m}$

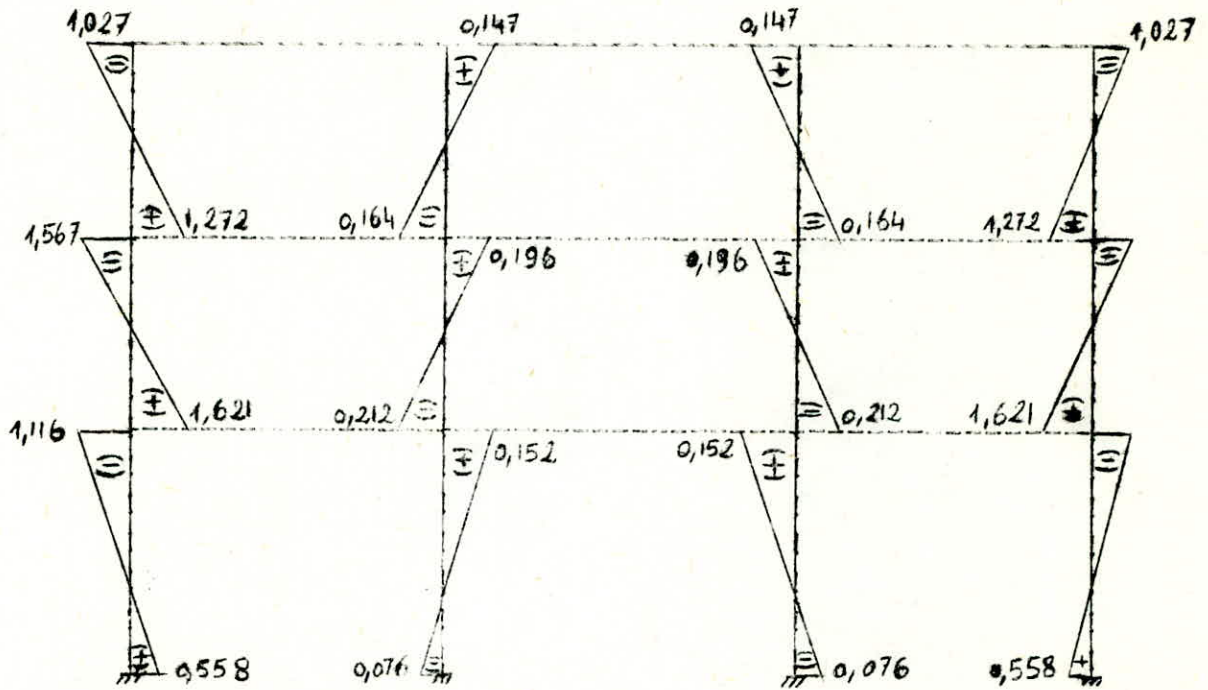
NB : Pour les barres verticales

$$N = 0$$

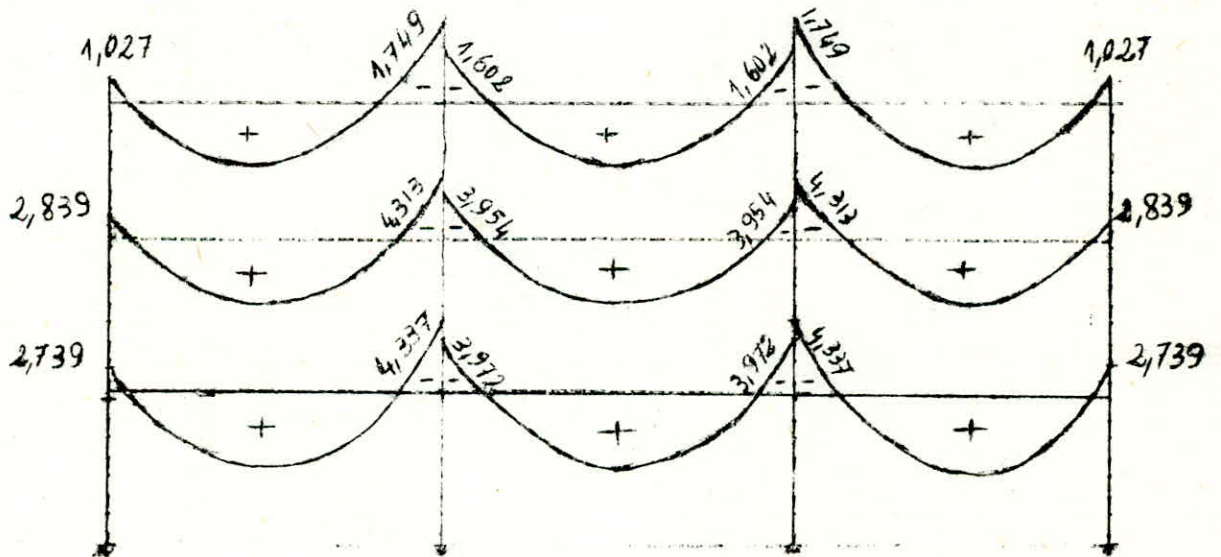
car elles ne sont pas chargées.

D'après le tableau de Cross ; les moments dans les barres seront :

a) dans les poteaux



b) Dans les poutres :



- Moments à mi-travée dans les poutres :

- Poutres de rives :

. Niveau I :

$$M(x) = 3,018x - 2,739 - \frac{I}{2} 0,9x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 2,294 \text{ t.m}$$

. Niveau II :

$$M(x) = 3,035x - 2,839 - \frac{I}{2} 0,9x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 2,255 \text{ tn}$$

. Niveau III.

$$M(x) = 1,196x - 1,027 - \frac{I}{2} 0,36x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 0,946 \text{ tn.}$$

Poutres intermediaires :

. Niveau I.

$$M(x) = 3,24x - 3,972 - \frac{I}{2} 0,9x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 1,86 \text{ tn}$$

. Niveau II

$$M(x) = 3,24x - 3,954 - \frac{I}{2} 0,9x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 1,878 \text{ tn}$$

. Niveau III :

$$M(x) = 1,296x - 1,602 - \frac{I}{2} 0,36x^2$$

$$Mt = M(3,6) = 0,731 \text{ tn.}$$

• Calcul des efforts tranchants .

a) à la base du portique

C'est à dire au niveau de : A, H, L, T , P

$$TAB = \frac{MAB + MBA}{L_1} + TOAB \quad (TOAB = 0 \quad (\text{barre non chargée})$$

$$L_1 = 4,08 \text{ m}$$

$$TAB = - \frac{0,558 - 1,116}{4,08} = - 0,4106$$

$$THG = \frac{MHG - MGH}{l} = \frac{0,076 - 0,152}{4,08} = 0,0186 \text{ t}$$

$$TLK = - THG = - 0,0186 \text{ t}$$

$$TPO = - TAB = 0,4106 \text{ t}$$

b) Au niveau des poutres .

$$TBG = TOBG + \frac{MBG}{l} + \frac{MGB}{l}$$

$$TBG = 3,24 + \frac{2,739 - 4,557}{7,2} = 3,018 \text{ t}$$

$$TCF = TOCF + \frac{MCF}{l_2} + \frac{MFC}{l_2} = 3,24 + \frac{2,839 - 4,313}{7,2} = 3,035 \text{ t}$$

$$TDE = TODE + \frac{MDE}{l_2} + \frac{MED}{l_2} = 1,296 + \frac{1,027 - 1,719}{7,2} = 1,196 \text{ t}$$

$$TGK = TOGK + \frac{MGK}{l} + \frac{MKG}{l} = 3,24 + \frac{3,372 - 3,972}{7,2} = 3,24 \text{ t}$$

$$TFJ = TOFJ + \frac{MFJ}{l} + \frac{MJF}{l} = 3,24 \text{ t}$$

$$TEI = TOEI + \frac{MEI}{l} + \frac{MIE}{l} = 1,236$$

$$TMI = TDE = 1,196 \text{ t}$$

$$TNJ = TCF = 3,036 \text{ t}$$

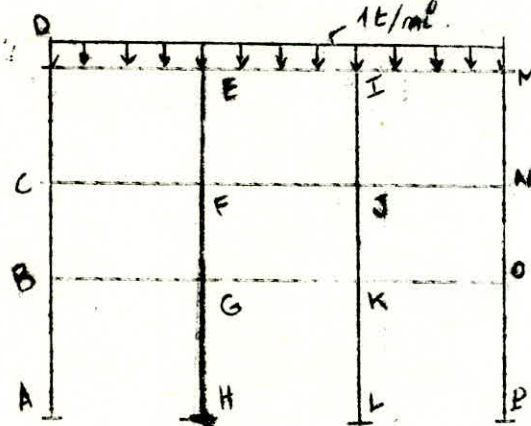
$$TOK = TBG = 3,018 \text{ t}$$

I-I-3 : Sous les surcharges de la neige

La charge normale de neige : 45 dan/m^2 c à d : $N_0 = 45 \times 3,6 = 162 \text{ dan / ml} = 0,162 \text{ t/ml}$.

La charge extreme de neige : $N_e = 75 \times 3,6 = 270 \text{ dan/ml} = 0,27 \text{ t/ml}$.

Déterminons les efforts internes du plus défavorables portique (c.a.d le plus sollicité) et ceci dans le sens porteur. Pour cela nous opterons pour la méthode de Cross.



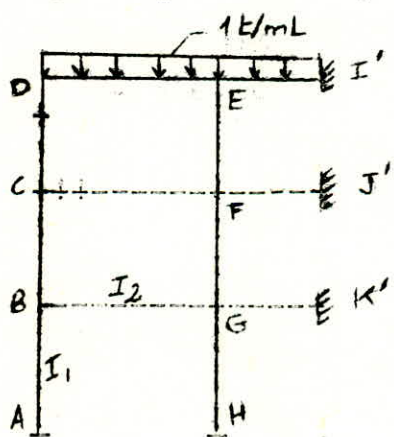
Nous allons étudier ce portique pour 1 charge de 1 t/ml, ensuite il suffit de multiplier les résultats par la charge considérée.

Notre portique est symétriquement chargé et symétrique donc le déplacement des nœuds n'est pas à envisager.

Afin de simplifier les calculs nous ne calculerons que la moitié du portique située à gauche de

l'axe de symétrie en attribuant aux travées centrales les moments correspondant à leurs portées réelles, et des raideurs, fictives égales à la moitié de leurs raideurs réelles.

Le portique sur lequel nous ferons le calcul sera :



Calcul des raideurs des barres :

$$I_1 = 21,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \quad I_2 = 41,594 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 \Rightarrow I_2 = 1,95 I_1$$

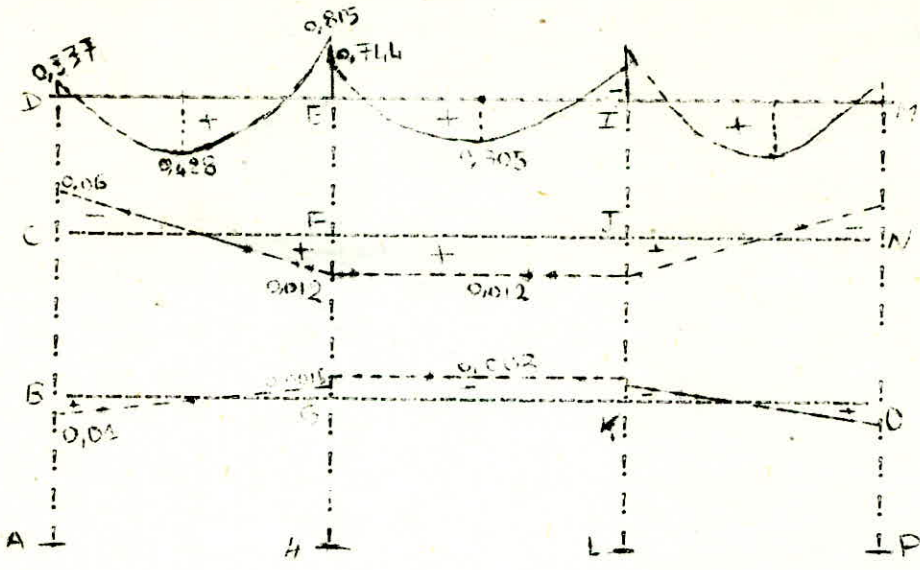
$$R_1 = \frac{I_1}{l_1} = \frac{I_1}{4,08} = 0,245 I_1$$

$$R_2 = \frac{1,95 I_1}{l_2} = \frac{1,95 I_1}{7,2} = 0,271 I_1$$

$$R_3 = \frac{R_2}{2} = 0,135 I_1$$

) Si nous posons $I_1 = 1$ donc
 $R_1 = 0,245$
 $R_2 = 0,271$
 $R_3 = 0,135$

Moments dans les poutres .



Moments à mi-travée dans les poutres :

- Poutre de riveau :

• Niveau I :

$$M(x) = -0,0016 + 0,01x$$

$$M_t = M(3,6) = 0,004 \text{ tm}$$

• Niveau 2 :

$$M(x) = 0,01x - 0,06$$

$$M_t = M(3,6) = -0,054 \text{ tm}$$

• Niveau 3 :

$$M(x) = 0,517x - 0,337 - 1/2 \cdot 0,162 x^2$$

$$M_t = M(3,6) = 0,474 \text{ tm.}$$

- Poutres intermédiaires :

- Niveau I : $M_t = -0,003 \text{ tm}$
- Niveau 2 : $M_t = 0,012 \text{ tm}$
- Niveau 3 : $M_t = 0,305 \text{ tm}$

Calcul des effets tranchants et normaux dans les barres :

-I- Effets tranchants à la base des poteaux.

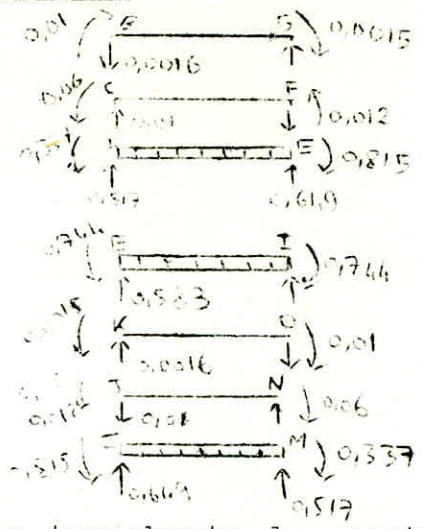
Les poteaux ne sont pas chargés alors $T_{oi} = 0$

$$T_{AB} = \frac{M_{AB}}{l} - \frac{M_{BA}}{4,08} = \frac{-0,006}{1} - \frac{0,012}{4,08} = -0,004 \text{ t} = -T_{BA}$$

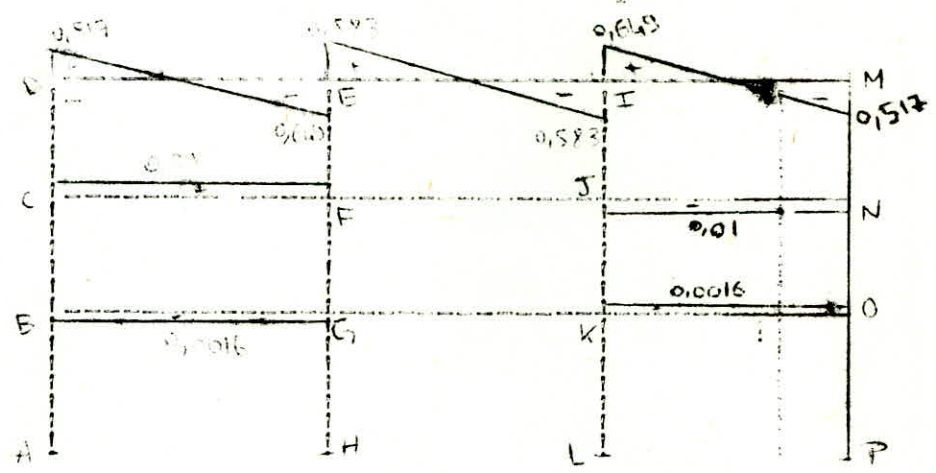
$$T_{HK} = \frac{M_{HK}}{l} - \frac{M_{KH}}{4,08} = \frac{0,003}{1} - \frac{0,005}{4,08} = 0,002 \text{ t} = T_{KH}$$

-2- Effets tranchants des poutres :

- $T_{EG} = - 0,0016 \text{ t.}$
- $T_{CF} = 0,01 \text{ t.}$
- $T_{FE} = 0,517 \text{ t.}$
- $T_{CK} = T_{r} = 0$
- $T_{EI} = 0,583 \text{ t.}$
- $T_{KO} = 0,0016 \text{ t.}$
- $T_{JN} = - 0,01 \text{ t}$
- $T_{IM} = 0,649 \text{ t}$



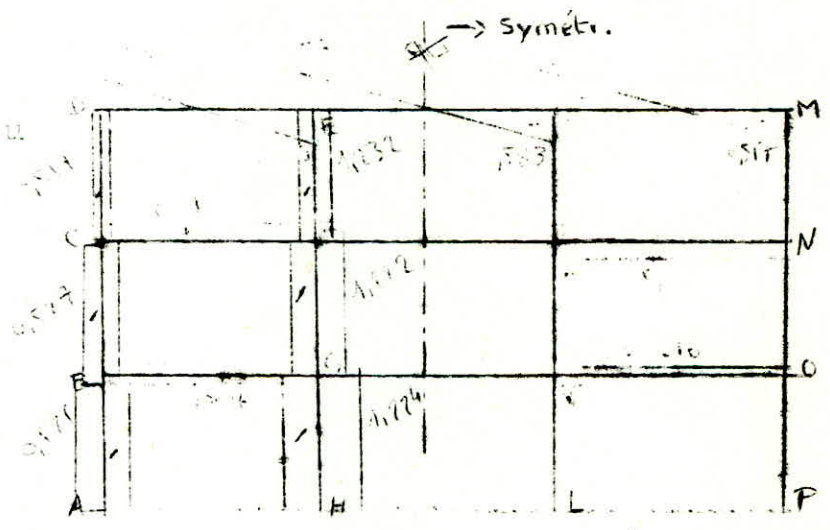
d'où le diagramme des efforts tranchants des poutres :



-3- Efforts normaux dans les poteaux :

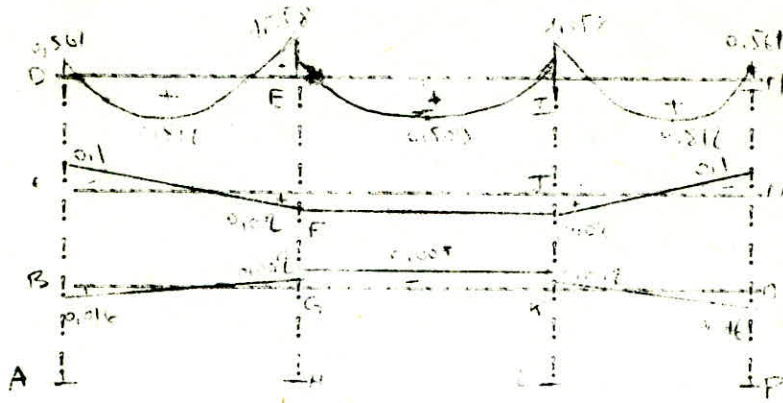
L'effort normal dans le poteau sera l'effort tranchant dans la poutre .
Ainsi nous pouvons réduire le diagramme de l'effort normal :

Le signe exprime la compression du poteau



b) Neige extrême

Le diagramme des moments des poteaux et des poutres sont les suivants



Mt dans les poutres.

Calcul des effets tranchants .

1 - A la base des poteaux

$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{l} = \frac{-0,01 + 0,019}{4,08} = -0,007 \text{ (t)} = -T_{PD}$$

$$T_{HG} = \frac{M_{HG} + M_{GH}}{l} = \frac{0,004 + 0,008}{4,08} = 0,003 \text{ (t)} = -T_{LK}$$

2 + Dans les poutres .

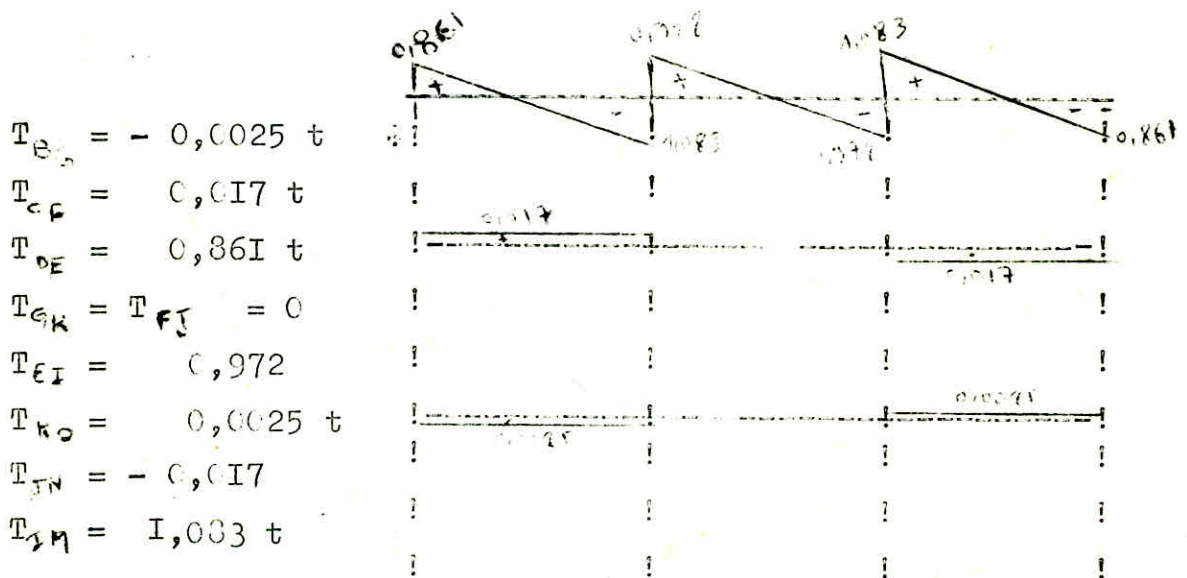
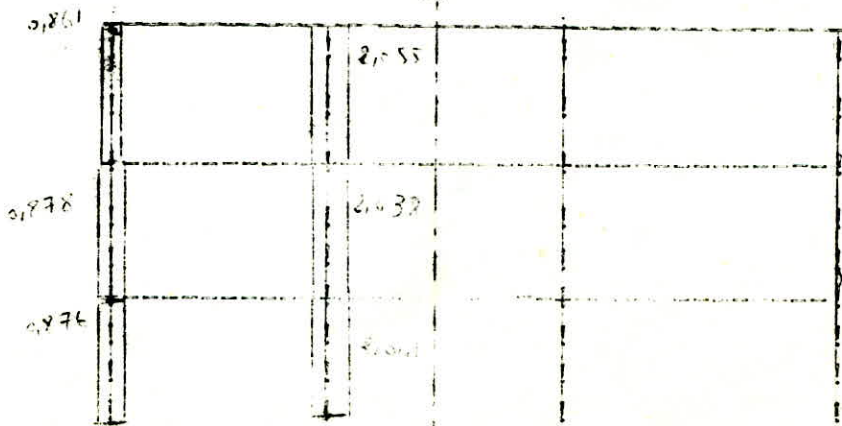


Diagramme des effets normaux dans les poteaux

De même façon que précédemment, l'effort tranchant dans les poutre devient effort normal dans le poteau .

(*) → Sym.



I-2 CALCUL DU PORTIQUE DE RIVE .

I-2-I : Sous les charges permanentes :

En gardant la même repartition des charges que précédemment; le portique de rive reprendra la moitié de la charge revenant au portique intermédiaire et nous lui ajoutons la charge que ramène les murs (ou acrotères)

Donc :

- Niveau 3 (terrasse) : $Q_t = \frac{q_t}{2} + Q_a$ (q_t : représente le poids du plancher terrasse / ml
 $q_t = 2,63 \text{ t/ml}$
 $Q_a = 2,5 \times (0,1 \times 0,6 = 0,15 \text{ t/ml}$ (Q_a : représente le poids de l'acrot/ml
 $Q_t = 1,465 \text{ t/ml}$.)

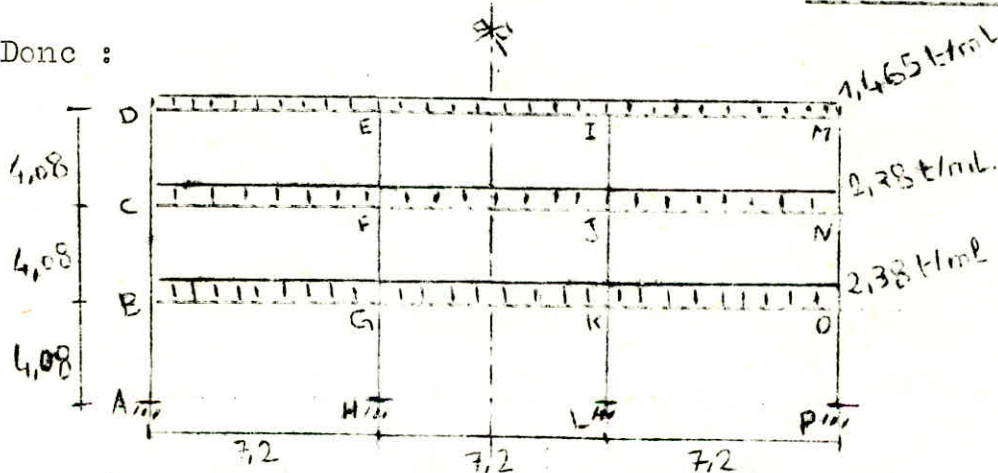
- Niveau 1 ou 2 (courant) :

$Q_c = \frac{q_c}{2} + q_m$ (q_m : poids du mur /ml.
 $q_c = 2,1 \text{ t/ml}$

$q_m = 0,378 \times (4,08 - 0,55) = 1,33 \text{ t/ml}$

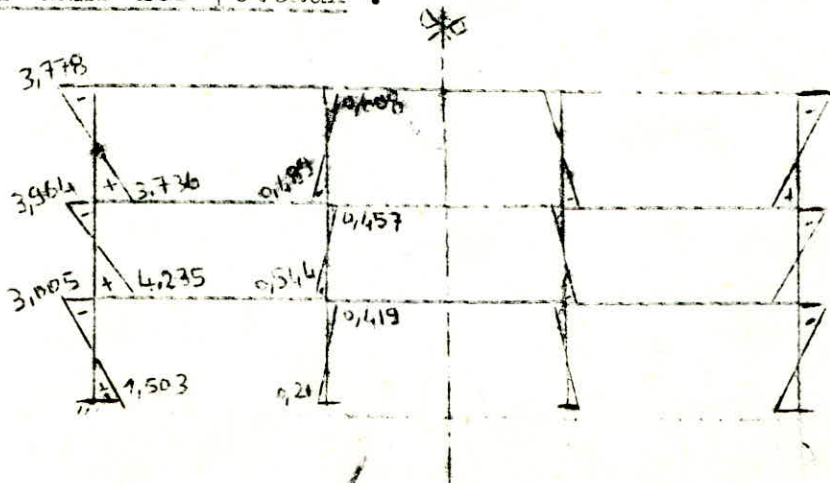
$\Rightarrow Q_c = 2,38 \text{ t/ml}$

Donc :

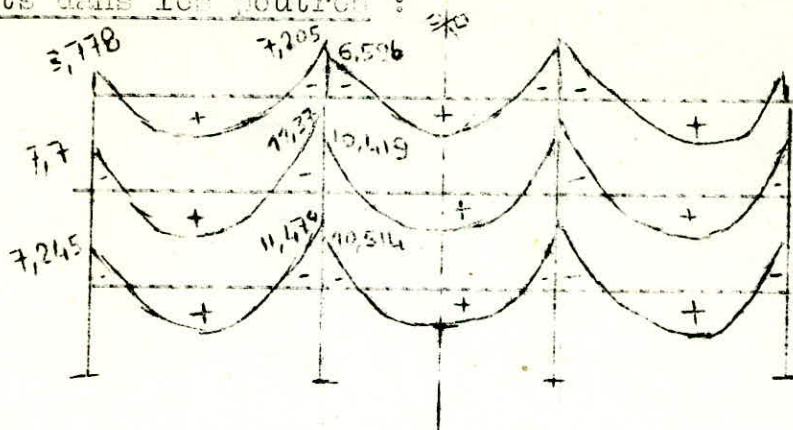


Pour déterminer les moments dans les barres , nous utiliserons la méthode de Cross en considérant la symétrie , comme nous l'avons exposé précédemment . Les moments seront donnés par " un tableau de Cross "

Moments dans les poteaux .



Moments dans les poutres :



Efforts tranchants dans les poutres :

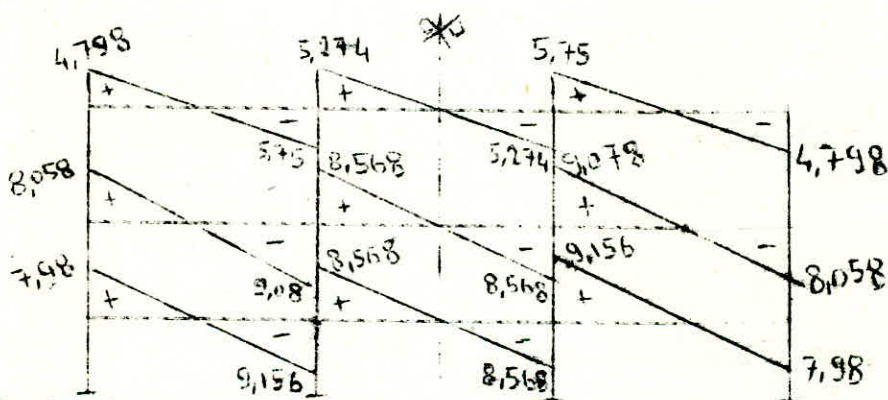
Pour le calcul des efforts tranchants nous utiliserons la formule.

$$T_{xy} = T_{oxy} + \frac{M_{xy} - M_{yx}}{l}$$

M_{xy} et M_{yx}: Moment pris avec le signe de Cross.

Terrasse : $T_{oxy} = \frac{1,465 \times 7,2}{2} = 5,274 \text{ t}$

Courant : $T_{oxy} = \frac{2,38 \times 7,2}{2} = 8,568 \text{ t}$

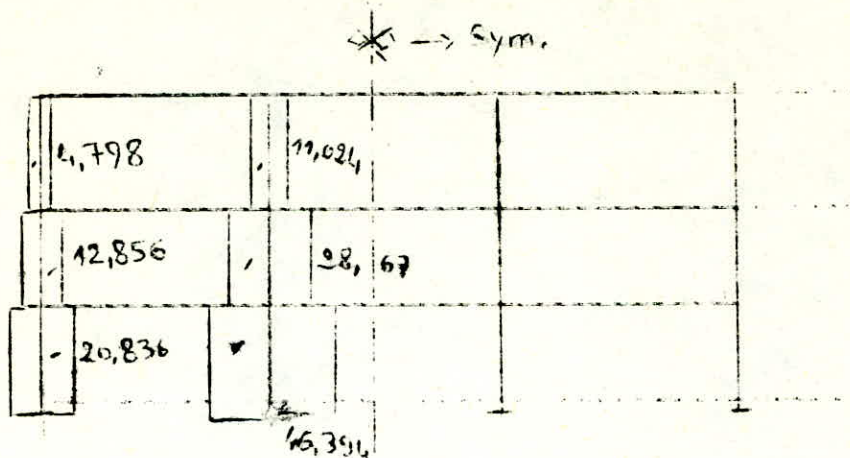


Efforts tranchants à la base des poteaux.

$$T_{AB} = -0,626 \text{ t} = -T_{PO}$$

$$T_{AC} = 0,628 \text{ t} = -T_{LK}$$

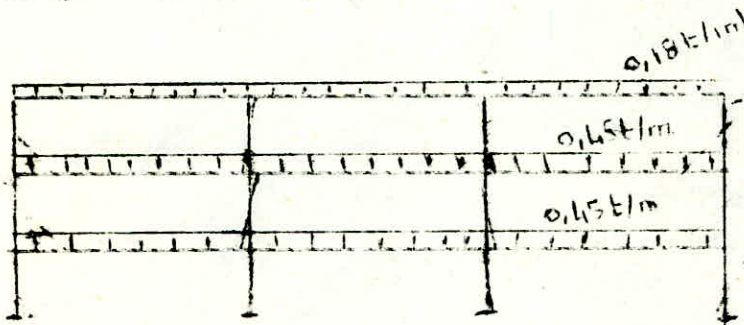
- Efforts normaux dans les poteaux : (G)



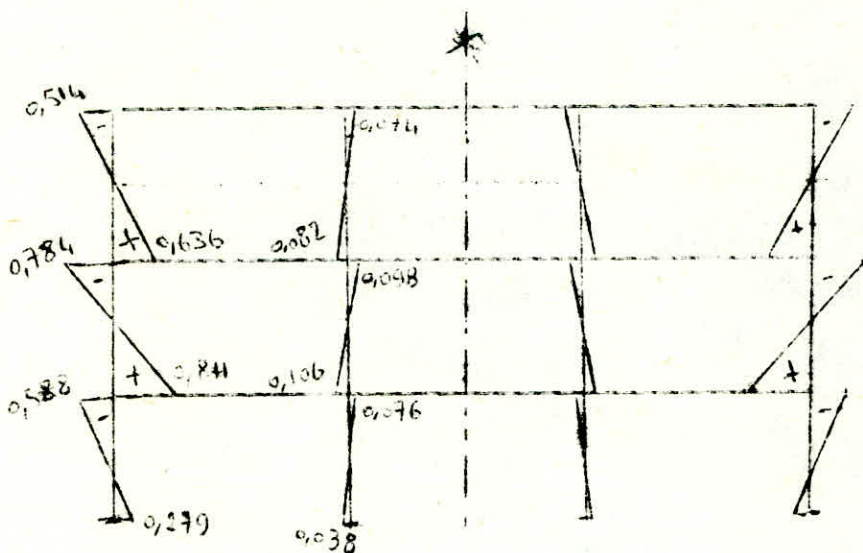
- I-2-2 Sous les surcharges d'exploitation :

De même façon, le portique de rive reprend la moitié de la charge revenant au portique intermédiaire ; ainsi les efforts internes dans les barres du portique de rive seront déterminés en divisant ceux du portique intermédiaire par 2 d'où :

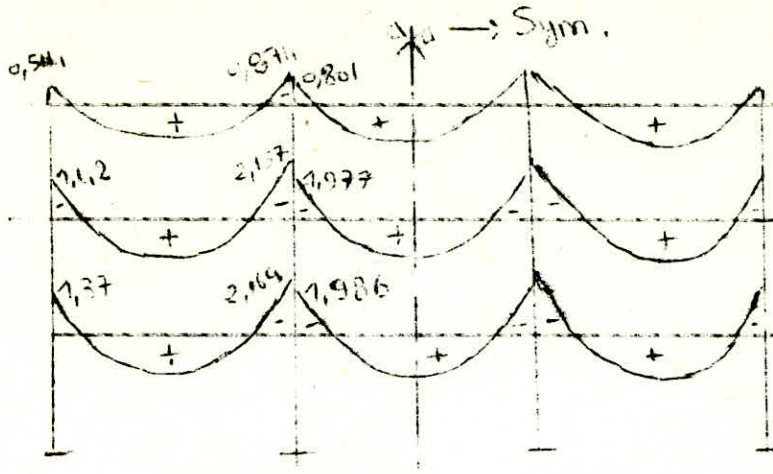
Les diagrammes suivants :



- Moments dans les poteaux .



- Moments dans les poutres :

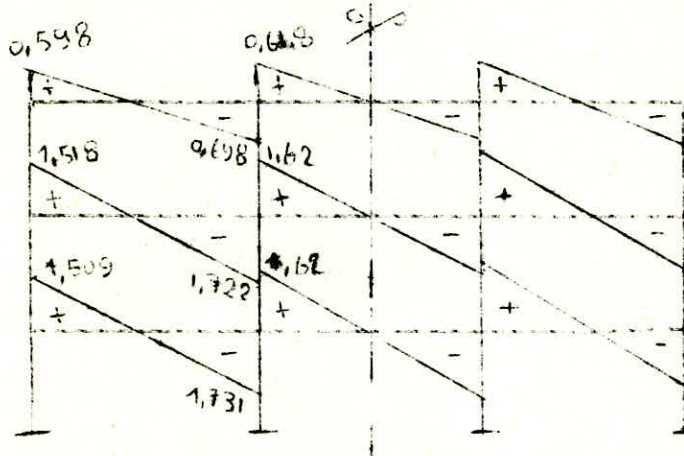


- Efforts tranchants dans les poutres .
Utilisons toujours la même formule :

$$T_{xy} = T_{oxy} + \frac{M_{xy} + M_{yx}}{l}$$

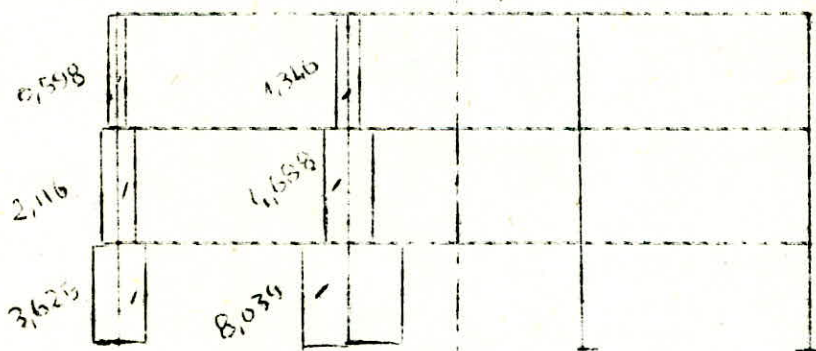
Plancher terrasse : $T_{oxy} = 0,648 \text{ t}$

Plancher courant $T_{oxy} = 1,62 \text{ t}$



- Effort normaux dans les poteaux .

\rightarrow Sym.



1.2.3 : Sous Les Sur charges de la neige normale :

De la même façon on détermine les efforts internes en divisant par 2 ceux trouvés pour le portique intermédiaire.

Pour la neige extrême, il suffit de multiplier les valeurs trouvés Pour la neige normale par 5/3.

Valeurs de M, N, T dues à la neige normale:

| | M (t.m) | T (t) | N (t) |
|-----------------|------------|----------|----------|
| AB | -0,003 | — | -0,263 |
| BA | -0,006 | — | -0,263 |
| BC ₁ | -0,005 | -0,0008 | — |
| BC | 0,041 | — | -0,264 |
| CB | 0,03 | — | -0,264 |
| CF | 0,003 | 0,005 | — |
| CD | -0,06 | — | -0,259 |
| DC | 0,168 | — | -0,259 |
| DE | 0,164 | 0,259 | — |
| ED | -0,408 | -0,325 | — |
| EI | 0,372 | 0,292 | — |
| EF | 0,035 | — | -0,616 |
| FE | 0,01 | — | -0,616 |
| FC | 0,006 | 0,005 | — |
| FJ | -0,006 | 0 | — |
| FG | -0,01 | — | -0,611 |
| GF | -0,003 | — | -0,611 |
| GB | -0,001 | -0,0008 | — |
| GK | 0,002 | 0 | — |
| GH | 0,003 | — | -0,612 |
| HG | 0,002 | — | -0,612 |

On ne calcule pas les efforts dus à la neige extrême car on verra ultérieurement qu'ils n'interviennent pas dans les combinaisons.

2/ CALCUL DES EFFORTS SOUS LES CHARGES HORIZONTALES .

2-2-I : Sous les surcharges sismiques :

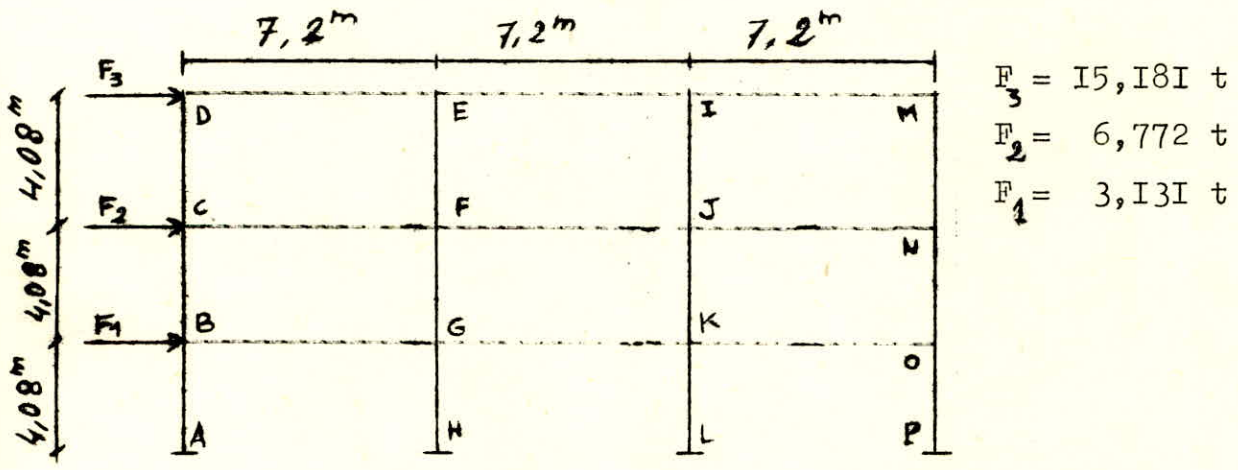
Pour le calcul des efforts internes (M.N.T) sous les efforts sismique on tiendra compte des deux sens du batiment : transversal et longitudinal.

Dans le sens de la petite dimension du batiment on considerera un portique de rive et un intermediaire .

Par contre dans l'autre sens on calculera le portique le plus sollicité (côté rive) .

A) Sens transversal :

A. I Portique de rive :



Le calcul se fera par la méthode de Cross, mais cette fois il s'agit d'un portique à nœuds déplaçables.

. nombre de déplacements relatifs à envisager (N)

$N = n - c$ n : nombre de nœuds susceptible de se déplacer
 c : nombre de circuits formés dans le système (portique)

$N = 12 - 9 = 3$ déplacements relatifs $\Delta_1, \Delta_2, \Delta_3$

METHODE DE CROSS : - Cas de nœuds déplaçables .

I) On suppose d'abord que les nœuds ne subissent pas déplacements ; dans ce cas on calcul les moments (M) dans les barres par la méthode exposée en cas de nœuds non déplaçables Puis on calcule :

- $T = \sum$ Des efforts tranchants agissant au niveau CFJN
- $T' = \sum$ " " " " " BJKO
- $T'' = \sum$ " " " " " AHLF

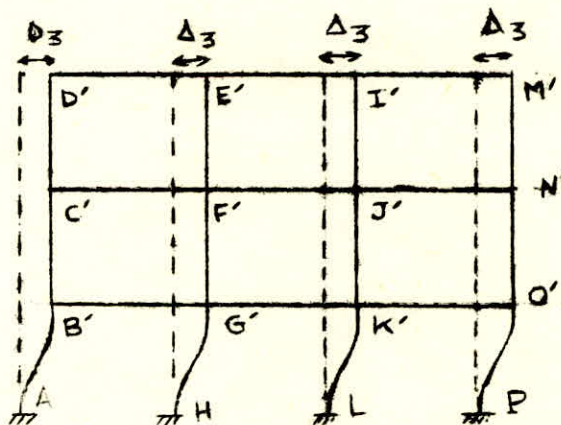
.../...

$T_2 = \sum$ des efforts tranchants au niveau CFJN .

$T'_2 = \sum$ " " " " BJKC

$T''_2 = \sum$ " " " " AHLP

4) De la même manière on donnera aux trois étages supérieurs de la construction non chargée un déplacement arbitraire D_3 par rapport au sol en supposant toujours que les nœuds peuvent se déplacer mais ne peuvent tourner . Et en procédant comme antérieurement on peut déterminer les moments (M_3) et les efforts tranchants :



$T_3 = \sum$ Efforts tranchants au niveau CFJN .

$T'_3 = \sum$ " " " " BGKC

$T''_3 = \sum$ " " " " AHLP

5) On notera : $K_1 \Delta_1$, $K_2 \Delta_2$, $K_3 \Delta_3$, les déplacements relatifs réels des étages .

$H = \sum$ Forces horizontales au dessus du niveau CFJN = 15,181 t

$H' = \sum$ " " " " BGKC = 21,953 t

$H'' = \sum$ " " " " AHLP = 25,084 t

Si on fait des coupures immédiatement au dessus de CFJN, puis BGKC puis AHLD, dans chaque cas de coupure le système exige que l'on ait :

\sum Forces horizontales = 0

$H + T + K_1 T_1 + K_2 T_2 + K_3 T_3 = 0$

C-à d : $H' + T' + K_1 T'_1 + K_2 T'_2 + K_3 T'_3 = 0$

$H'' + T'' + K_1 T''_1 + K_2 T''_2 + K_3 T''_3 = 0$

Ces 3 équations permettent de déterminer K_1 K_2 et K_3 .

Les moments dus aux déplacements réels seront donc :

$K_1 M_1$, $K_2 M_2$ et $K_3 M_3$.

Par suite le moment final recherché pour chaque barre sera :

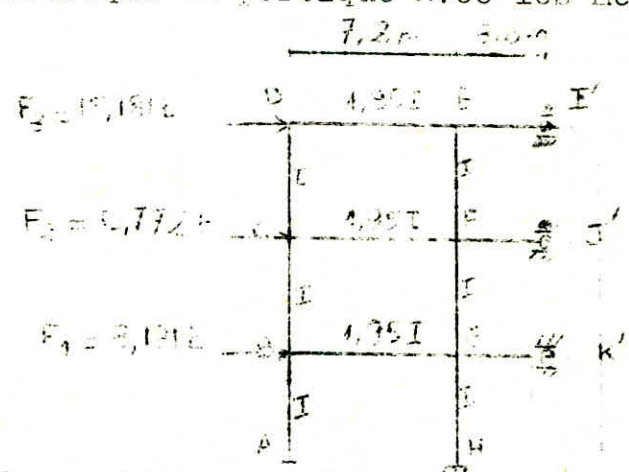
$M_f = M + K_1 M_1 + K_2 M_2 + K_3 M_3$

.../...

CALCUL DU PORTIQUE CONSIDERE (TRANSVERSAL)

Par raison de symétrie géométrique et massique on étudiera le demi-portique représenté sur la figure avec des rotules aux points d'intersection de l'axe de symétrie avec les travées centrales.

Les moments en ces points (I; J; K') sont nuls les moments trouvés pour cette moitié seront reportés pour l'autre partie symétrique du portique avec les mêmes signes de Cross.



• Calcul des raideurs des barres :

$$R_{AB} = R_{BC} = R_{CD} = R_{DE} = R_{EF} = R_{FE} = 0,245 I$$

$$R_{CE} = R_{EC} = R_{BE} = 0,271 I$$

$$R_{EK'} = R_{K'E} = R_{CK'} = \frac{3}{4} \frac{1,95 I}{3,6} = 0,407 I$$

• Coefficients de répartition :

Pour chaque barre : $C = \frac{R}{\sum R}$

1 ère étape les nœuds sont fixés :

Dans ce cas tous les moments sont nuls puisqu'il n'y a que des forces appliquées aux nœuds : B, C, D. Donc dans chaque barre : $M = 0$.

De même : $T = 0$; $T' = 0$; $T'' = 0$.

2 ème étape : 1er déplacement .

Les valeurs de calculs de tous les moments sont portées sur un tableau de Cross.

Pour les efforts tranchants :

.../...

$$T_1 = \left(\frac{M_{1a}^1 + M_{1b}^1}{4,08} + \frac{M_{1c}^1 + M_{1d}^1}{4,08} \right) \times 2 = 1,254 \text{ t}$$

$$T_1' = \left(\frac{M_{2a}^1 + M_{2b}^1 + M_{2c}^1 + M_{2d}^1}{4,08} \right) \times 2 = -0,261 \text{ t}$$

$$T_1'' = \left(\frac{M_{3a}^1 + M_{3b}^1 + M_{3c}^1 - M_{3d}^1}{4,08} \right) \times 2 = 0,036 \text{ t}$$

3ème étape : 2 déplacements : Voir tableau

$$T_2 = \left(\frac{M_{1a}^2 + M_{1b}^2 + M_{1c}^2 + M_{1d}^2}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{-0,233 - 0,073 - 0,068 - 0,157}{4,08} \right) \times 2 = -0,260 \text{ t}$$

$$T_2' = \left(\frac{M_{2a}^2 + M_{2b}^2 + M_{2c}^2 + M_{2d}^2}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{0,618 + 0,612 + 0,755 + 0,755}{4,08} \right) \times 2 = 1,343 \text{ t}$$

$$T_2'' = \left(\frac{M_{3a}^2 + M_{3b}^2 + M_{3c}^2 - M_{3d}^2}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{-0,126 - 0,251 - 0,163 - 0,082}{4,08} \right) \times 2 = -0,305 \text{ t}$$

4ème étape : 3 déplacements : voir tableau

$$T_3 = \left(\frac{M_{1a}^3 + M_{1b}^3 + M_{1c}^3 + M_{1d}^3}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{0,042 + 0,012 + 0,007 + 0,013}{4,08} \right) \times 2 = 0,036 \text{ t}$$

$$T_3' = \left(\frac{M_{2a}^3 + M_{2b}^3 + M_{2c}^3 + M_{2d}^3}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{-0,275 - 0,101 - 0,075 - 0,170}{4,08} \right) \times 2 = -0,304 \text{ t}$$

$$T_3'' = \left(\frac{M_{3a}^3 + M_{3b}^3 + M_{3c}^3 - M_{3d}^3}{4,08} \right) \times 2 = \left(\frac{0,251 + 0,701 + 0,824 + 0,912}{4,08} \right) \times 2 = -1,612 \text{ t}$$

5ème étape : détermination de K_1, K_2, K_3

Cela revient à résoudre le système d'équation suivant :

$$\begin{cases} 1,254 K_1 - 0,26 K_2 - 0,036 K_3 = 15,181 \\ 0,261 K_1 + 1,343 K_2 - 0,304 K_3 = 21,953 \\ 0,036 K_1 - 0,305 K_2 + 1,612 K_3 = 25,084 \end{cases}$$

d'où

$$K_1 = 16,507$$

$$K_2 = 24,026$$

$$K_3 = 19,75.$$

| | A | B | | C | | D | E | | F | | G | | H | | | | | | | | | |
|---|--------|---------|---------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|---|
| | AB | BA | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| C | 1 | 0,5219 | 0,3561 | 0,3219 | 0,3219 | 0,5561 | 0,3219 | 0,4748 | 0,5752 | 0,2936 | 0,4410 | 0,6154 | 0,2058 | 0,8320 | 0,7285 | 0,6098 | 0,2008 | 0,8320 | 0,3485 | 0,2092 | 1 | C |
| M | | | | 1 | 1 | | | | | | | | | | | 1 | 1 | | | | | M |
| B | 0,1610 | -0,3219 | -0,3561 | -0,3219 | 0,1610 | | | | | | | | | | | | | | | | | B |
| C | | | | 0,1350 | 0,2701 | 0,2598 | 0,2701 | 0,1350 | | | | | 0,1194 | | | | | | | | | C |
| D | | | | | | | 0,0290 | 0,0601 | 0,0709 | 0,0355 | | | | | | | | | | | | D |
| E | | | | | | | | 0,0052 | 0,0106 | 0,0157 | 0,0094 | 0,0047 | | | | | | | | | | E |
| F | | | | | | | | | | 0,0087 | 0,0174 | 0,0262 | 0,0248 | | | | | | | | | F |
| G | | | | | | | | | | | | | | 0,0177 | 0,0354 | 0,0531 | 0,0718 | 0,0905 | 0,1092 | 0,1279 | 0,1466 | G |
| B | 0,0356 | 0,0712 | 0,1068 | 0,1424 | 0,1780 | 0,2136 | 0,2492 | 0,2848 | 0,3204 | 0,3560 | 0,3916 | 0,4272 | 0,4628 | 0,4984 | 0,5340 | 0,5696 | 0,6052 | 0,6408 | 0,6764 | 0,7120 | 0,7476 | B |
| C | | | | 0,0049 | 0,0099 | 0,0149 | 0,0199 | 0,0249 | 0,0299 | 0,0349 | 0,0399 | 0,0449 | 0,0499 | 0,0549 | 0,0599 | 0,0649 | 0,0699 | 0,0749 | 0,0799 | 0,0849 | 0,0899 | C |
| D | | | | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | 0,0056 | 0,0060 | D |
| E | | | | | | | | 0,0130 | 0,0261 | 0,0392 | 0,0523 | 0,0654 | 0,0785 | 0,0916 | 0,1047 | 0,1178 | 0,1309 | 0,1440 | 0,1571 | 0,1702 | 0,1833 | E |
| F | | | | | | | | | 0,0063 | 0,0125 | 0,0187 | 0,0249 | 0,0311 | 0,0373 | 0,0435 | 0,0497 | 0,0559 | 0,0621 | 0,0683 | 0,0745 | 0,0807 | F |
| G | | | | | | | | | | 0,0063 | 0,0125 | 0,0187 | 0,0249 | 0,0311 | 0,0373 | 0,0435 | 0,0497 | 0,0559 | 0,0621 | 0,0683 | 0,0745 | G |
| A | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | 0,0056 | 0,0060 | 0,0064 | 0,0068 | 0,0072 | 0,0076 | 0,0080 | 0,0084 | A |
| C | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | 0,0056 | 0,0060 | 0,0064 | 0,0068 | 0,0072 | C |
| D | | | | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | 0,0056 | 0,0060 | D |
| E | | | | | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | 0,0056 | E |
| F | | | | | | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | 0,0052 | F |
| G | | | | | | | | | | 0,0004 | 0,0008 | 0,0012 | 0,0016 | 0,0020 | 0,0024 | 0,0028 | 0,0032 | 0,0036 | 0,0040 | 0,0044 | 0,0048 | G |
| M | 0,1155 | 0,2309 | 0,3463 | 0,4617 | 0,5771 | 0,6925 | 0,8079 | 0,9233 | 0,0387 | 0,1541 | 0,2695 | 0,3849 | 0,5003 | 0,6157 | 0,7311 | 0,8465 | 0,9619 | 0,0773 | 0,1927 | 0,3081 | 0,4235 | M |

Moments dus au 2^e déplacement.

| | A | B | | C | | D | | E | | F | | G | | | | H | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|----------------|
| | AB | BA | BG | BC | CB | CF | CD | DC | DE | ED | EF | FE | FC | FG | GF | GB | GH | HG | | | | |
| C | 1 | 0.320 | 0.356 | 0.321 | 0.321 | 0.356 | 0.321 | 0.476 | 0.512 | 0.293 | 0.410 | 0.265 | 0.298 | 0.230 | 0.295 | 0.298 | 0.230 | 0.318 | 0.298 | 1 | C | |
| M | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | 1 | 1 | M | |
| B | | 0.321 | 0.356 | 0.321 | 0.161 | | | | | | | | | | | | | | 0.781 | | B | |
| C | | | | 0.259 | 0.518 | 0.573 | 0.258 | 0.259 | | | | | 0.258 | | | | | | | | C | |
| D | | | | | | | 0.261 | 0.223 | 0.0136 | 0.0064 | | | | | | | | | | | D | |
| E | | | | | | | | 0.04 | 0.002 | 0.003 | 0.007 | 0.009 | | | | | | | | | E | |
| F | | | | | | 0.003 | | | | | 0.003 | 0.002 | 0.005 | 0.003 | 0.002 | 0.003 | | | | | F | |
| G | | | 0.095 | | | | | | | | | | | | 0.055 | 0.078 | 0.19 | 0.254 | 0.148 | 0.259 | G | |
| B | 0.011 | 0.022 | 0.026 | 0.022 | 0.011 | | | | | | | | | | | 0.013 | | | | | B | |
| C | | | | 0.003 | 0.005 | 0.000 | 0.002 | 0.003 | | | | | | | | | | | | | C | |
| D | | | | | | | 0.002 | 0.002 | 0.006 | 0.002 | | | | | | | | | | | D | |
| E | | | | | | | | 0.005 | 0.004 | 0.005 | 0.009 | 0.006 | | | | | | | | | E | |
| F | | | | | | 0.04 | | | | | 0.009 | 0.010 | 0.019 | 0.029 | 0.018 | 0.009 | | | | | F | |
| G | | | 0.025 | | | | | | | | | | | | 0.008 | 0.005 | 0.009 | 0.009 | 0.005 | 0.009 | G | |
| B | 0.005 | 0.009 | 0.001 | 0.009 | 0.005 | | | | | | | | | | | | | 0.005 | 0.005 | 0.005 | B | |
| C | | | | 0.007 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.007 | | | | | | | | | | | | | C | |
| D | | | | | | | 0.003 | 0.005 | 0.002 | 0.003 | | | | | | | | | | | D | |
| E | | | | | | | | 0.004 | 0.003 | 0.003 | 0.001 | 0.005 | 0.004 | | | | | | | | E | |
| F | | | | | | 0.006 | | | | | 0.005 | 0.011 | 0.012 | 0.017 | 0.011 | 0.005 | | | | | F | |
| G | | | 0.001 | | | | | | | | | | 0.001 | 0.001 | 0.005 | | | | | | G | |
| M ₃ | 0.256 | 0.272 | 0.497 | 0.274 | 0.104 | 0.602 | 0.402 | 0.119 | 0.133 | 0.006 | 0.001 | 0.006 | 0.013 | 0.004 | 0.024 | 0.055 | 0.170 | 0.262 | 0.291 | 0.283 | 0.218 | M ₃ |

(kn)

Moments dus au 3^e déplacement.

VALEURS DE M, T, N DANS LES POUTRES ET POTEAUX.

| | M ₁ (t.m) | M ₂ (t.m) | M ₃ (t.m) | K ₁ M ₄ | K ₂ M ₂ | K ₃ M ₃ | M _F (t.m) | T (t) | N (t) |
|----|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|----------------------|--------|---------|
| AB | 0,048 | -0,126 | 0,851 | 0,297 | -7,027 | 16,807 | 14,077 | 5,511 | 9,658 |
| BA | 0,036 | -0,251 | 0,701 | 0,594 | -6,031 | 13,845 | 8,408 | 5,811 | 9,658 |
| BG | 0,048 | -0,368 | -0,698 | 0,722 | -8,842 | -8,453 | -16,503 | -4,269 | -2,236 |
| BC | -0,084 | 0,618 | -0,275 | -1,387 | 14,848 | -5,431 | 8,03 | 4,185 | 5,389 |
| CB | -0,222 | 0,612 | -0,101 | -1,665 | 14,704 | -1,925 | 9,104 | 4,185 | 5,389 |
| CF | -0,356 | -0,381 | 0,060 | -5,876 | -9,154 | 11,485 | -13,845 | -3,616 | -5,418 |
| CD | 0,576 | -0,233 | 0,042 | 9,508 | -5,598 | 0,830 | 4,74 | 2,863 | 1,773 |
| DC | 0,512 | -0,073 | 0,012 | 8,452 | -1,756 | 0,237 | 6,935 | 2,863 | 1,773 |
| DE | -0,511 | 0,072 | -0,043 | -8,435 | 1,730 | -0,257 | -6,969 | -1,773 | -12,311 |
| ED | -0,413 | 0,047 | -0,006 | -6,847 | 1,129 | -0,119 | -5,807 | -1,773 | -12,311 |
| EI | -0,315 | 0,022 | 0 | -5,200 | 0,529 | 0 | -4,671 | -1,298 | -7,587 |
| EF | 0,729 | -0,068 | 0,007 | 12,034 | -1,634 | 0,138 | 10,538 | 4,724 | -0,425 |
| FE | 0,742 | -0,157 | 0,013 | 12,248 | -3,772 | 0,257 | 8,733 | 4,724 | -0,425 |
| FL | -0,313 | -0,326 | 0,041 | -5,167 | -7,832 | 0,810 | -12,189 | -3,616 | -5,418 |
| FJ | -0,271 | -0,272 | 0,021 | -4,673 | -6,535 | 0,415 | -10,593 | -2,943 | -3,35 |
| FG | -0,157 | 0,755 | -0,075 | -2,592 | 18,140 | -1,481 | 14,067 | 6,792 | -1,148 |
| GF | -0,069 | 0,755 | -0,170 | -1,139 | 18,140 | -3,358 | 13,643 | 6,792 | -1,148 |
| GB | 0,034 | -0,32 | -0,360 | 0,561 | -7,688 | -7,110 | -14,237 | -4,269 | -2,236 |
| GK | 0,022 | -0,272 | -0,293 | 0,363 | -6,535 | -5,787 | -11,959 | -3,322 | -1,781 |
| GH | 0,013 | -0,163 | 0,824 | 0,215 | -3,916 | 16,274 | 12,573 | 7,247 | -2,095 |
| HG | 0,007 | -0,082 | 0,912 | 0,116 | -1,970 | 18,012 | 16,995 | 7,247 | -2,095 |

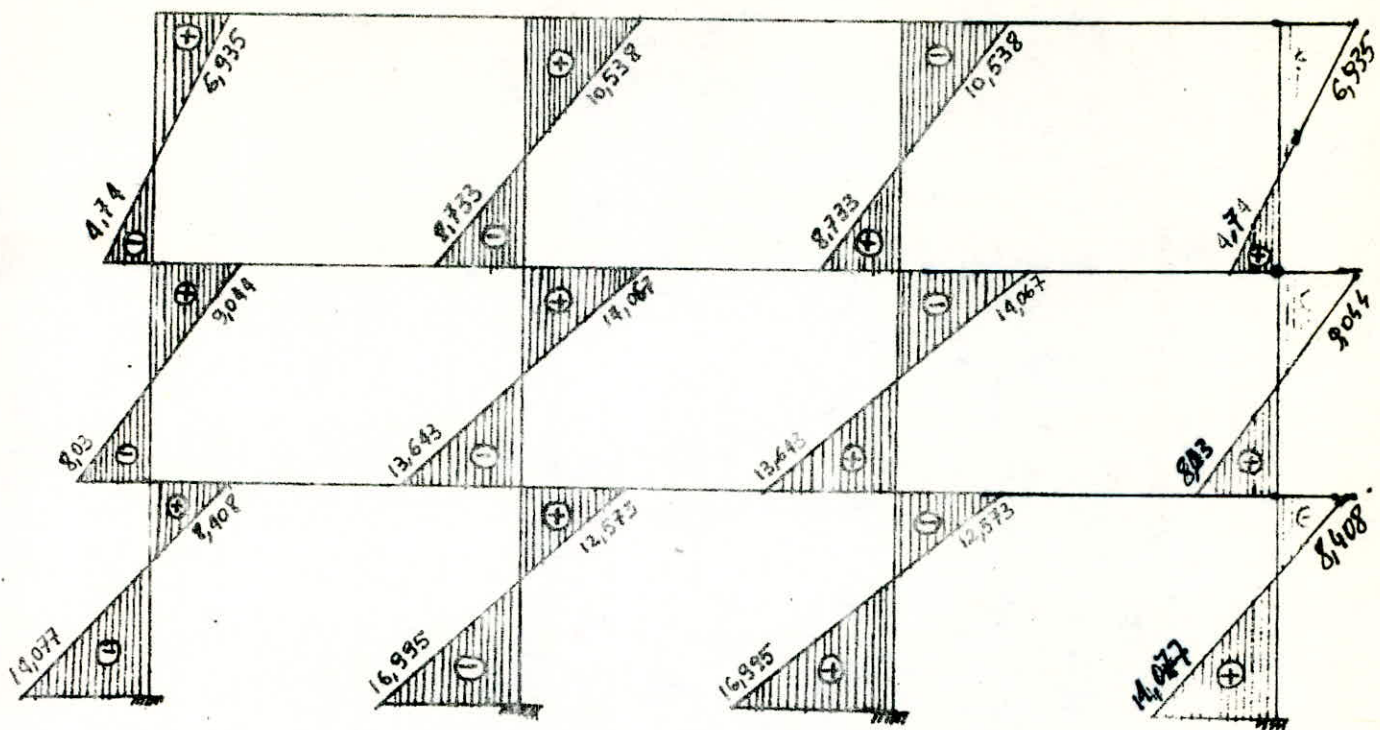
Les moments sont donnés avec le signe de Cross.

Pour la 2^e partie symétrique du portique, c'est les memes valeurs de M, T, et N; sauf que pour les efforts normaux avec des signes contraires dans les poteaux.

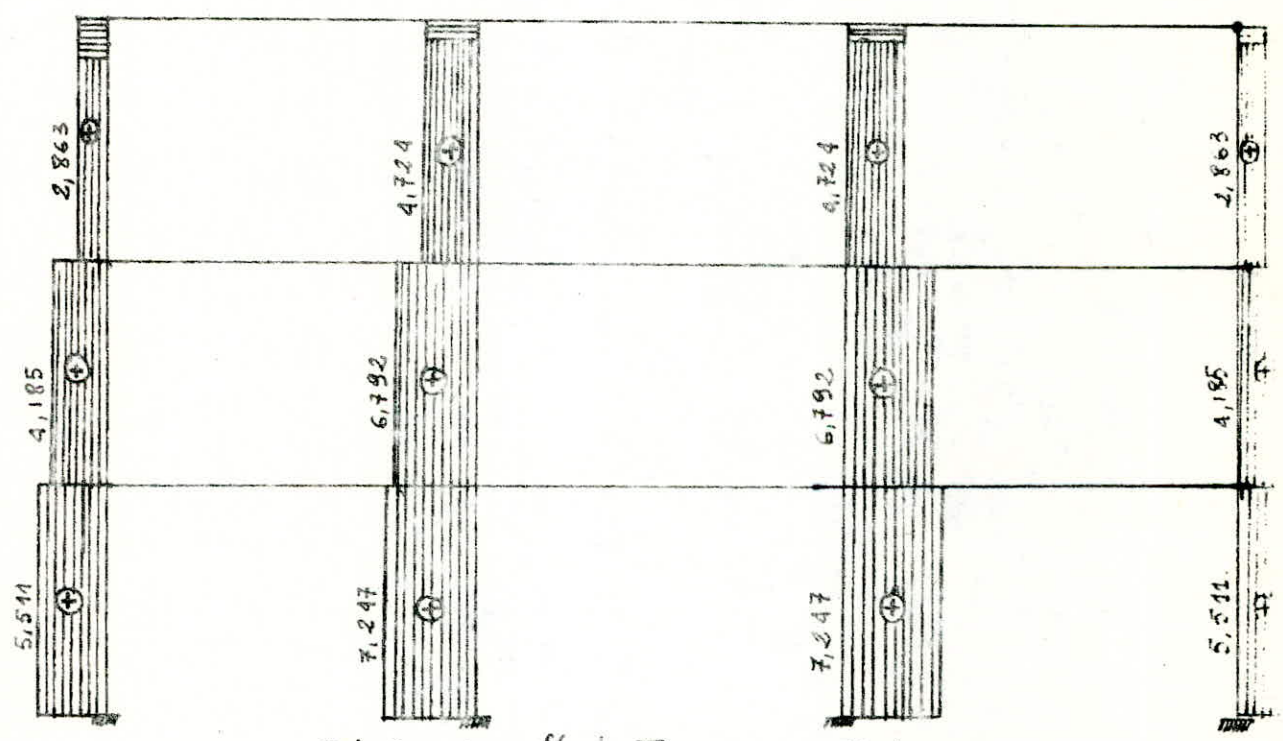
Pour N: (-) = compression

(+) = traction

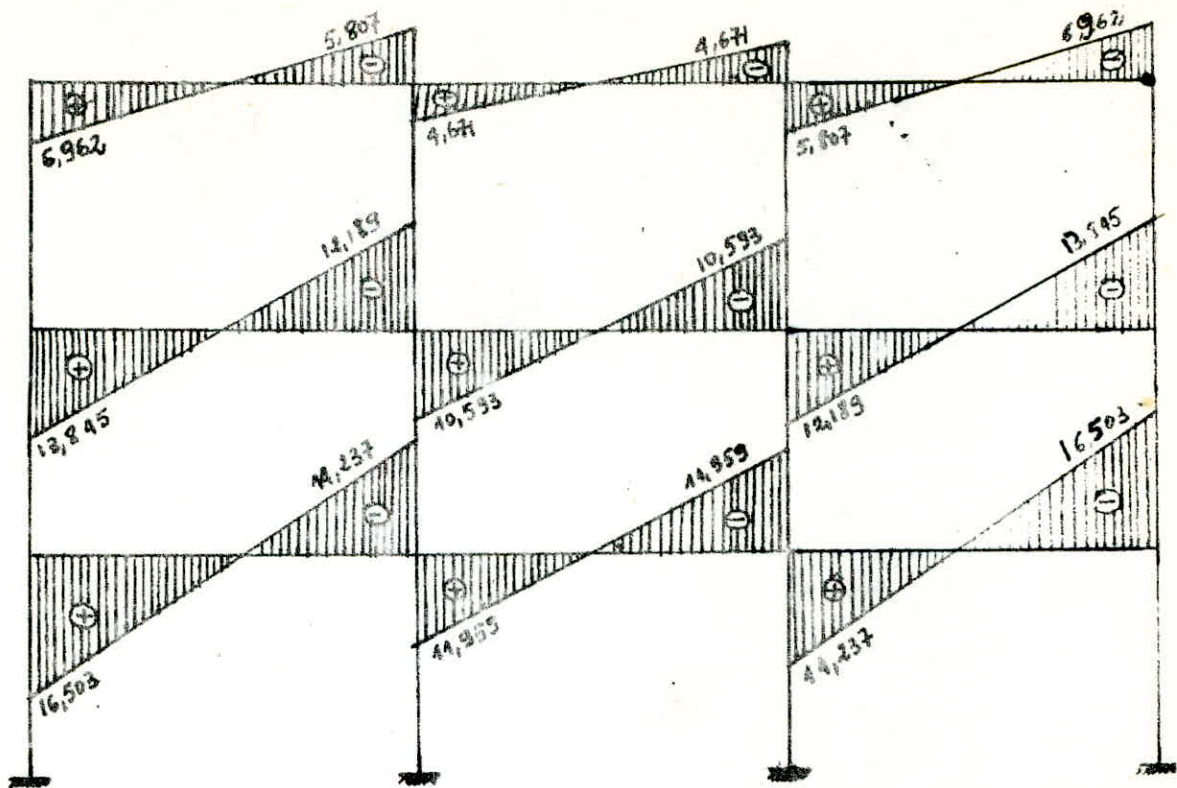
DIAGRAMMES DES EFFORTS.



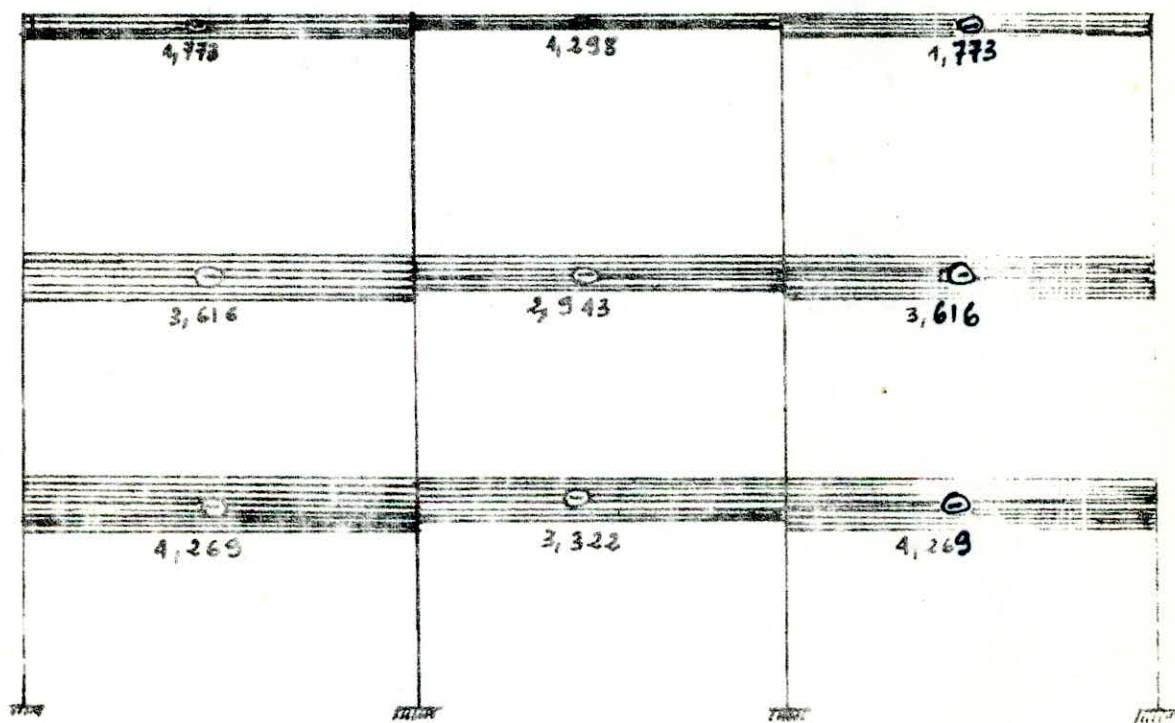
DIAG. des Moments : Poteaux.



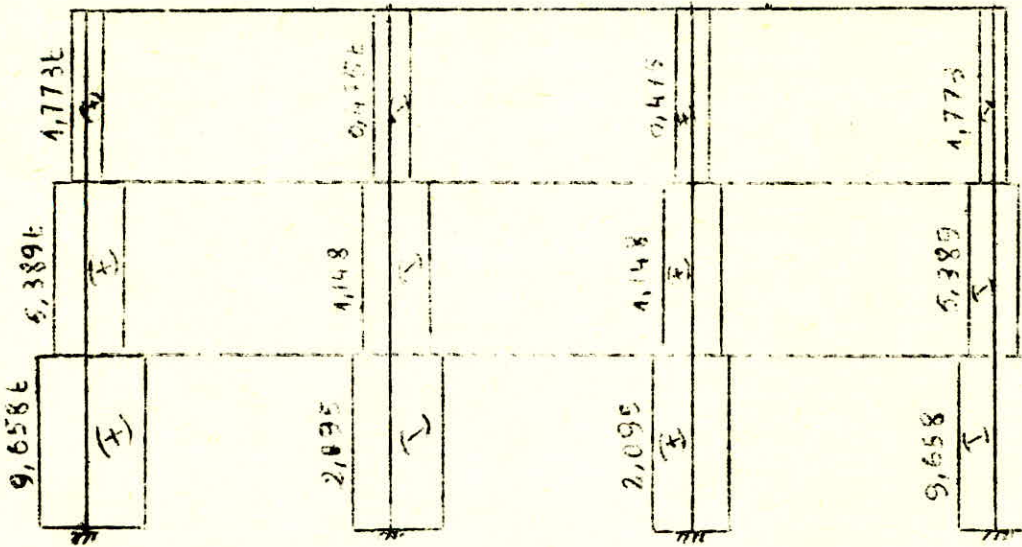
DIAG. des efforts TRANCHANTS : Poteaux.



DIAG DES MOMENTS Pour les Poutres.



DIAG DES efforts TRANCHANTS Pour les Poutres.



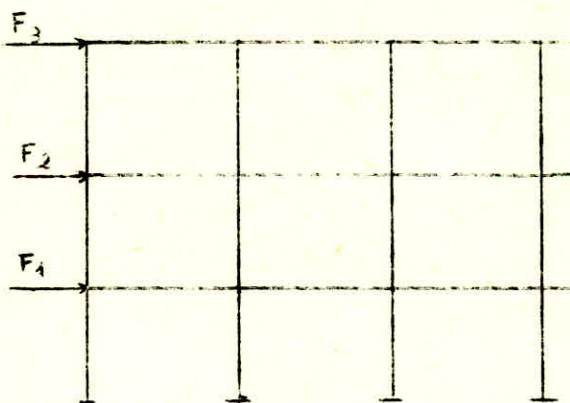
Diag. des N : poteaux

(+) = Traction

(-) = Compression.

A. 2 . portique intermédiaire :

Le portique intermédiaire le plus sollicité reçoit les efforts sismique suivant :



$F_1 = 3,040 \text{ t}$

$F_2 = 6,592 \text{ t}$

$F_3 = 14,838 \text{ t}$

Le rapport des forces sismiques entre celles - ci et celles du portique de rive calculé précédemment reste constant et égal à : 1.02.

c à d que : $\frac{F1 (rive)}{F1 (int)} = \frac{F2 (r)}{F2 (i)} = \frac{F3 (r)}{F3 (i)} = 1,02$

Donc pour déterminer les efforts internes dans ce cas il suffit de diviser ceux du portique de rive par le nombre 1,02.

- Tableau récapitulatif des efforts -

| | M (t n) | T (t) | N(t) |
|----|-----------|---------|---------|
| LB | 13,801 | 5,403 | 9,468 |
| BA | 8,243 | 5,403 | 9,468 |
| BG | - 16,179 | - 4,185 | / |
| BC | 7,873 | 4,103 | 5,283 |
| CB | 8,867 | 4,103 | 5,283 |
| CF | - 13,573 | - 3,545 | / |
| CD | 4,647 | 2,807 | 1,738 |
| DC | 6,799 | 2,807 | 1,738 |
| DE | - 6,825 | - 1,738 | / |
| ED | - 5,693 | - 1,738 | / |
| EI | - 4,579 | - 1,273 | / |
| EF | 10,331 | 4,631 | - 0,465 |
| FE | 8,562 | 4,631 | - 0,465 |
| FC | - 11,95 | - 3,545 | / |
| FJ | - 10,385 | - 2,885 | / |
| FG | 13,791 | 6,659 | - 1,125 |
| GF | 13,375 | 6,659 | - 1,125 |
| GB | - 13,958 | - 4,185 | / |
| GK | - 11,725 | - 3,257 | / |
| GH | 12,326 | 7,105 | - 2,053 |
| HG | 16,662 | 7,105 | - 2,053 |

.../...

Les moments sont donnés avec le signe de Cross.
Pour l'autre partie symétrique du portique, c'est les
mêmes valeur des efforts sauf que dans les poteaux les
efforts normaux sont le signes contraires .

- Moments à mi-travée dans les poutres .

- Poutres de rives :

. niveau 1 :

$$M(x) = - 4,269x + 16,503.$$

$$Mt = M(3,6) = 1,135 \text{ tm}$$

. niveau 2 :

$$M(x) = - 3,616x + 13,845$$

$$Mt = M(3,6) = 0,827 \text{ tm}$$

. niveau 3 :

$$M(x) = - 1,773x + 6,962$$

$$Mt = M(3,6) = 0,579 \text{ tm}$$

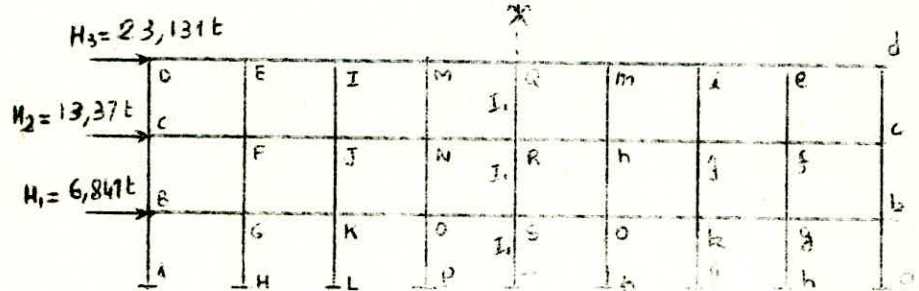
Poutres intermédiaires :

A tous les niveaux $Mt = 0$

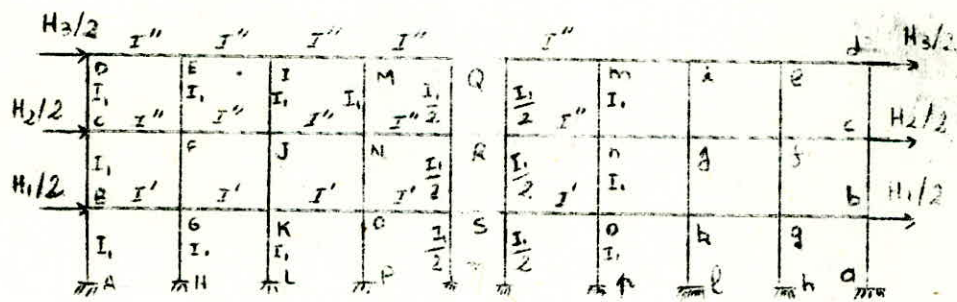
B) Sens longitudinal :

La méthode de Cross simplifiée nous utilisons

Afin d'étudier ce portique nous utiliserons la méthode de cross. Mais du fait que le nombre des travées est paire, l'axe de symétrie est confondu avec la colonne centrale pour ce cas de construction nous employons une méthode de Cross simplifiée ; où il suffira d'étudier la moitié gauche du portique en lui appliquant la demi-somme des forces agissant sur la face gauche et sur la face droite de l'ossature ; et en prenant comme moment d'inertie des colonnes centrales la moitié du moment d'inertie réel.



Portique
Proposé



Il suffit
d'étudier
l'un de ces
deux
portiques .

Calcul des Inerties des barres.

$$I_1 = \frac{bh^3}{12} = \frac{40^4}{12} = 21,33 \text{ cm}^4 \cdot 10^4$$

1er Niveau

$$I' = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 55^3}{12} = 41,610^4 \text{ cm}^4$$

2e et 3e niveau

$$I'' = \frac{bh^3}{12} = \frac{30 \times 40^3}{12} = 1610^4 \text{ cm}^4$$

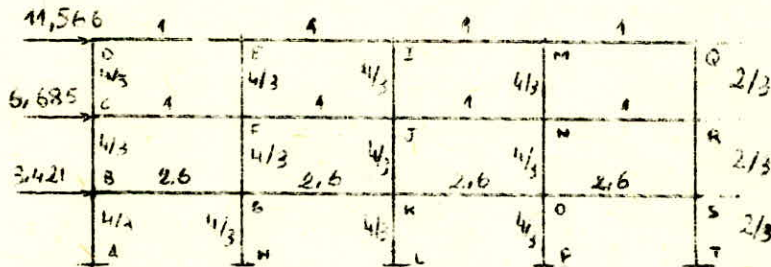
.../...

Posons comme inertie des barres le rapport de toutes les inerties sur I'' on a :

Pour les poteaux $\frac{I'}{I''} = \frac{4}{3}$

Pour les chainages - I e Niveau : $\frac{I'}{I''} = 2,6$
 2em 3em " $\frac{I'''}{I''} = 1$

On aura le portique de calcul suivant :



Calcul des raideurs .

$$R_{pot} = \frac{I_1}{l_1} = \frac{4}{3} \cdot \frac{1}{4,08} = 0,327$$

$$R' = \frac{I'}{l_2} = \frac{2,6}{3,6} = 0,722$$

$$R'' = \frac{I''}{l_2} = \frac{1}{3,6} = 0,278$$

Les coefficients de repartition seront sur le tableau de Cross; regardons si les noeuds de notre portique subissent des déplacements ; pour cela nous allons déterminer le nombre de déplacements relatifs à envisager par la formule suivante :

$N = n - c$ où : n : nombre de noeuds susceptibles de se déplacer.

C : nombre de contours fermés .

Appliquons cette formule:

$n = 15$ noeuds) $N = 15 - 12 = 3$ déplacements à envisager.
 $c = 12$ contours fermés)

Pour etudier ce genre de portique, nous passerons par deux étapes:

- 1) Nous supposons que les noeuds ne subissent pas de déplacement, dans ce cas nous calculerons les moments M dans les barres par la méthode exposée précédemment.

2) Nous supprimons les charges appliquées et donnons à l'étage supérieure un déplacement arbitraire D_1 ; par rapport aux étages inférieurs fixes, supposons que les noeuds peuvent se déplacer mais ne tournent pas.

Ensuite déterminer les moments d'encastrement produit par D_1 . A l'aide de la méthode exposée en 1^o partie déterminer les moments et les efforts tranchants, de la construction pour laquelle dans sa nouvelle position les noeuds sont supposés fixes.

Donnons ensuite aux 2 étages supérieurs un déplacement arbitraire D_2 par rapport au niveau inférieur, et nous procédons comme ci-dessus.

Enfin nous donnons aux 3 étages de la construction un déplacement arbitraire D_3 par rapport au sol et nous procédons de la même façon.

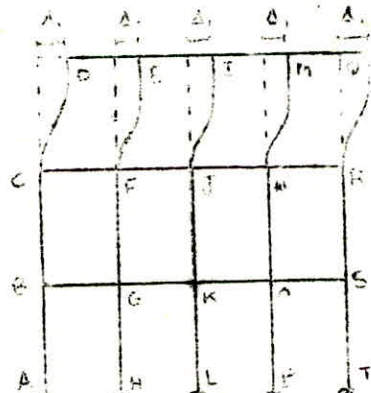
a) Calcul des moments M dans le cas où les noeuds ne subissent pas de déplacements.

Dans notre cas, les moments M dans les barres n'existent pas; car les noeuds sont fixes et les charges appliquées sont aux noeuds. Donc il suffit d'étudier que les déplacements des noeuds.

b) Noeuds subissant des déplacements.

Dans ce cas les charges appliquées sont supprimées.

α) Donnons à CDQR un déplacement D_1 (1^o déplacement)



Les moments d'encastrement sont:

$$M_{CD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = \frac{6EI_1 D_1}{l_1}$$

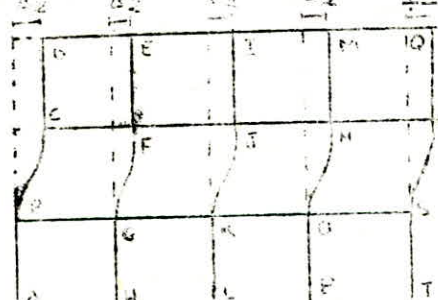
$$M_{CD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = 1$$

$$M_{CD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = 0,5$$

Posons : $D_1 = \frac{1}{6EI_1}$ on aura:

Les moments cherchés sont donnés par le tableau de CROSS pour le 1^o déplacement.

β) Donnons à BDQS un déplacement arbitraire D_2 (2^o déplacement)



Les moments d'encastrement sont:

$$M_{BD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = \frac{6EI_2 D_2}{l_2}$$

$$M_{BD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = 1$$

$$M_{BD} = M_{DE} = M_{EF} = M_{FG} = M_{GH} = M_{HI} = M_{IJ} = M_{JK} = M_{KL} = M_{LM} = M_{MN} = M_{NO} = 0,5$$

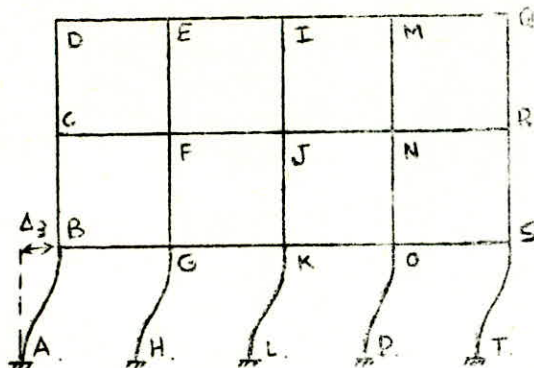
Les autres moments sont nuls.

Les moments à déterminer sont donnés par le tableau de CROSS pour le 2^o déplacement.

8) Donnons à A, B, C, T un déplacement arbitraire D_3

Les moments d'encastrement sont:

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{GH} = M_{HG} = M_{KL} = M_{LK} = M_{PO} = M_{OP} = \frac{6EI_1}{l_1} D_3$$



$$M_{ST} = M_{TS} = -\frac{6EI_1}{2l_1} D_3$$

Posons :

$$D_3 = -\frac{l}{6EI} \text{ d'où:}$$

$$M_{AB} = M_{BA} = M_{GH} = M_{HG} = M_{KL} = M_{LK} = M_{PO} = M_{OP} = I$$

$$M_{ST} = M_{TS} = 0,5$$

Les moments à calculer sont sur tableau le CROSS du 3^e déplacement.

Calcul des moments finals:

IL sont donnés par la relation suivante:

$$M = M_0 + k_1 M_1 + k_2 M_2 + k_3 M_3$$

où: M_0 = moment dans les barres, déterminés quand les noeuds ne subissent pas de déplacement.

$k_i M_i$ = moment dû au déplacement réel (i)

Dans notre cas $M_0 = 0$ alors:

$$M = k_1 M_1 + k_2 M_2 + k_3 M_3$$

Pour déterminer k_1, k_2, k_3 , il suffit d'écrire l'équilibre du système:

$$\sum \text{forces horizontales} = 0$$

Et ceci pour chaque niveau, donc on se retrouve avec 3 équations à 3 inconnues: k_1, k_2, k_3 .

$$k_1 T_1 + k_2 T_2 + k_3 T_3 = -\frac{H_3}{2}$$

$$k_1 T_1' + k_2 T_2' + k_3 T_3' = -\frac{H_2}{2}$$

$$k_1 T_1'' + k_2 T_2'' + k_3 T_3'' = -\frac{H_1}{2}$$

Les efforts tranchants T sont calculés:

$$T = \sum T_{oi} + \frac{\sum (M_{ij} - M_{ji})}{l}$$

Dans notre cas $\sum T_{oi} = 0$: Les barres ne sont pas chargées.

Calcul des efforts tranchants de chaque niveau:

Niveau CR

$$T = \frac{M_{DC} + M_{CD} + M_{FE} + M_{EF} + M_{JI} + M_{IJ} + M_{NM} + M_{MN} + M_{QR} + M_{RQ}}{l_1}$$

Niveau B S

$$T = \frac{M_{EC} + M_{CE} + M_{FG} + M_{GF} + M_{KJ} + M_{JK} + M_{NO} + M_{ON} + M_{SR} + M_{RS}}{l_1}$$

Niveau AT

$$T = \frac{M_{AB} + M_{BA} + M_{HG} + M_{GH} + M_{LK} + M_{KL} + M_{PO} + M_{OP} + M_{TS} + M_{ST}}{l_1}$$

1^o Deplacement:

Niveau CR;

$$T = 1,376 \text{ t}$$

Niveau BS

$$T = - 0,325 \text{ t}$$

Niveau AT

$$T = 0,024 \text{ t}$$

2^o DEplacement:

Niveau CR: $T = - 0,319 \text{ t}$

Niveau BS: $T = 1,627 \text{ t}$

Niveau AT: $T = 0,05 \text{ t}$

3^o Deplacement:

Niveau CR: $T = 0,024 \text{ t}$

Niveau BS: $T = - 0,195 \text{ t}$

Niveau AT: $T = 1,981 \text{ t}$

Donc les equations s'ecrivent:

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,376 k_1 - 0,319 k_2 + 0,024 k_3 = 11,566 \quad \underline{\text{Niveau CR}} \\ - 0,325 k_1 + 1,627 k_2 - 0,195 k_3 = 18,251 \quad \underline{\text{Niveau BS}} \\ 0,024 k_1 + 0,05 k_2 - 1,981 k_3 = 21,672 \quad \underline{\text{Niveau AT}} \end{array} \right.$$

Après resolution on a:

$$k_1 = 11,656$$

$$k_2 = 14,796$$

$$k_3 = 10,426$$

Les moments definitifs sont donnés par le tableau I.

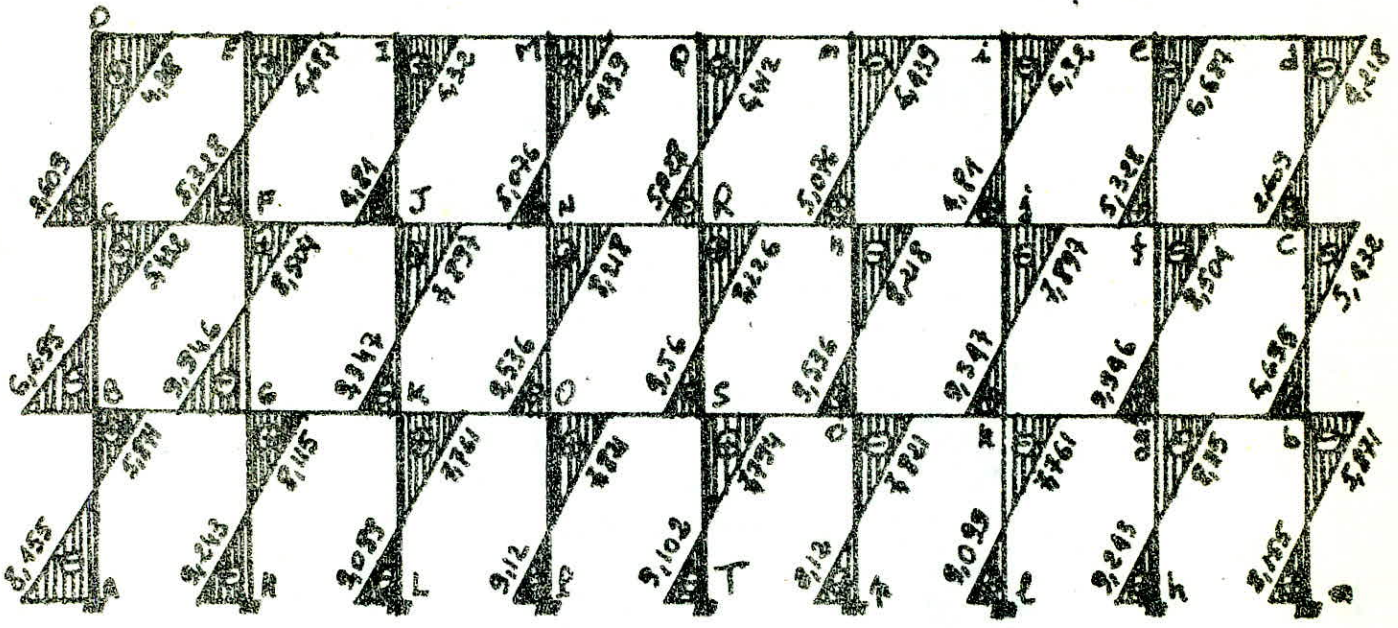
Pour raison de symetrie nous obtiendrons les mêmes moments dans le portique droit.

En ce qui concerne les moments: M_{IH} et M_{HI} ; M_{IJ} et M_{JI} ; M_{JK} et M_{KJ} sont ceux trouvés dans le tableau I multiplies par 2: dou les moments definitifs.

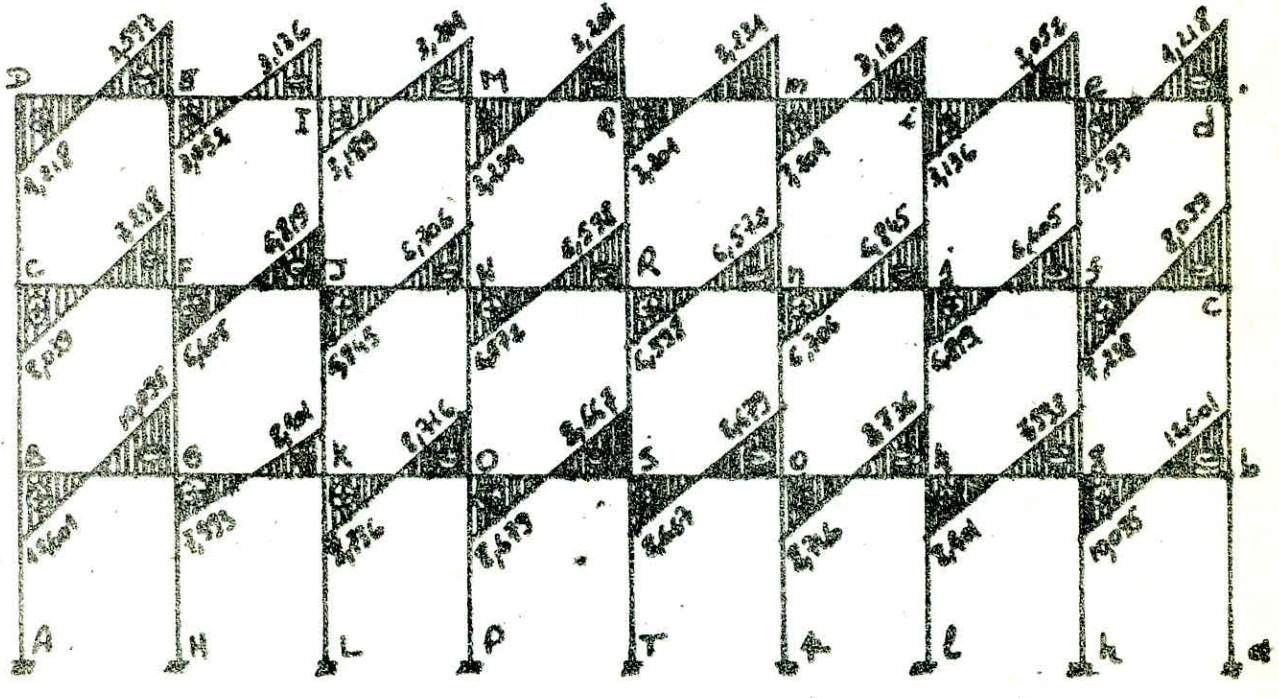
Alors on a les diagrammes des moments dans les poteaux et dans les poutres:

| Moments Definitifs: | Moment reels | $M_3 \times K_3$ | $M_2 \times K_2$ | $M_1 \times K_1$ | | |
|------------------------|-----------------|------------------|------------------|------------------|----|---|
| " ← | 8,155 | 9,300 | -1,302 | 0,154 | AB | A |
| " | 5,871 | 8,164 | -2,619 | 0,326 | BA | |
| " | -12,601 | -6,120 | -7,309 | 0,828 | BM | B |
| " | 6,695 | -2,064 | 9,913 | -1,154 | BC | |
| " | 5,432 | -0,419 | 9,966 | -2,815 | CB | |
| " | -8,039 | 0,375 | -5,016 | -3,398 | CN | C |
| " | 2,609 | 0,334 | -3,936 | 6,201 | CD | |
| " | 4,218 | 0,094 | -1,110 | 5,234 | DC | D |
| " | -4,218 | -0,094 | 1,110 | -5,234 | DE | |
| " | -3,597 | -0,042 | 0,769 | -4,324 | ED | E |
| " | 6,687 | 0,052 | -1,198 | 7,833 | EN | |
| " | -3,052 | -0,005 | 0,473 | -3,52 | EF | |
| " | -3,136 | -0,021 | 0,533 | -3,648 | IF | |
| " | 6,32 | 0,052 | -1,11 | 7,378 | IJ | T |
| " | -3,189 | -0,031 | 0,607 | -3,465 | IM | |
| " | -3,204 | -0,031 | 0,592 | -3,465 | MI | |
| " | 6,439 | 0,063 | -1,154 | 7,53 | MN | M |
| " | -3,234 | -0,031 | 0,562 | -3,465 | NQ | |
| " | -3,201 | -0,021 | 0,562 | -3,742 | QM | |
| 6,412 | 3,206 | 0,021 | -0,562 | 3,747 | QR | Q |
| 5,028 | 2,514 | 0,063 | -1,465 | 3,916 | RQ | |
| " | -6,598 | 0,188 | -3,965 | -2,821 | RN | R |
| 8,226 | 4,113 | -0,240 | 5,460 | -1,107 | RS | |
| 9,56 | 4,78 | 0,563 | 5,844 | -0,501 | SR | |
| " | -8,667 | -4,035 | -5,075 | 0,443 | SO | S |
| 7,794 | 3,897 | 4,608 | -0,769 | 0,058 | SE | |
| 9,102 | 4,551 | 4,900 | -0,385 | 0,036 | TS | T |
| " ← | 9,243 | 9,905 | -0,710 | 0,048 | HG | H |
| " | 8,115 | 9,394 | -1,361 | 0,082 | GH | |
| " | -10,095 | -4,754 | -5,889 | 0,548 | GB | G |
| " | -7,993 | -3,649 | -4,705 | 0,361 | GK | |
| " | 9,946 | -0,980 | 11,940 | -1,014 | GF | |
| " | 8,504 | -0,448 | 11,097 | -2,145 | FG | |
| " | 5,328 | -0,089 | -2,856 | 8,101 | FE | F |
| " | -7,238 | 0,240 | -4,424 | -3,054 | FC | |
| " | -6,605 | 0,136 | -3,862 | -2,879 | FJ | |
| " | -6,819 | 0,156 | -3,921 | -3,054 | JF | |
| " | 4,81 | 0,125 | -2,915 | 7,600 | JI | J |
| " | 7,897 | -0,500 | 10,845 | -2,448 | JK | |
| " | -6,845 | 0,177 | -3,980 | -3,042 | JN | |
| " | -6,906 | 0,188 | -3,980 | -2,914 | NJ | |
| " | 5,076 | 0,136 | -2,974 | 7,914 | NM | N |
| " | -6,572 | 0,188 | -3,951 | -2,909 | NR | |
| " | 8,218 | -0,459 | 10,845 | -2,169 | NO | |
| " | 9,536 | -1,136 | 11,674 | -1,002 | ON | |
| " | -8,679 | -4,035 | -5,075 | 0,431 | OS | O |
| " | -8,716 | -4,066 | -5,105 | 0,455 | OK | |
| " | 4,821 | 9,217 | -1,524 | 0,128 | OP | |
| " | 9,12 | 9,821 | -0,769 | 0,068 | PO | P |
| " | 9,099 | 9,800 | -0,784 | 0,053 | LK | L |
| " | 7,761 | 9,175 | -1,568 | 0,154 | KL | |
| " | -8,407 | -3,899 | -4,957 | 0,455 | KG | K |
| " | -8,436 | -4,097 | -5,134 | 0,495 | KO | |
| " | 9,348 | -1,178 | 11,630 | -1,105 | KJ | |

Moments dans les poteaux.



Moments dans les Poutres:



Vu que les barres ne sont pas chargées alors les efforts tranchants (Toi) sont nuls.

a) Efforts tranchants dans les poteaux de base.

$$T_{AB} = \frac{M_{AB} + M_{BA}}{I_1} = 3,44 \text{ t} = T_{Ab}$$

$$T_{HG} = \frac{M_{HG} + M_{GH}}{I} = 4,254 \text{ t} = T_{hg}$$

$$T_{LK} = 4,132 \text{ t} = T_{lk}$$

$$T_{PC} = 4,152 \text{ t} = T_{pc}$$

$$T_{TS} = 4,141 \text{ t} = T_{ts}$$

b) Dans les poutres:

1^o niveau:

$$T_{BG} = - 6,304 \text{ t} = T_{gb}$$

$$T_{OK} = - 4,554 \text{ t} = T_{kg}$$

$$T_{KO} = -4,848 \text{ t} = T_{ok}$$

$$T_{CS} = -4,818 \text{ t} = T_{so}$$

2^o niveau:

$$T_{CF} = - 4,244 \text{ t} = T_{fc}$$

$$T_{FJ} = + 3,729 \text{ t} = T_{jf}$$

$$T_{JN} = -3,764 \text{ t} = T_{nj}$$

$$T_{NR} = -3,658 \text{ t} = T_{rn}$$

3^o niveau:

$$T_{DE} = -2,171 \text{ t} = T_{ed}$$

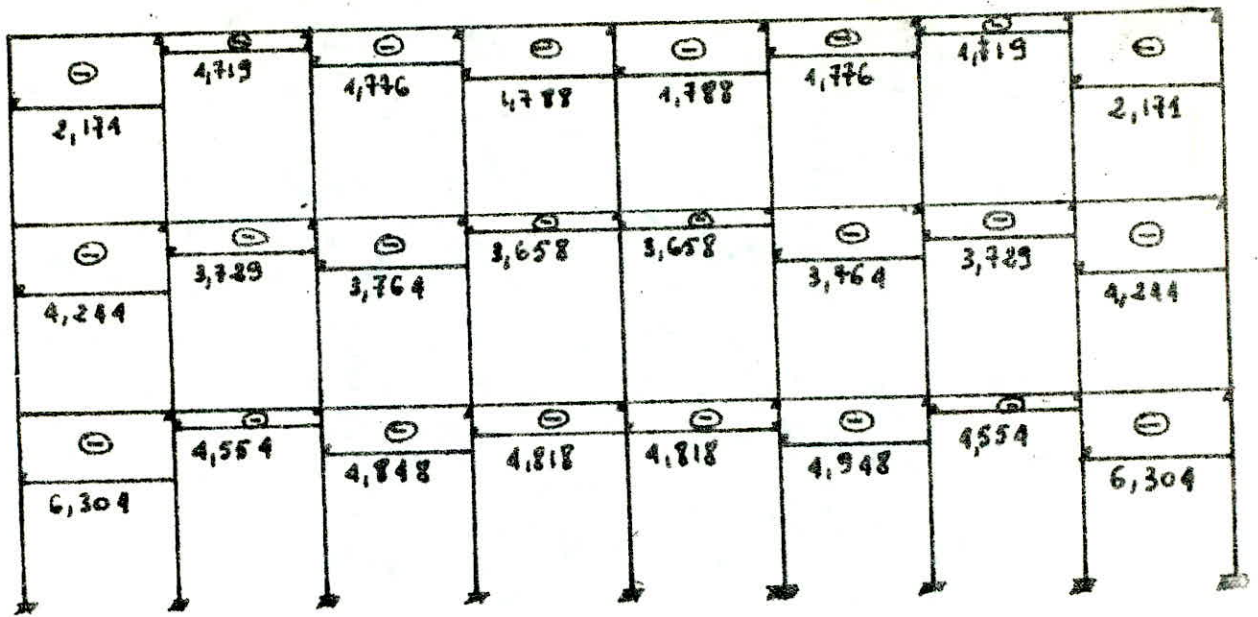
$$T_{EI} = -1,719 \text{ t} = T_{ie}$$

$$T_{IM} = - 1,776 \text{ t} = T_{mi}$$

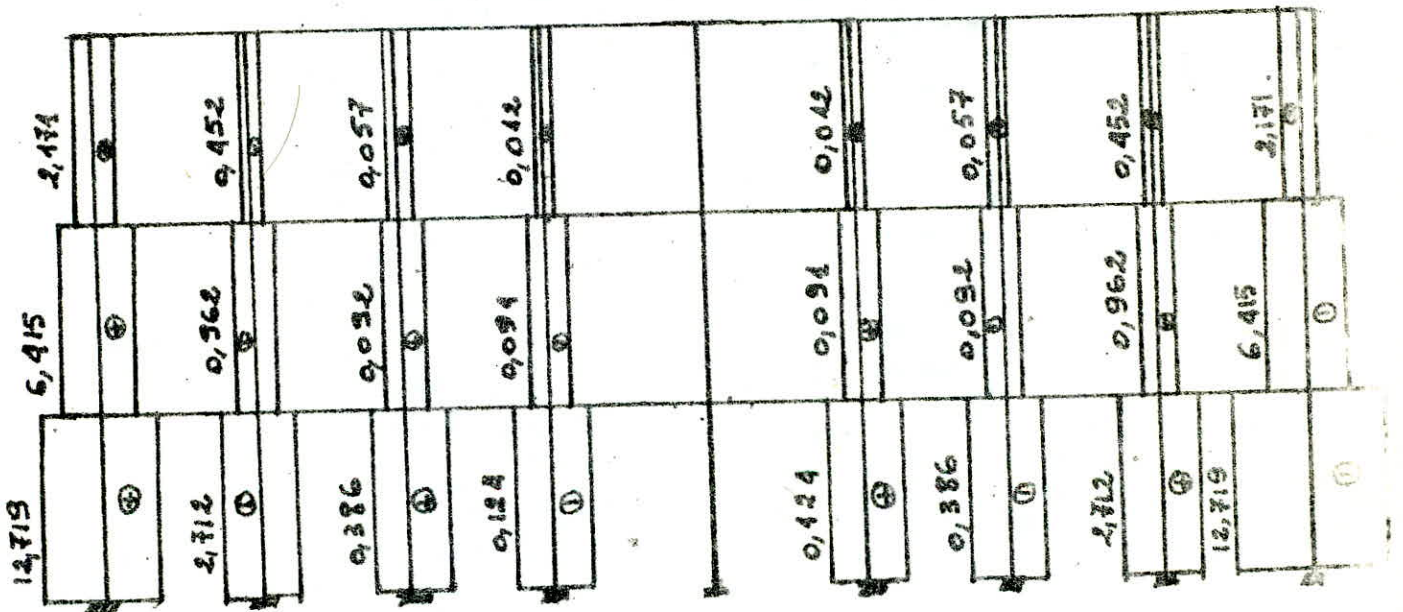
$$T_{MQ} = 1,788 \text{ t} = T_{qm}$$

Traçons maintenant les diagrammes des efforts tranchants et des efforts normaux.

EFFORTS tranchants dans les Poutres.



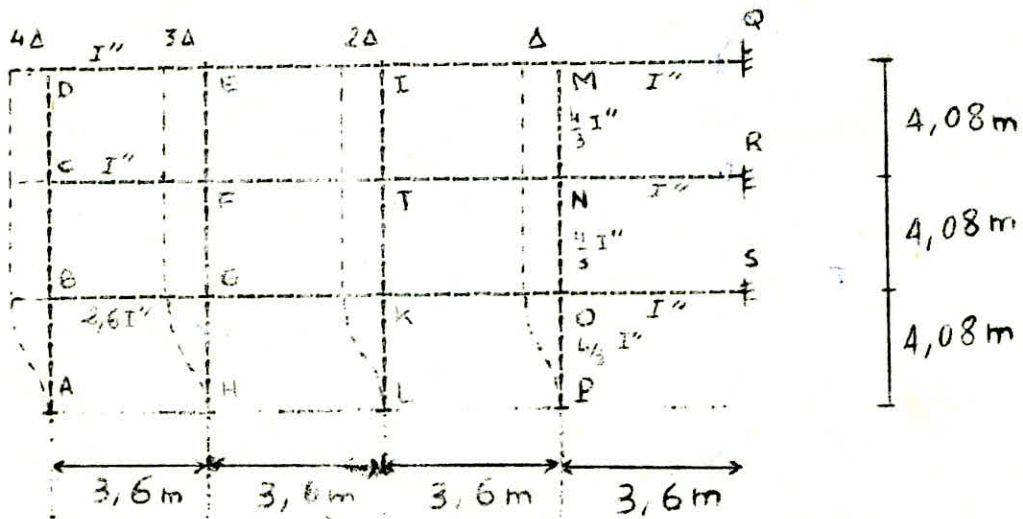
EFFORTS Normaux dans les Poteaux.



le signe plus (+) designe une traction.
 le signe moins (-) designe une compression.

Le portique à étudier est symétrique et symétriquement chargé.

En utilisant la méthode de CROSS pour le calcul des moments de flexion dans les barres, on peut ramener cette étude au calcul de la moitié de la structure.



Inerties des barres:

Barres verticales (poteaux) : $I = 21,33 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

$$I = \frac{4}{3} \cdot I''$$

Barres horizontales (CHAINAGES)

niv. 1 : $I'' = 41,6 \cdot 10^4 \text{ cm}^4 = 2,6 I''$

niv. 2 et 3: $I'' = 16 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$

Raideurs des barres:

$$R = \frac{I}{4,08} = \frac{I}{3 \times 4,08} = 0,327 I''$$

$$R' = \frac{I'}{3,6} = \frac{2,6 I''}{3,6} = 0,722 I''$$

Coefficients de repartition des barres.

IL sont donnes par:

$$C = \frac{R}{\sum R}$$

Toutes les valeurs sont reportées sur le tableau de CROSS.

Moments d'encastrement parfait:

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{-6EI}{h} (4\Delta) = -\frac{24 \cdot I \cdot \rho}{h^2} \cdot E \alpha \Delta t = -11072,66 E \alpha \Delta t \text{ kgf.cm}$$

$$M_{HG} = M_{GH} = \frac{-6EI}{h} (3\Delta) = +\frac{3}{4} M_{AB} = -8304,5 E \alpha \Delta t \text{ kgf.cm}$$

$$M_{LK} = M_{KL} = \frac{-6EI}{h} (2\Delta) = -\frac{I}{2} M_{AB} = -5536,33 E \alpha \Delta t \text{ kgf.cm}$$

$$M_{PO} = M_{OP} = \frac{-6EI}{h} (\Delta) = -\frac{I}{4} M_{AB} = -2768,17 E \alpha \Delta t \text{ kgf.cm}$$

- VALEURS DES EFFORTS M. N. T .

| Efforts Barres | M (t.m) | T (t) | N (t) |
|-------------------|------------|----------|----------|
| - LB | 3,932 | 1,805 | 1,139 |
| - BA | 3,434 | 1,805 | 1,139 |
| - BG | 2,53 | 1,192 | / |
| - BC | 0,904 | 0,299 | 0,053 |
| - CB | 0,316 | 0,299 | 0,053 |
| - CF | 0,16 | 0,069 | / |
| - CD | 0,154 | 0,048 | 0,016 |
| - DC | 0,04 | 0,048 | 0,016 |
| - DE | 0,04 | 0,016 | / |
| - ED | 0,016 | 0,016 | / |
| - EI | 0,002 | 0 | / |
| - EF | 0,014 | 0,008 | 0,016 |
| - FE | 0,018 | 0,008 | 0,016 |
| - FC | 0,09 | 0,060 | / |
| - FJ | 0,028 | 0,018 | / |
| - FG | 0,136 | 0,105 | 0,035 |
| - GF | 0,294 | 0,105 | 0,035 |
| - GB | 1,762 | 1,192 | / |
| - GK | 0,966 | 0,529 | / |
| - GH | 3,02 | 1,518 | 0,628 |

.../...

| ! <u>Efforts</u> | ! M | ! T | ! N | ! |
|------------------|-----------|-----------|-----------|---|
| ! Barres | ! (t.m) | ! (t) | ! (t) | ! |
| ! HG | ! - 3,172 | ! - 1,518 | ! 0,628 | ! |
| ! IE | ! 0,004 | ! 0 | ! / | ! |
| ! IM | ! 0,006 | ! 0,003 | ! / | ! |
| ! IJ | ! - 0,010 | ! - 0,009 | ! - 0,003 | ! |
| ! | ! | ! | ! | ! |
| ! | ! | ! | ! | ! |
| ! | ! | ! | ! | ! |

.../...

| | M(t.m) | T(t) | N(t) |
|------|---------|---------|---------|
| - JI | -0,026 | - 0,009 | - 0,003 |
| - JF | - 0,036 | - 0,018 | / |
| - JN | - 0,036 | - 0,017 | / |
| - JK | - 0,102 | - 0,088 | - 0,004 |
| - KJ | - 0,258 | - 0,088 | - 0,004 |
| - KG | - 0,938 | 0,529 | / |
| - KO | 0,746 | 0,369 | / |
| KL | - 1,94 | - 0,985 | 0,156 |
| LK | - 2,078 | - 0,985 | 0,156 |
| MI | 0,004 | 0,003 | / |
| MQ | 0 | 0 | / |
| MN | - 0,06 | - 0,004 | 0,003 |
| NM | - 0,012 | - 0,004 | 0,003 |
| NJ | - 0,026 | - 0,017 | / |
| NR | - 0,012 | - 0,005 | / |
| NO | 0,050 | 0,042 | - 0,009 |
| ON | 0,12 | 0,042 | - 0,009 |
| OK | 0,582 | 0,369 | / |
| OS | 0,28 | 0,039 | / |
| OP | - 0,98 | - 0,496 | 0,321 |
| PO | - 1,044 | - 0,496 | 0,321 |

.../...

.../...

| Efforts Barres | M (t.m) | T (t) | N (t) |
|-------------------|------------|----------|----------|
| QM | 0 | 0 | / |
| RN | - 0,006 | - 0,005 | / |
| SO | - 0,14 | 0,039 | / |

4-Notations :

Dans ce qui suit on utilisera les notations suivante :

- (G) : Sollicitation due à la charge permanente
- (Q) : Sollicitation due aux surcharges d'exploitation
- (Nm) : Sollicitation due aux surcharges de la neige normale
- (Ne) : Sollicitation due aux surcharges de la neige extrême
- (T) : Sollicitation due aux effets de la temperature
- (E) : La sollicitation due au séisme

2- Sollicitations totales pondérées :

1er genre : $(S1) = (G) + 1,2 (Q) + (T)$
 $(S1) = (G) + Q + (NO) + (T)$

2e genre : $(S2) = (G) + 1,5 (Q) + 1,5 (Nm) + (T)$
 $(S2) = (G) + (Q) + \gamma_w (Ne) + (T)$
 $(S2) = (G) + (Q) + (T) + (E)$ pour les poutres
 $(G) + (Q) + (T) + 1,2 (E)$ pour les poteaux.
 $(S3) = 0,8 G + E$

γ_w : est un coefficient qui dépend du rapport $\frac{(Pg_{max})}{(G)}$

où $(Pg_{max}) =$ Sollicitation maximale développée par les surcharges Pesantes d'exploitation.

on a : $\frac{(Pg_{max})}{(G)} = \frac{0,9}{2,1} = 0,43 > 0,20 \Rightarrow \gamma_w = 1$

Remarques : pour la combinaison (S''_2) on a tenu compte des prescriptions du R.P.A 81 qui préconise de prendre 1,2 (E) pour les poteaux ou lieu de (E)

- (S''_3) est préconisée par le R.P.A.

3- Efforts totals pondérés :

Les efforts internes totals pondérés : moments fléchissant, efforts tranchants et efforts normaux, seront calculés en tenant compte des combinaisons indiquées précédemment et ceci dans les deux sens longitudinal et transversal. dans le calcul du ferrailage des éléments de structure : poutres ; poteaux on ne considèrera que les combinaisons les plus défavorables des deux genres.

3- 1 / Sens Transversal

On considère les 2 portiques de rive et intermediaire calculés et on tiendra compte du plus défavorable.

Dans ce sens P1 n'est pas tenu compte des effets de la température.

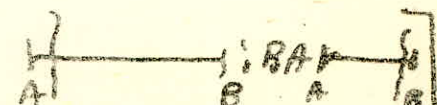
Remarque

On ne tiendra pas compte de la combinaison S2¹ car elle est moins défavorable que S2¹¹.

Combinaisons des moments fléchissants : PORTIQUE INTERMÉDIAIRE.
Unité: [t.m].

| b/c | 1 ^{er} genre | | | 2 ^{em} genre. | | |
|-----|-----------------------|--------------------|---------------------------|------------------------|-----------|---------|
| | G+1/2 Q | G+Q+N _m | G+1/15(Q+N _m) | G+Q+E | G+Q+1/2 E | 0,8 G+E |
| AB | -2,035 | -1,920 | -2,211 | / | 14,638 | 12,709 |
| BA | -6,067 | -3,857 | -6,621 | / | 6,067 | 6,06 |
| BG | 9,566 | 9,002 | 10,323 | -7,161 | / | -11,156 |
| BC | -5,690 | -5,165 | -5,965 | / | 6,282 | 5,037 |
| CB | -6,282 | -6,510 | -5,266 | / | 6,071 | 6,465 |
| CF | 10,693 | 10,175 | 11,675 | -3,648 | / | -7,766 |
| CD | -5,809 | -5,675 | -6,370 | / | 0,021 | 1,221 |
| DC | -7,363 | -7,674 | -8,156 | / | 1,021 | 1,910 |
| DE | 7,369 | 7,681 | 8,163 | 0,319 | / | -1,931 |
| ED | -15,181 | -15,666 | -16,928 | -20,524 | / | -16,159 |
| EE | 13,885 | 16,309 | 15,688 | 8,986 | / | 4,991 |
| EF | 1,289 | 1,33 | 1,639 | / | 13,657 | 11,291 |
| FE | 0,776 | 0,779 | 0,866 | / | 11,027 | 9,033 |
| FC | -10,693 | -10,175 | -11,675 | -26,192 | / | -19,893 |
| FA | 49,767 | 43,097 | 45,009 | 6,665 | / | -3,108 |
| FG | 0,681 | 0,683 | 0,502 | / | 16,991 | 13,988 |
| GF | 0,682 | 0,683 | 0,277 | / | 16,69 | 13,717 |
| GB | -15,386 | -16,671 | -16,669 | -22,487 | / | -22,064 |
| GB | 13,992 | 12,571 | 15,259 | 1,563 | / | -6,988 |
| GH | 0,588 | 0,513 | 0,662 | / | 15,369 | 12,651 |
| HG | 0,293 | 0,181 | 0,321 | / | 20,772 | 16,826 |
| PO | 2,035 | 1,929 | 2,211 | / | 18,686 | 16,893 |
| OP | 6,067 | 3,857 | 6,621 | / | 17,757 | 10,426 |
| OK | -9,566 | -9,002 | -10,323 | -25,193 | / | -21,202 |
| ON | 5,690 | 5,165 | 5,965 | / | 14,616 | 10,709 |
| NO | 6,282 | 6,510 | 5,266 | / | 15,209 | 14,269 |
| NT | -10,693 | -10,175 | -11,675 | -23,697 | / | -19,602 |
| NM | 5,809 | 5,674 | 6,370 | / | 10,131 | 8,073 |
| MN | 7,363 | 7,674 | 8,156 | / | 15,297 | 11,688 |
| MI | -7,369 | -7,681 | -8,163 | -13,969 | / | -11,719 |
| IM | 15,181 | 15,666 | 16,928 | 9,138 | / | 6,773 |
| IE | -13,885 | -16,309 | -15,688 | -18,166 | / | -16,169 |
| IE | -1,289 | -1,33 | -1,639 | / | 11,137 | 9,661 |
| JI | -0,776 | -0,779 | -0,866 | / | 9,521 | 8,091 |
| IN | 15,105 | 16,23 | 16,381 | 2,292 | / | -6,007 |
| IF | -13,841 | -13,038 | -15,009 | -23,635 | / | -19,662 |
| JK | -0,681 | -0,683 | -0,512 | / | 16,107 | 13,594 |
| KJ | -0,682 | -0,684 | -0,737 | / | 15,610 | 13,033 |
| KO | 15,336 | 16,671 | 16,660 | 0,511 | / | -5,852 |
| KG | -13,992 | -13,271 | -15,259 | -24,997 | / | -19,162 |
| KL | -0,588 | -0,563 | -0,662 | / | 16,233 | 12,001 |
| LK | -0,293 | -0,281 | -0,321 | / | 19,716 | 16,5 |

Notation: C = Combinaison.

b = barre (Section) [Exp: AB ]

Combinaisons des efforts tranchants : PORTIQUE INTERMEDIAIRE.

Unité : [t].

| b/c | 1 ^{er} genre | | | 2 ^{eme} genre | | |
|-----|-----------------------|-----------|----------------|------------------------|-------------|-----------|
| | $G+1/2 Q$ | $G+Q+N_h$ | $G+1/5(Q+N_h)$ | $G+Q+E$ | $G+Q+1/2 E$ | $0,8 G+E$ |
| AB | -1,645 | -1,448 | -1,1626 | / | 5,07 | 4,601 |
| BA | -1,645 | -1,448 | -1,1626 | / | 5,07 | 4,601 |
| BG | 10,567 | 10,061 | 11,569 | 5,858 | / | 11,635 |
| BC | -2,562 | -2,366 | -2,767 | / | 2,538 | 2,819 |
| CB | -2,562 | -2,366 | -2,767 | / | 2,538 | 2,819 |
| CF | 10,835 | 10,238 | 11,761 | 6,683 | / | 2,909 |
| CD | -3,111 | -3,222 | -3,56 | / | 0,255 | 0,767 |
| DC | -3,111 | -3,222 | -3,56 | / | 0,255 | 0,767 |
| DE | 9,935 | 10,213 | 11,07 | 7,959 | / | 5,063 |
| ED | -12,110 | -12,48 | -13,507 | -13,569 | / | -9,621 |
| EI | 10,991 | 11,32 | 12,246 | 9,164 | / | 6,301 |
| EF | 0,497 | 0,515 | 0,564 | / | 6,05 | 4,964 |
| FE | 0,497 | 0,515 | 0,564 | / | 6,05 | 4,964 |
| FC | -12,061 | -11,362 | -13,08 | 11,907 | / | -9,887 |
| FJ | 11,448 | 10,8 | 12,42 | 7,915 | / | 3,163 |
| FG | 0,265 | 0,259 | 0,306 | / | 7,255 | 6,790 |
| GF | 0,265 | 0,259 | 0,306 | / | 7,255 | 6,790 |
| GB | -12,269 | -11,557 | -13,289 | -15,762 | / | -10,661 |
| GK | 11,448 | 10,8 | 12,42 | 7,543 | / | 2,731 |
| GH | 0,235 | 0,207 | 0,283 | / | 8,730 | 7,924 |
| HG | 0,235 | 0,207 | 0,283 | / | 8,730 | 7,924 |
| PD | 1,645 | 1,448 | 1,626 | / | 7,898 | 6,205 |
| OP | 1,645 | 1,448 | 1,626 | / | 7,898 | 6,205 |
| OK | -10,647 | -10,061 | -11,569 | -14,928 | / | -9,805 |
| ON | 2,562 | 2,366 | 2,767 | / | 7,31 | 5,387 |
| NO | 2,562 | 2,366 | 2,767 | / | 7,31 | 5,387 |
| NT | -10,835 | -10,238 | -11,761 | -13,773 | / | -9,999 |
| NM | 3,111 | 3,222 | 3,56 | / | 6,477 | 4,863 |
| MN | 3,111 | 3,222 | 3,56 | / | 6,477 | 4,863 |
| MI | -9,935 | -10,213 | -11,07 | -11,435 | / | -8,539 |
| PI | 12,110 | 12,48 | 13,503 | 10,093 | / | 6,611 |
| IE | -10,991 | -11,32 | -12,246 | -12,01 | / | -9,867 |
| IJ | -0,497 | -0,515 | -0,564 | / | 5,063 | 4,997 |
| JI | -0,497 | -0,515 | -0,564 | / | 5,063 | 4,997 |
| JN | 12,061 | 11,362 | 13,08 | 7,897 | / | 2,997 |
| JF | -11,448 | -10,8 | -12,42 | 13,675 | / | -8,933 |
| JK | -0,265 | -0,259 | -0,306 | / | 7,795 | 6,526 |
| KJ | -0,265 | -0,259 | -0,306 | / | 7,795 | 6,526 |
| KO | 12,269 | 11,557 | 13,289 | 7,372 | / | 2,991 |
| KG | -11,448 | -10,8 | -12,42 | -14,057 | / | -9,305 |
| KL | -0,235 | -0,207 | -0,283 | / | 6,9 | 6,986 |
| LK | -0,235 | -0,207 | -0,283 | / | 6,9 | 6,986 |

Combinaisons des efforts normaux (Poteaux). PORTIQUE INTERMEDIAIRE.

Unité: [t].

| b/c | 1 ^{er} genre | | | 2 ^{em} genre | | |
|-----|-----------------------|-----------|----------------|-----------------------|-------------|-------------|
| | $G+1/2 Q$ | $G+Q+N_h$ | $G+1/5(Q+N_h)$ | $G+Q+E$ | $G+Q+1/2 E$ | $0,8 G+1 E$ |
| AB | -31,418 | -30,493 | -34,38 | / | -18,606 | -8,707 |
| BA | -31,418 | -30,493 | -34,38 | / | -18,606 | -8,707 |
| BC | -20,771 | -20,562 | -22,831 | / | -13,585 | -7,979 |
| CB | -20,771 | -20,562 | -22,831 | / | -13,585 | -7,979 |
| CD | -9,936 | -10,914 | -11,071 | / | -7,611 | -5,063 |
| DC | -9,936 | -10,914 | -11,071 | / | -7,611 | -5,063 |
| DE | / | / | / | / | / | / |
| ED | / | / | / | / | / | / |
| EI | / | / | / | / | / | / |
| EF | -23,101 | -23,8 | -25,769 | / | -23,126 | -16,387 |
| FE | -23,101 | -23,8 | -25,769 | / | -23,126 | -16,387 |
| FC | / | / | / | / | / | / |
| FD | / | / | / | / | / | / |
| FG | -46,61 | -45,962 | -51,268 | / | -46,09 | -29,137 |
| GF | -46,61 | -45,962 | -51,268 | / | -46,09 | -29,137 |
| GB | / | / | / | / | / | / |
| GC | / | / | / | / | / | / |
| GH | -70,307 | -68,321 | -76,959 | / | -69,561 | -42,879 |
| HG | -70,307 | -68,321 | -76,959 | / | -69,561 | -42,879 |
| PO | -31,418 | -30,493 | -34,38 | / | -41,33 | -27,663 |
| OP | -31,418 | -30,493 | -34,38 | / | -41,33 | -27,663 |
| OK | / | / | / | / | / | / |
| ON | -20,771 | -20,562 | -22,831 | / | -26,265 | -17,838 |
| NO | -20,771 | -20,562 | -22,831 | / | -26,265 | -17,838 |
| NI | / | / | / | / | / | / |
| NM | -9,936 | -10,914 | -11,071 | / | -11,783 | -8,539 |
| MN | -9,936 | -10,914 | -11,071 | / | -11,783 | -8,539 |
| MI | / | / | / | / | / | / |
| IN | / | / | / | / | / | / |
| IE | / | / | / | / | / | / |
| IJ | -23,101 | -23,8 | -25,769 | / | -22,01 | -15,657 |
| JI | -23,101 | -23,8 | -25,769 | / | -22,01 | -15,657 |
| IN | / | / | / | / | / | / |
| IF | / | / | / | / | / | / |
| JK | -46,61 | -45,962 | -51,268 | / | -43,39 | -27,187 |
| KJ | -46,61 | -45,962 | -51,268 | / | -43,39 | -27,187 |
| KO | / | / | / | / | / | / |
| KG | / | / | / | / | / | / |
| KL | -70,307 | -68,321 | -76,959 | / | -64,633 | -38,783 |
| LK | -70,307 | -68,321 | -76,959 | / | -64,633 | -38,783 |

N: Compression.

Combinaisons des moments fléchissants (PORTIQUE DE RIVE.

Unité: [t.m].

| b/c | 1 ^{er} genre | | | 2 ^{em} genre | | |
|-----|-----------------------|--------------------|--------------------------|-----------------------|----------|---------|
| | G+1,2Q | G+Q+N _n | G+1,5(Q+N _n) | G+Q+E | G+Q+1,2E | 0,8G+E |
| AB | -1,838 | -1,803 | -1,926 | / | 15,092 | 12,875 |
| BA | -3,675 | -3,569 | -3,851 | / | 10,090 | 6,004 |
| BG | 8,889 | 8,61 | 9,293 | -7,888 | / | -10,707 |
| BC | -5,208 | -5,036 | -5,435 | / | 4,59 | 4,662 |
| CB | -4,905 | -4,719 | -5,095 | / | 6,105 | 5,873 |
| CF | 9,402 | 9,168 | 9,873 | -4,727 | / | -7,687 |
| CD | -4,499 | -4,432 | -4,780 | / | 1,316 | 1,751 |
| DC | -4,395 | -4,460 | -4,801 | / | 4,030 | 3,913 |
| DE | 4,395 | 4,461 | 4,803 | -2,67 | / | -3,940 |
| ED | -8,255 | -8,487 | -9,130 | 13,887 | / | -11,571 |
| EI | 7,556 | 7,768 | 8,355 | 2,725 | / | +0,605 |
| EF | 0,697 | 0,717 | 0,772 | / | 13,328 | 11,026 |
| FE | 0,587 | 0,581 | 0,627 | / | 11,051 | 9,124 |
| FC | -13,956 | -13,519 | -14,595 | -25,714 | / | -21,283 |
| FT | 12,791 | 12,39 | 13,776 | 1,803 | / | -2,258 |
| FG | 0,575 | 0,546 | 0,589 | / | 17,435 | 14,633 |
| GF | 0,671 | 0,647 | 0,699 | / | 17,022 | 14,078 |
| GB | -14,082 | -13,649 | -14,734 | -27,885 | / | -23,420 |
| GK | 12,897 | 12,502 | 13,496 | 0,561 | / | -3,548 |
| GH | 0,510 | 0,498 | 0,538 | / | 15,583 | 12,908 |
| HA | 0,255 | 0,249 | 0,269 | / | 20,661 | 17,162 |
| PO | 1,838 | 1,803 | 1,926 | / | 18,674 | 15,279 |
| OP | 3,675 | 3,569 | 3,851 | / | 13,683 | 10,812 |
| OK | -8,889 | -8,61 | -9,293 | -7,024 | / | -22,299 |
| ON | 5,208 | 5,036 | 5,435 | / | 14,682 | 11,618 |
| NO | 4,905 | 4,719 | 5,095 | / | 15,601 | 12,215 |
| NT | -9,402 | -9,168 | -9,873 | -4,269 | / | -20,004 |
| NM | 4,499 | 4,432 | 4,780 | / | 10,06 | 7,729 |
| NN | 4,395 | 4,460 | 4,801 | / | 12,614 | 9,957 |
| MI | -4,395 | -4,461 | -4,803 | -1,566 | / | -9,985 |
| IM | 8,255 | 8,487 | 9,130 | 1,641 | / | -0,043 |
| IE | -7,556 | -7,768 | -8,355 | 1,251 | / | -9,949 |
| IJ | -0,697 | -0,717 | -0,772 | / | 11,964 | 10,052 |
| JI | -0,587 | -0,581 | -0,627 | / | 9,909 | 8,362 |
| JN | 13,950 | 13,519 | 14,595 | -1,389 | / | -3,094 |
| IF | -12,791 | -12,39 | -13,776 | -0,405 | / | -18,928 |
| JK | -0,575 | -0,546 | -0,589 | / | 16,325 | 13,701 |
| KJ | -0,671 | -0,647 | -0,699 | / | 15,722 | 13,208 |
| KO | 14,082 | 13,649 | 14,734 | -3,35 | / | -5,054 |
| KG | -12,897 | -12,502 | -13,496 | -1,771 | / | -20,370 |
| KL | 0,810 | 0,498 | 0,538 | / | 14,593 | 12,238 |
| LO | -0,255 | -0,249 | -0,269 | / | 20,147 | 16,828 |

Combinaisons des efforts normaux (Poteaux) - PORTIQUE DE RIVE.

Unité : [t]

| b/c | 1er genre | | | 2eme genre | | |
|-----|-----------|--------------------|--------------------------|------------|----------|---------|
| | G+1.2Q | G+Q+N ₁ | G+1.5(Q+N ₁) | G+Q+E | G+Q+1.2E | 0.8G+E |
| AB | -25,185 | -24,724 | -26,668 | / | -12,871 | -7,011 |
| BA | -25,186 | -24,726 | -26,668 | / | -12,871 | -7,011 |
| BG | / | / | / | / | / | / |
| BC | -15,395 | -15,236 | -16,626 | / | -8,505 | -4,896 |
| CB | -15,395 | -15,236 | -16,626 | / | -8,505 | -4,896 |
| CF | / | / | / | / | / | / |
| CD | -5,516 | -5,655 | -6,086 | / | -3,268 | -2,065 |
| DC | -5,516 | -5,655 | -6,086 | / | -3,268 | -2,065 |
| DE | / | / | / | / | / | / |
| ED | / | / | / | / | / | / |
| EI | / | / | / | / | / | / |
| EF | -12,639 | -12,986 | -13,967 | / | -12,948 | -9,284 |
| FE | -12,639 | -12,986 | -13,967 | / | -12,948 | -9,284 |
| FC | / | / | / | / | / | / |
| FJ | / | / | / | / | / | / |
| FG | -34,296 | -33,969 | -36,619 | / | -34,736 | -24,084 |
| GF | -34,296 | -33,969 | -36,619 | / | -34,736 | -24,084 |
| GB | / | / | / | / | / | / |
| GK | / | / | / | / | / | / |
| GH | -56,041 | -55,045 | -59,371 | / | -56,967 | -39,910 |
| HG | -56,041 | -55,045 | -59,371 | / | -56,967 | -39,910 |
| PO | -25,186 | -24,724 | -26,668 | / | -36,051 | -26,327 |
| OP | -25,186 | -24,724 | -26,668 | / | -36,051 | -26,327 |
| OK | / | / | / | / | / | / |
| ON | -15,395 | -15,236 | -16,626 | / | -21,639 | -15,676 |
| NO | -15,395 | -15,236 | -16,626 | / | -21,639 | -15,676 |
| NJ | / | / | / | / | / | / |
| NM | -5,516 | -5,655 | -6,086 | / | -7,524 | -5,611 |
| MN | -5,516 | -5,655 | -6,086 | / | -7,524 | -5,611 |
| ME | / | / | / | / | / | / |
| IM | / | / | / | / | / | / |
| IE | / | / | / | / | / | / |
| IJ | -12,639 | -12,986 | -13,967 | / | -11,8 | -8,364 |
| JI | -12,639 | -12,986 | -13,967 | / | -11,8 | -8,364 |
| IN | / | / | / | / | / | / |
| JF | / | / | / | / | / | / |
| JK | -34,296 | -33,969 | -36,619 | / | -31,980 | -21,788 |
| KJ | -34,296 | -33,969 | -36,619 | / | -31,980 | -21,788 |
| KO | / | / | / | / | / | / |
| KG | / | / | / | / | / | / |
| KL | -56,041 | -55,045 | -59,371 | / | -51,919 | -35,020 |
| LK | -56,041 | -55,045 | -59,371 | / | -51,919 | -35,020 |

N: Compression.

3-2 / Sens longitudinal:

Combinaison de Met T : PORTIQUE LONGITUDINAL:

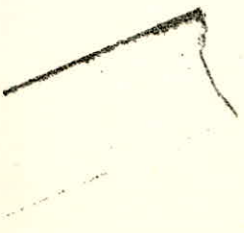
| Off. | M (kg) | T (t) |
|------|---------|--------|
| AB | 5,856 | 2,32 |
| BA | 3,611 | 2,32 |
| AG | -10,071 | -5,112 |
| BC | 8,938 | 3,866 |
| CB | 6,234 | 3,866 |
| CF | -8,199 | -4,313 |
| CD | 2,977 | 1,961 |
| DC | 5,022 | 1,961 |
| DE | -4,178 | -2,155 |
| ED | -3,521 | -2,155 |
| EI | -3,054 | -1,718 |
| EF | 2,010 | 3,526 |
| FE | 6,376 | 3,526 |
| FC | -7,328 | -4,313 |
| FD | -6,633 | -3,747 |
| FG | 10,341 | 5,532 |
| GF | 12,229 | 5,532 |
| GB | -8,333 | -5,112 |
| GK | -7,027 | -4,025 |
| GH | 6,718 | 3,587 |
| HG | 7,920 | 3,587 |
| IE | -3,132 | -1,718 |
| IM | -3,123 | -1,773 |
| IT | 7,574 | 3,265 |
| JI | 5,746 | 3,265 |
| JF | -6,855 | -3,747 |
| JN | -6,891 | -3,781 |

| | M (kg) | T (t) |
|----|--------|--------|
| JK | 9,578 | 5,160 |
| KJ | 11,474 | 5,160 |
| KG | -7,163 | -4,025 |
| KO | -7,99 | -4,439 |
| KL | 7,373 | 3,973 |
| LK | 8,841 | 3,973 |
| MI | -3,2 | -1,773 |
| MQ | -3,234 | -1,788 |
| MN | 7,721 | 3,382 |
| NM | 6,079 | 3,382 |
| NI | -6,732 | -3,781 |
| NR | -6,586 | -3,663 |
| NS | 9,912 | 5,263 |
| ON | 11,563 | 5,263 |
| OK | -8,134 | -4,679 |
| OS | -8,399 | -4,779 |
| OP | 8,333 | 4,686 |
| PO | 9,900 | 4,686 |
| QM | -3,201 | -1,777 |
| RN | -6,604 | -3,663 |
| SO | -8,807 | -4,779 |
| QR | 7,694 | 3,365 |
| RQ | 6,034 | 3,365 |
| RS | 9,891 | 5,231 |
| SR | 11,472 | 5,231 |
| ST | 9,353 | 4,969 |
| TS | 10,922 | 4,969 |

| eff barres | M (k.m) | T (k) |
|---------------|------------|----------|
| ab | -13,717 | 5,93 |
| ba | 10,479 | 5,93 |
| bg | -15,131 | -7,497 |
| bc | 7,13 | 3,268 |
| cb | 6,202 | 3,268 |
| cf | -7,879 | -4,174 |
| cd | 3,285 | 2,056 |
| dc | 5,102 | 2,056 |
| de | -4,258 | -2,186 |
| ed | -3,613 | -2,186 |
| ei | -3,05 | -1,719 |
| ef | 8,038 | 3,541 |
| fe | 6,412 | 3,541 |
| fc | -7,148 | -4,174 |
| fj | -6,577 | -3,711 |
| fg | 10,069 | 5,321 |
| gf | 11,641 | 5,321 |
| gb | -11,857 | -7,497 |
| gk | -8,959 | -5,083 |
| gh | 12,758 | 6,623 |
| hg | 14,264 | 6,623 |
| ie | -3,14 | -1,719 |
| im | -3,195 | -1,779 |
| ij | 7,594 | 3,282 |

| | M (k.m) | T (k) |
|----|------------|----------|
| ji | 5,798 | 3,282 |
| if | -6,783 | -3,711 |
| in | -6,809 | -3,767 |
| ik | 9,374 | 4,983 |
| ki | 10,958 | 4,983 |
| kg | -9,339 | -5,083 |
| ko | -9,482 | -5,217 |
| kl | 11,253 | 5,944 |
| mi | -3,208 | -1,779 |
| mq | -3,234 | -1,788 |
| mn | 7,733 | 3,391 |
| nm | 6,107 | 3,391 |
| nj | -6,68 | -3,767 |
| nr | -6,56 | -3,653 |
| no | 9,212 | 5,180 |
| on | 11,323 | 5,180 |
| ok | -9,298 | -5,217 |
| os | -8,959 | -4,857 |
| ol | 10,365 | 5,479 |
| lo | 11,989 | 5,479 |
| lk | 12,997 | 5,944 |
| qm | -3,201 | -1,788 |
| Rn | -6,592 | -3,653 |
| So | -8,597 | -4,857 |

es moments sont avec le signe de Cross.



Combinaison des efforts normaux: (Poutres) .. Portique Longit.

| Plat. ^c | G+1.2P+T | G+P.N ₀ +T | G+1.1(P.N ₀)+T | G+P+T+1.2E | 0.8G+1.2E+T |
|--------------------|----------|-----------------------|----------------------------|------------|-------------|
| AB | -60,18 | -59,184 | -63,51 | -43,31 | -27,94 |
| BC | -34,24 | -33,916 | -36,566 | -25,61 | -16,47 |
| CD | -12,655 | -13,002 | -13,983 | -9,78 | -6,66 |
| EF | -23,085 | -23,784 | -25,73 | -23,09 | -16,36 |
| FG | -46,645 | -46,0 | -51,28 | -45,93 | -29,31 |
| GH | -69,68 | -67,69 | -76,33 | -69,72 | -42,92 |
| IJ | -23,104 | -23,803 | -25,75 | -22,64 | -15,98 |
| JK | -46,614 | -45,97 | -51,25 | -44,63 | -28,22 |
| KL | -70,151 | -68,165 | -76,80 | -66,48 | -40,29 |
| MN | -23,1 | -23,797 | -25,75 | -22,55 | -15,91 |
| NO | -46,62 | -45,97 | -51,26 | -44,86 | -28,23 |
| OP | -69,986 | -68,0 | -76,64 | -66,92 | -40,64 |
| QR | -23,101 | -23,800 | -25,75 | -22,57 | -15,92 |
| RS | -46,61 | -45,96 | -51,25 | -44,74 | -28,31 |
| ST | -70,307 | -68,321 | -76,96 | -67,1 | -40,84 |
| ab | -60,18 | -59,184 | -63,51 | -73,83 | -53,37 |
| bc | -34,24 | -33,916 | -36,566 | -41,0 | -29,13 |
| cd | -12,655 | -13,002 | -13,983 | -16,99 | -11,01 |
| ef | -23,085 | -23,784 | -25,73 | -22,01 | -15,45 |
| fg | -46,645 | -46,0 | -51,28 | -43,62 | -27,39 |
| gh | -69,68 | -67,69 | -76,33 | -63,21 | -37,5 |
| ij | -23,104 | -23,803 | -25,75 | -22,5 | -15,87 |
| jk | -46,614 | -45,97 | -51,25 | -44,85 | -28,61 |
| kl | -70,151 | -68,165 | -76,80 | -67,4 | -41,07 |
| mn | -23,1 | -23,797 | -25,75 | -22,58 | -15,93 |
| no | -46,62 | -45,97 | -51,26 | -44,64 | -28,23 |
| op | -69,986 | -68,0 | -76,64 | -66,63 | -40,39 |

I-FERRAILLAGE DES POTEAUX:

Les poteaux sont sollicités par une flexion composée dans les deux sens du bâtiment. On calculera les poteaux sous l'effort normal et le moment fléchissant simultanément, sous (SPI) et sous (SP2). On adoptera la section d'acier la plus grande.

METHODE DE CALCUL:

I/-ARMATURES LONGITUDINALES:

Deux cas peuvent se présenter

I-1 Section entièrement comprimée: "S E C"

la section sera entièrement comprimée lorsque:

- N est un effort de compression
- e = $-\frac{M}{N}$ e avec $e = -\frac{ht}{6}$

On utilisera la méthode de P.CHARON concernant la disposition d'armatures symétriques.

-Exposée de la méthode:

on calcule: $\delta' = \frac{d_1}{h} = -\frac{d_1}{h}$
 $\rho = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot ht}{N}$ avec $\bar{\sigma}_b = \begin{cases} (1+2 \cdot e_0/h_t) & \text{si } e_0 < h_t/2 \\ 2 \cdot \bar{\sigma}_{b_0} & \text{si } e_0 > h_t/2 \end{cases}$

$$\beta = 6 \cdot M / (N \cdot h_t)$$

$$C = 0,27(1 - 2 \cdot \delta')^2$$

$$D = 0,30(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2 \delta')^2$$

$$E = -(1 + \rho - \beta)$$

$$\tilde{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2 \cdot C}$$

si $\tilde{w}' \leq 0$; $A_1' = A_2' = 0$ (-----) Amin

si $\tilde{w}' > 0$; $A_1' = A_2' = \frac{\tilde{w}' \cdot b \cdot ht}{100}$

I-2 Section partiellement comprimée: "S P C"

La section sera partiellement comprimée lorsque:

- N: compression $e_0 > e_n$
- N: traction $e_0 > -\frac{ht}{2} = d' = e_n$

On calcule d'abord la section en F.S sous un moment fictif qui est le moment de flexion par rapport au C.D.G des des armatures tendues.

$$\mathcal{M} = M + N \cdot Z_I \quad (N \text{ négatif pour la traction})$$

Z_I : distance entre le C.D.G de la section du béton seul et le C.D.G de la section d'armatures tendues.

$$Z_I = -\frac{ht}{2} - d$$

On calcule le moment résistant du béton: $M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2$

avec $K = 0,5 \times \bar{\alpha} \left(1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}\right) \bar{\sigma}_b'$

$\bar{\sigma}_b'$: définie précédemment

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_0}$$

On vérifie : $Mrb < \int M \Rightarrow A' \neq 0$ arm. comprimées nécessaires
 $Mrb > \int M \Rightarrow A' = 0$ " " non nécess.

I-2-1 Cas où $A' \neq 0$
 $A' = \frac{\int M - Mrb}{\sigma_s'(h-d')}$ avec $\sigma_s' = 15 \sigma_s' \left(\frac{\alpha - \delta'}{\alpha} \right)$
 $h = ht - d$

$A = -A_I - \frac{N}{\sigma_s}$ (N: négatif en traction)
 A_I : armatures tendues calculées en F.S avec le mom. $\int M$

$A_I \pm \frac{Mrb}{\sigma_s \cdot \xi \cdot h} + \frac{\int M - Mrb}{\sigma_s (h-d')}$ avec $\xi = 1 - \frac{\alpha}{3}$

I-2-2 Cas où $A' = 0$

$A = A_I - \frac{N}{\sigma_s}$ (N: négatif en traction) avec $A_I = \frac{\int M}{\sigma_s \cdot \xi \cdot h}$
: déterminé par le tableau de P.CHARON en fonction de $\frac{15 \int M}{\sigma_s b h^2}$

-PRESCRIPTIONS IMPORTANTES :

Pour les armatures longitudinaux (A_L) il doit être tenu compte des prescriptions réglementaires suivantes (R P A 8I) :

- $1\% \leq \omega_L \leq 4\%$ ω_L : pourcentage des A_L / à la section du béton.

- $\phi_{min} = 14mm$.

- longueur de recouvrement: $l_r \geq \max(l_d + c; 50 \phi_1^{max})$

- les A_L doivent être à H.A, droites et sans crochets.

- distance entre les barres verticales dans une face $\leq 25cm$

- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones des noeuds.

2/ ARMATURES TRANSVERSALES:

les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule suivante (R P A 8I):

$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 \cdot T}{a \cdot \sigma_{st}}$

A_t : section d'armatures transversales; $A_t \geq 0,004 \cdot t \cdot a = 0,16t$ (a=40cm)

t: espacement entre les cours successifs des A_t .

$t \leq \begin{cases} t = 12 \phi_1^{min} & \text{en zone courante} \\ t = \min(10 \phi_1^{min}; 15cm) & \text{en zone nodale} \end{cases}$

T: effort tranchant dans le poteau

$T = 0,2 \cdot T_{cal}$ puisque $\lambda > 15$

λ : élancement mécanique du poteau = $\frac{l_c}{i} = \frac{0,7 l_0}{\sqrt{I/B}} = 24,73$

l_c : longueur de flambement du poteau = $0,7 l_0$ car $I_{poutre} > I_{poteau}$

l_0 : hauteur du poteau = 4,08m

I: moment d'inertie du poteau = $\frac{a^4}{12} = 213333 \text{ cm}^4$

B: section du poteau = $a \times a = 1600 \text{ cm}^2$

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum.

- les cadres et étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants: $\phi_{cheminée} \geq 12cm$.

pour permettre une vibration correcte sur toute la hauteur du poteau.

-en zone nodale les A_t doivent garder les mêmes espacements sur une distance $h' = \max(h_e/6; a; 60\text{cm})$

$$h' = \max(59; 40; 60) = 60\text{cm}. \quad (h_e = 408 - 2 \times 55 = 353\text{cm})$$

3/ VERIFICATIONS DIVERSES:

3-1 Flambement:

on a trouvé $\lambda = 24,73 < 35$

le poteau ne risque pas de flamber.

3-2 Effort tranchant:

la vérification à l'effort tranchant doit être effectuée avec:

- * $T = 2T_{cal}$ puisque $\lambda > 15$
- $N = 0$
- $\bar{\tau}_b = 0,15 \leq 0,15 \cdot 270 = 40,5 \text{ bars} = 41,3 \text{ Kg/cm}^2$
- $\bar{\sigma}_{ct} = \sigma_{cm}$

Il faut avoir dans toutes les sections: $\bar{\tau}_b = \frac{2T_{cal}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 0,15$ 6'28

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \cdot 270 = 40,5 \text{ bars} = 41,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 36 = 31,5\text{cm}$ en toutes les sections

$b = 40\text{cm}$ dans les deux sens

Donc en chaque section et dans les deux sens on a:

$$\bar{\tau}_b = \frac{2T_{cal}}{40 \cdot 31,5} = 1,6 \cdot 10^{-3} T_{cal}$$

Il suffit de faire la vérification pour le plus grand effort tranchant on a: $T_{max} = 8,878 \text{ t}$

$$\text{d'où: } \bar{\tau}_b = 1,6 \cdot 10^{-3} \cdot 8,878 \cdot 10^3 = 14,2 \text{ Kg/cm}^2$$

vérifiée

3-3 Vérification des déformations horizontales:

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines on limite les déplacements horizontaux de la structure.

Le déplacement relatif de niveau est défini par: $\Delta = \frac{T \cdot h^2}{12 E_i I_p}$

T: effort tranchant appliqué au poteau

h: hauteur d'étage = 353cm

E_i : module de déformation instantané du béton = $3,78 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

I_p : moment d'inertie du poteau = 213533cm^4 pour tous les poteaux

on doit avoir:
$$\Delta \leq \frac{1,3 \cdot h}{1000}$$

c'est à dire:
$$\frac{T \cdot h^2}{12 \cdot E_i \cdot I_p} \leq \frac{1,3}{1000} \implies T \leq 10,095 \text{ t}$$

$T_{max} = 8,878 \text{ t} < 10,095 \text{ t}$ Vérifiée.

Armatures longitudinales: F.C Sous (SP_2). (M^{max} , N^{corr}) avec N: compression

PORTIQUE TRANSVERSAL

| niv. | Sec | t.m | | cm | | Kg/cm ² | | | t.m | | Kg/cm ² | | cm ² | | cm ² | cm | |
|-------------------|-----|--------|--------|----------------|----------------|--------------------|-------------------|----------------|-----------|-----------------|--------------------|-------------------|-----------------|--------|-----------------|-------|------|
| | | M | N | e ₀ | e ₁ | Sollic | $\bar{\sigma}'_b$ | $\bar{\alpha}$ | \bar{K} | M _{rb} | M | $\bar{\sigma}'_a$ | A' | μ | | | E |
| Poteau. Nive | DC | 15,297 | 11,783 | 129,8 | 6,67 | P.C | 206,55 | 0,425 | 37,67 | 19,53 | 17,18 | / | 0 | 0,1184 | 0,8653 | 13,13 | 10,7 |
| | CB | 11,131 | 11,783 | 94,47 | " | P.C | " | " | " | " | 13,02 | / | 0 | 0,0897 | 0,8795 | 9,8 | 6,9 |
| | CB | 15,601 | 21,439 | 72,77 | " | P.C | " | " | " | " | 19,03 | / | 0 | 0,1344 | 0,8599 | 14,64 | 9,5 |
| | BC | 14,632 | 21,439 | 68,48 | " | P.C | " | " | " | " | 18,11 | / | 0 | 0,1247 | 0,8696 | 13,79 | 8,7 |
| | BA | 17,737 | 41,73 | 33,24 | " | P.C | " | " | " | " | 20,35 | 2369,25 | 1,08 | / | / | 15,88 | 6,01 |
| | AB | 18,674 | 36,051 | 54,8 | " | P.C | " | " | " | " | 24,44 | " | 3,65 | / | / | 18,7 | 10,1 |
| Poteau. interméd. | EF | 13,657 | 23,126 | 59,05 | " | P.C | " | " | " | " | 17,36 | / | 0 | 0,1496 | 0,865 | 17,27 | 7,76 |
| | FE | 11,027 | 23,126 | 47,68 | " | P.C | " | " | " | " | 14,73 | / | 0 | 0,1015 | 0,8734 | 11,15 | 5,66 |
| | FG | 16,491 | 46,09 | 36,86 | " | P.C | " | " | " | " | 24,37 | 2369,25 | 6,38 | / | / | 18,73 | 7,76 |
| | GF | 16,64 | 46,09 | 32,21 | " | P.L | " | " | " | " | 24,06 | " | 5,97 | / | / | 18,50 | 7,53 |
| | GH | 15,349 | 69,561 | 22,07 | " | P.C | " | " | " | " | 26,48 | " | 9,17 | / | / | 20,3 | 3,74 |
| 1 | HG | 20,272 | 69,561 | 29,14 | " | P.C | " | " | " | " | 34,4 | " | 15,66 | / | / | 23,96 | 7,4 |

Armatures longitudinales adoptées par le poteaux:

| | | Par Fais | | | | | | | | |
|-------------|------|----------|-----------|----------------------------------|-----------------------------|---------------------|-----------------------------|-------------------------|------------------|------------------|
| | niv. | sec. | gous | A (cm ²) Calculée | barres adoptées Par Fais | A adop. Par Fais | barres adop. Par Section | A adopté Par Section | A _{min} | A _{max} |
| Poteaux I-1 | 3 | T | F | 10,32 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 |
| | | | L | -0,78 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| | b | F | 6,99 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | -0,42 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | 2 | T | F | 9,54 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| b | F | 8,79 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,7 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| 1 | T | F | 6,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 1,91 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| b | F | 10,1 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 | | |
| | L | 0,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| Poteaux I-2 | 3 | T | F | 10,32 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 |
| | | | L | 3,39 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| | b | F | 6,99 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 2,42 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | 2 | T | F | 9,54 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,6 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| b | F | 8,79 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 | | |
| | L | 4,14 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| 1 | T | F | 6,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 2,49 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| b | F | 10,1 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,61 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| Poteaux I-3 | 3 | T | F | 10,32 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,92 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| | b | F | 6,99 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 1,6 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | 2 | T | F | 9,54 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,43 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| b | F | 8,79 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,66 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| 1 | T | F | 6,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 0,7 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| b | F | 10,1 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 | | |
| | L | 2,12 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| Poteaux I-4 | 3 | T | F | 10,32 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 |
| | | | L | 3,09 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| | b | F | 6,99 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 1,81 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | 2 | T | F | 9,54 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,38 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| b | F | 8,79 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,72 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| 1 | T | F | 6,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 0,8 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| b | F | 10,1 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,96 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| Poteaux I-5 | 3 | T | F | 10,32 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 |
| | | | L | 3,1 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| | b | F | 6,99 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 1,77 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | 2 | T | F | 9,54 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 |
| | | | L | 2,35 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | |
| b | F | 8,79 | 3T20 | 9,42 | 6T20+2T14 | 21,93 | 16 | 64 | | |
| | L | 3,66 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| 1 | T | F | 6,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | | L | 6,77 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| b | F | 10,1 | 2T20+3T14 | 10,9 | 4T20+8T14 | 24,89 | 16 | 64 | | |
| | L | 4,37 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |

Armatures longitudinales adoptées des Poteaux - PORTIQUE II

| | dir | sc | sens | A _{cal} Par Falc | barres adopt. Par Falc. | A _{adopté} Par Falc | barres adop Par Falc | A _{adop.} Par sect. | A _{min} | A _{max} | |
|-------------|-----|------|-----------|------------------------------|----------------------------|---------------------------------|-------------------------|---------------------------------|------------------|------------------|--|
| Poteau II-1 | 3 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 9,78 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | b | E | 5,64 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | -0,12 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| | 2 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,04 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| b | E | 7,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 3,77 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| 1 | T | E | 3,74 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 1,91 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| b | E | 7,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 0,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| Poteau II-2 | 3 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 3,39 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | b | E | 5,64 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 2,12 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| | 2 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,6 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| b | E | 7,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 4,14 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| 1 | T | E | 3,74 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 2,69 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| b | E | 7,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 3,61 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| Poteau II-3 | 3 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,98 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | b | E | 5,64 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 1,6 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| | 2 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,13 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| b | E | 7,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 3,66 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| 1 | T | E | 3,74 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 0,7 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| b | E | 7,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 2,12 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| Poteau II-4 | 3 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 3,09 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | b | E | 5,64 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 1,81 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| | 2 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,38 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| b | E | 7,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 3,72 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| 1 | T | E | 3,74 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 0,8 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| b | E | 7,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 1,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| Poteau II-5 | 3 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 3,1 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| | b | E | 5,64 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 1,77 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| | 2 | T | E | 7,76 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | |
| | | | E | 2,35 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | |
| b | E | 7,53 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 3,66 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |
| 1 | T | E | 3,74 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | |
| | | E | 2,85 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | |
| b | E | 7,4 | 2T20+1T14 | 7,82 | | | | | | | |
| | E | 0,47 | 2T20+1T14 | 7,82 | 4T20+4T14 | 18,73 | 16 | 64 | | | |

ARMATURES TRANSVERSALES - ESPACEMENTS.

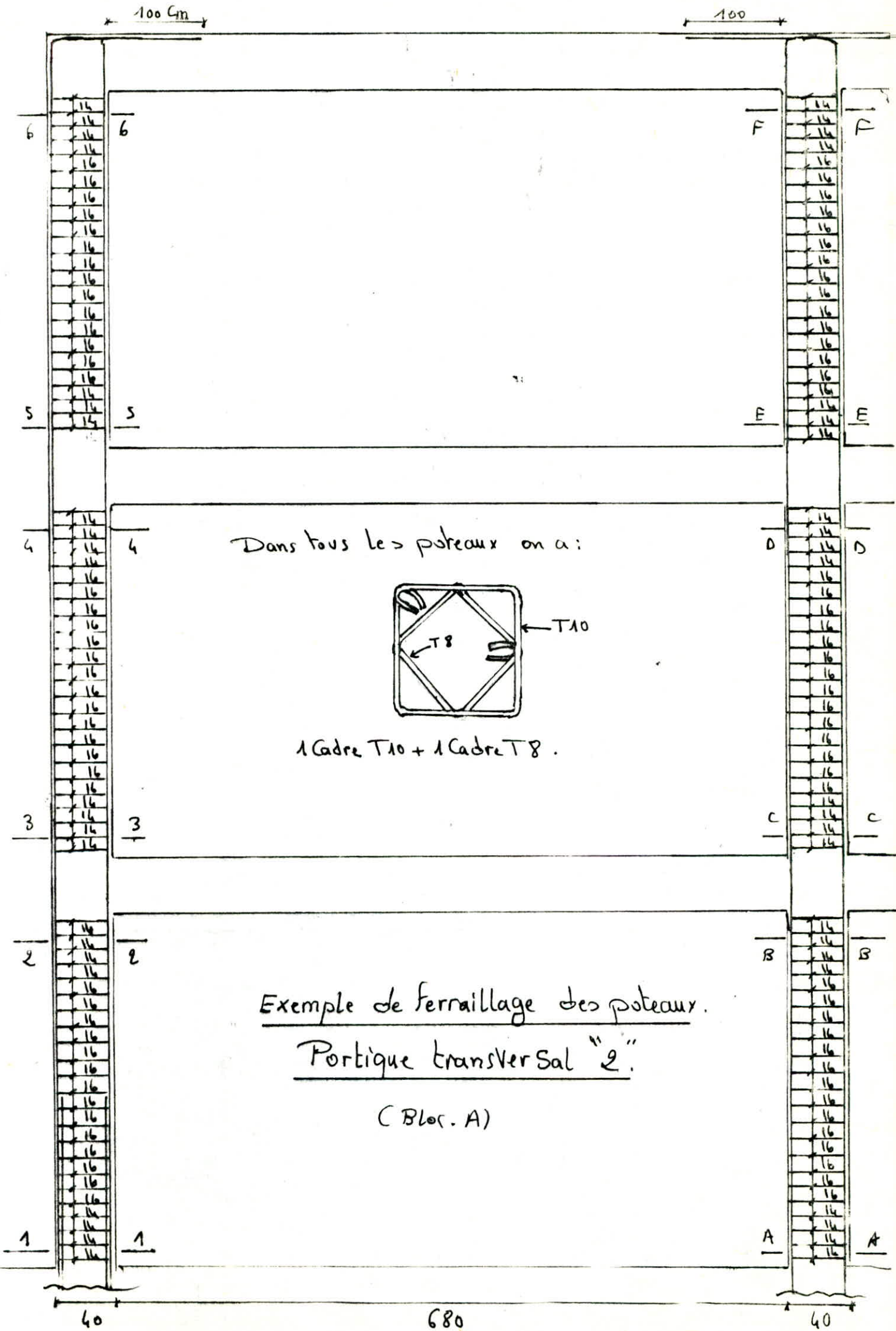
Z.N: Zone normale

Z.C: Zone Contrainte

| Pot. | niv. | Sik. | A (cm) | T (t) | L _{calc.} (Z.N) | L (cm) | | L _{calculé} (cm) | | esp A, mls | |
|------------|------|------|-----------|----------|-----------------------------|--------|------|---------------------------|-----|------------|------|
| | | | | | | Z.N | Z.C | Z.N | Z.C | Z.N | Z.C |
| Potéau I-1 | 3 | T | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| Potéau I-2 | 3 | T | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 15 | | 15 | | 2,4 | |
| | 1 | T | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| Potéau I-3 | 3 | T | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 15 | | 15 | | 2,4 | |
| | 1 | T | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| Potéau I-4 | 3 | T | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 15 | | 15 | | 2,4 | |
| | 1 | T | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| Potéau I-5 | 3 | T | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 12,954 | 25,4 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 14,864 | 22,16 | 15 | | 15 | | 2,4 | |
| | 1 | T | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b | 2,57 | 15,862 | 20,74 | 14 | | 14 | | 2,24 | |

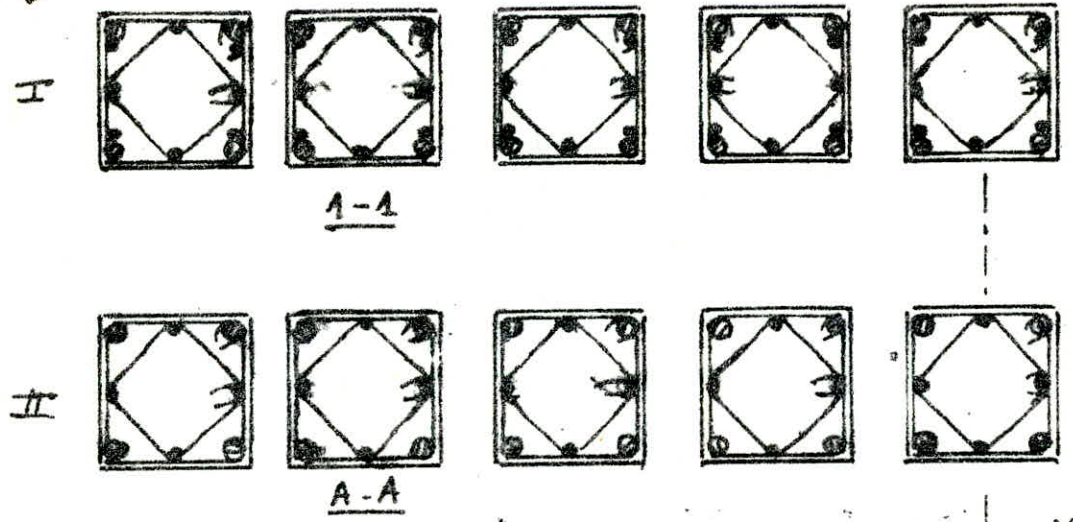
ARMATURES TRANSVERSALES - ESPACEMENTS (suite).

| N ^o | N ^o poteau | A _{sup} (cm) | T (t) | L _{calc.} (Z.N) | E (cm) | | t _{adapté} (cm) | | A _{term} | |
|----------------|-----------------------|-----------------------|--------|--------------------------|--------|------|--------------------------|-----|-------------------|------|
| | | | | | Z.N | Z.C | Z.N | Z.C | Z.N | Z.C |
| II-1 | 3 | T 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 8 | T 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| II-2 | 3 | T 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| II-3 | 3 | T 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| II-4 | 3 | T 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| II-5 | 3 | T 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 12,1 | 27,2 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 2 | T 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 16,89 | 19,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |
| | 1 | T 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | 16,8 | 14 | 16 | 2,24 | 2,56 |
| | | b 2,57 | 17,756 | 18,5 | 14 | | 14 | | 2,24 | |

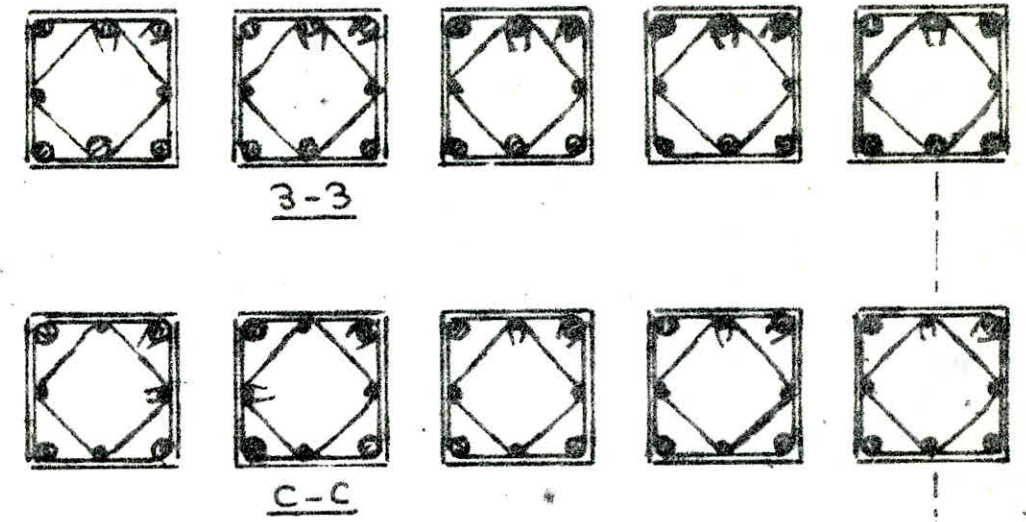


Portique ^{trans} 1
longit ↓

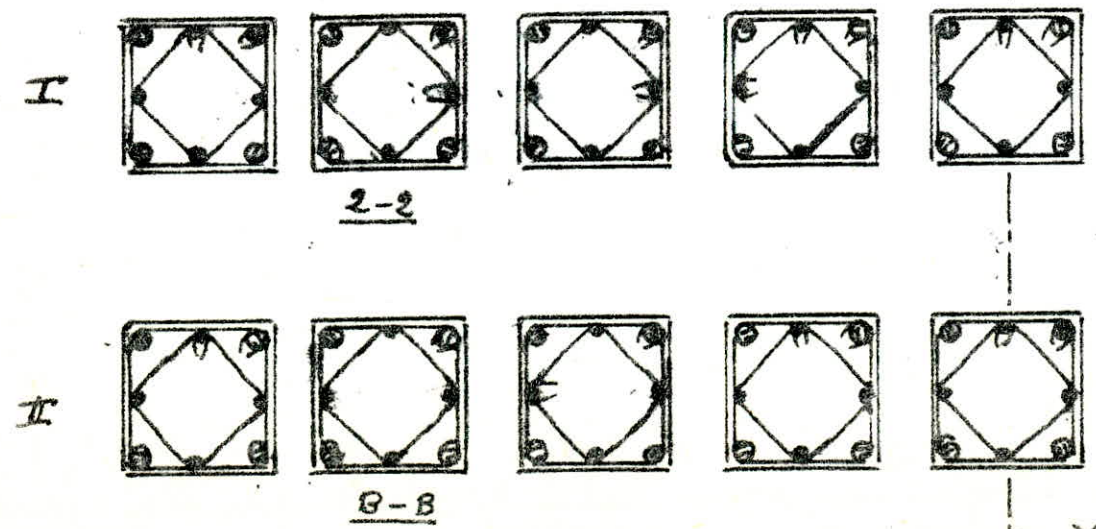
NIVEAU 1 - Sections de base.



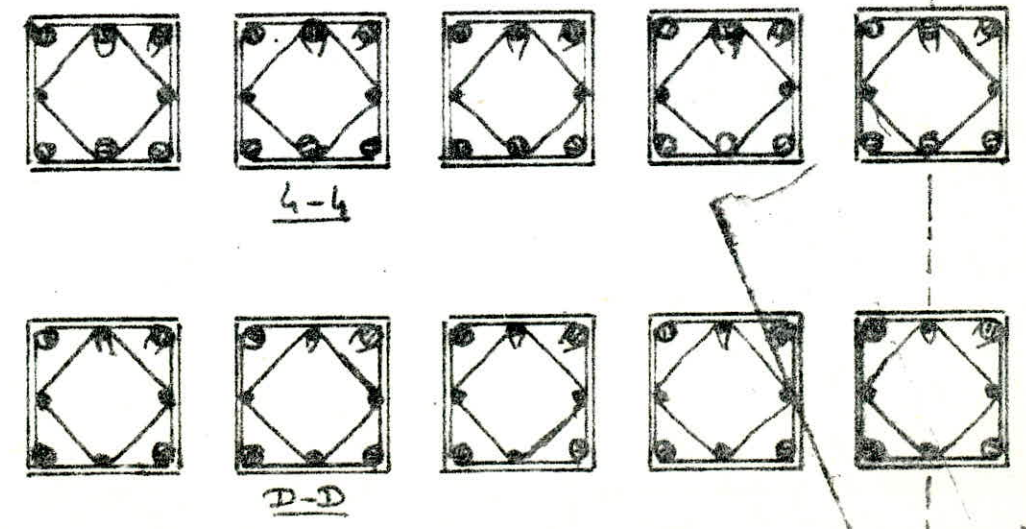
NIVEAU 2: Sections de base



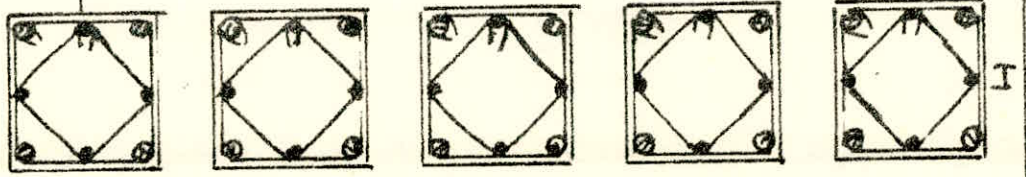
NIVEAU 1 - Sections en tête.



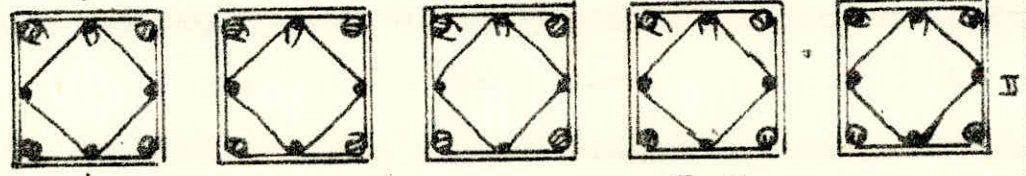
NIVEAU 2 - Sections en tête.



NIVEAU 3 - Section de base

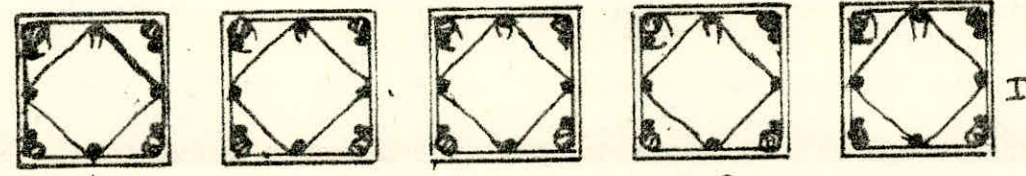


2-2

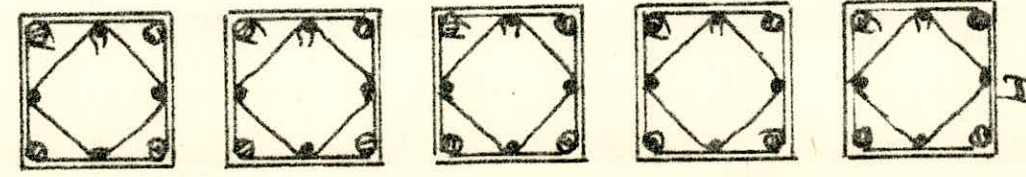


B-E

NIVEAU 3 - Section en fctc



2-2



F-F

II/ FERRAILLAGE DES POUTRES

Ayant déterminé les différentes combinaisons (1er genre et 2e genre) ; nous allons déduire les efforts les plus défavorables, tout en respectant qu'il existe une majoration de 50% au maximum entre les contraintes admissibles béton et acier du premier genre et celles du second genre.

D'après l'Article 15 (annexe) du C.C.BA 68 ; l'effort normal dans les poutres ne sera pas tenu compte. Elles seront calculées en flexion simple.

Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable ; on considère le maximum entre 1,5 F (sous SP) et F (sous SP2) où F représente le moment ou l'effort tranchant. Les résultats seront les suivants :

A) Portique Transversal

1 Moments Négatifs aux Appuis

| | | | | |
|---|--------|--------|--------|------------|
| 13,969 | 15,646 | 15,646 | 13,969 | NIVEAU III |
| D | E | I | M | |
| <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> | | | | |
| 23,698 | 26,192 | 26,192 | 23,698 | NIVEAU II |
| C | F | J | N | |
| <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> | | | | |
| 25,197 | 28,427 | 28,427 | 25,197 | NIVEAU I |
| B | G | K | O | |

(I) : Signifie que le moment est du 1er genre
par contre les autres sont du second genre

2-Moments en travée

| | | | | |
|---|-------|-------|---|------------|
| D | E | I | M | NIVEAU III |
| 8,864 | 6,115 | 8,864 | | |
| <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> | | | | |
| C | F | J | N | NIVEAU II |
| 7,706 | 6,766 | 7,706 | | |
| <hr style="border-top: 1px dashed black;"/> | | | | |
| B | G | K | O | NIVEAU I |
| 8,156 | 6,544 | 8,156 | | |

3-Moments Positifs

| | | | | | | | | | |
|--------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|-----|
| 4,178 | 3,613 | 3,183 | 3,234 | 3,201 | 3,234 | 3,183 | 3,613 | 4,178 | III |
| 8,199 | 7,148 | 6,881 | 6,68 | 6,592 | 6,68 | 6,881 | 7,148 | 8,199 | II |
| 10,071 | 11,857 | 9,339 | 9,298 | 8,527 | 9,298 | 9,339 | 11,857 | 10,071 | I |

Le Cheminement du calcul des armatures et la verification de toutes les conditions est :

I) Aciers longitudinaux

Nous adopterons pour le calcul la methode de CHARRON

on determine $\gamma = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot I^2}$ on lit dans le tableau 5 (annexes) sur

la ligne correspondant à γ ; les valeurs de E et de K.

calculer ensuite $A = \frac{M}{\sigma_a \cdot b}$; et verifier que (A=0)

Comparer le pourcentage des aciers sur toute la longueur de la poutre au pourcentage minimum 0,3% et aussi au pourcentage maximum 2,5% (art. 4.2.3.2.1. du R.P.A 81)

-Arrêt des barres longitudinales

Pour des raisons economiques : portée des Travées importante (7,20m) ; nous devons effectuer des arrêts des barres en respectant les conditions suivantes :

(voir γ et A)

mais ne pas oublier d'appliquer l'article 4.2.3.2.1 du R.P.A 81 qui exige que les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (sup. et inf.) d'une section minimale égale à

$$A' \geq \max \begin{cases} A_1/4 \\ A_2/4 \\ 3 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad A_4 \geq \max \begin{cases} A_1/4 \\ A_2/4 \\ 3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

N B : Dans notre cas l'article est applicable au portique transversal

Pour le sens longitudinal nous laisserons filer le premier lit (sup et inf) (Art 35, 31 du CCBA 68)

DISPOSITION PRATIQUE D'ARRET DE BARRES LONGITUDINALES.

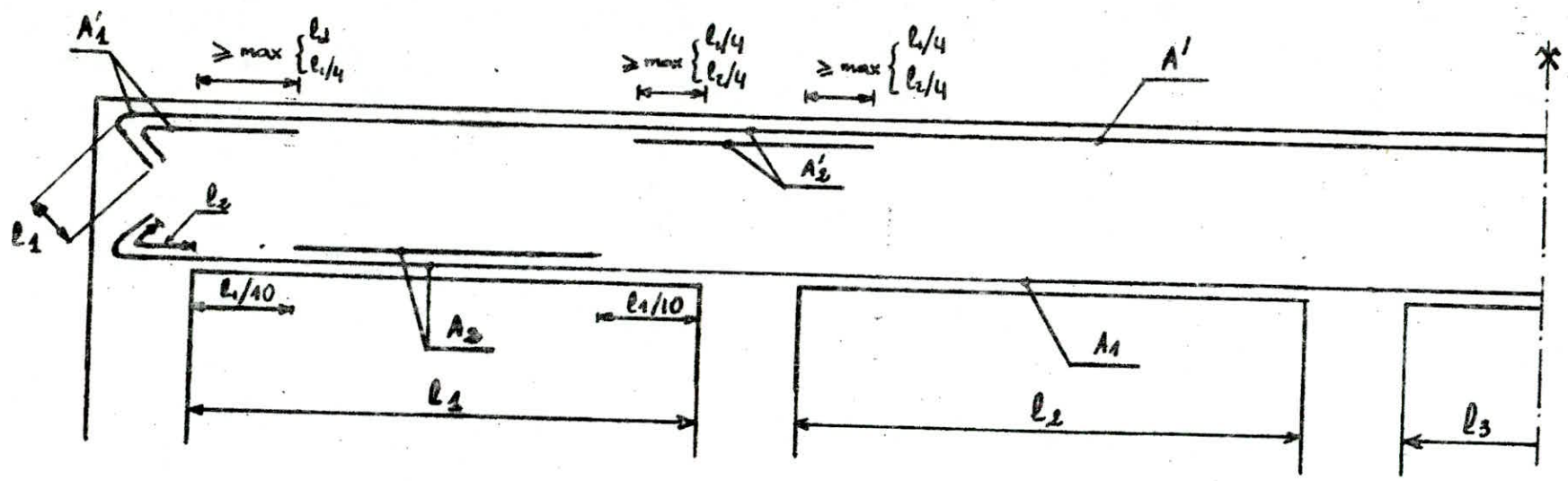


FIG : A

La longueur de scellement droit sera :

$$l_d = \frac{\Phi \bar{\sigma}_s}{4 \bar{\epsilon}_d}$$

Φ : diamètre de la barre concernée

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible de l'acier

$$\bar{\epsilon}_d = 1,25 \Psi_d^2 \bar{\sigma}_s$$

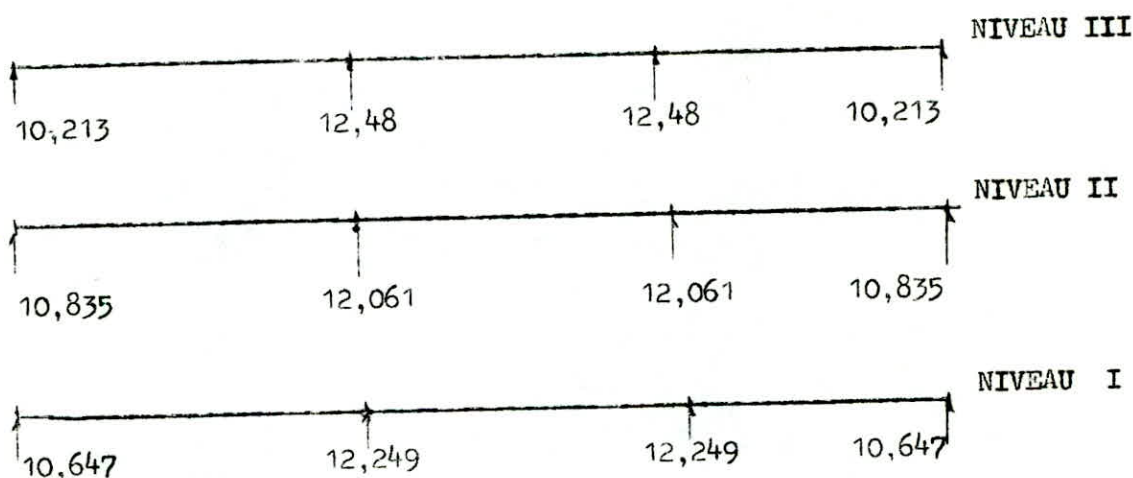
avec $\Psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \Psi_d$

Ψ_d = fiche d'agrement.

On prend $\Psi_d = 1,5$ pour les H A (coefficient de scellement droit).

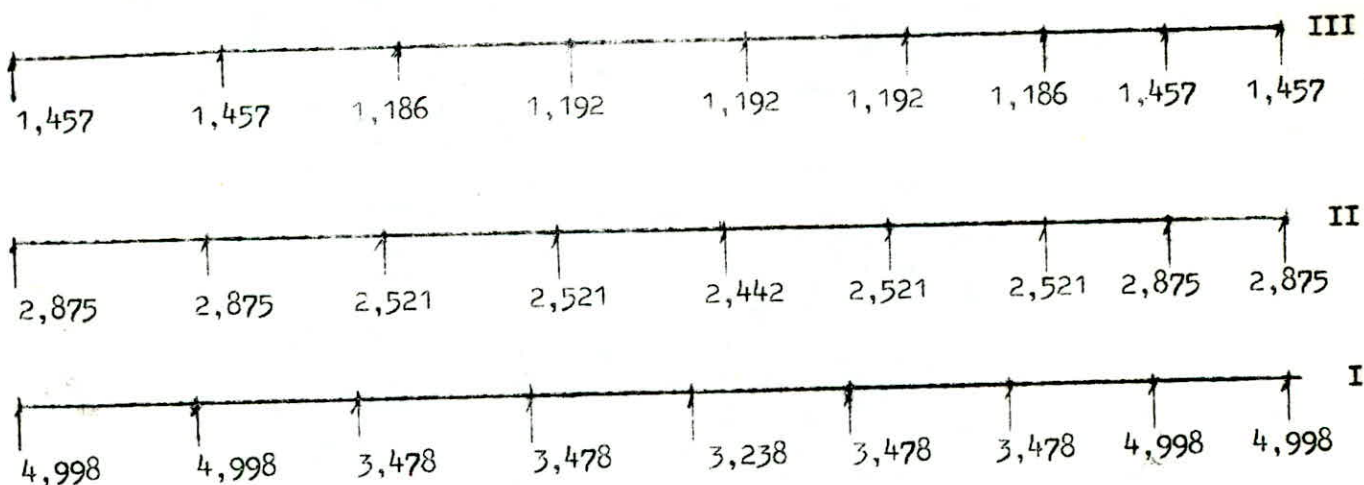
II) Efforts tranchants les plus défavorables (Art 4.2.22 du R.P.A 81)

A) Sens transversal



N.B Efforts tranchants du 1er genre

B) Sens longitudinal



Recouvrement des barres

Vu que les portiques (transversal et longitudinal) ont une grande portée respectivement (21,6 m et 28,8m) ; alors nous devons effectuer des coupures au niveau des armatures filantes ; pour assurer une continuité des efforts nous compterons sur la transmission par adhérence c'est à dire faire des recouvrements pouvant équilibrer la force de traction maximale des barres la longueur de recouvrement sera la suivante.

$$l_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_s}{4 \bar{\sigma}_c}$$

$$\bar{\sigma}_s = 1,25 \psi_s \bar{\sigma}_s$$



II) Armatures transversales

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum déterminé lors des combinaisons de chaque niveau et seront adaptée pour le niveau considéré.

- Calcul de la contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

b : largeur de la poutre

z : bras de levier = évalué forfaitement à $\frac{7}{8} h$

- Déterminer $\bar{\tau}_b$: $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_c$ si $\bar{\sigma}_c' \leq \bar{\sigma}_c \leq 2 \bar{\sigma}_c'$ (1)

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma_c'}{\bar{\sigma}_c}) \bar{\sigma}_c \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}_c \leq \sigma_c' \leq 2 \bar{\sigma}_c' \quad (2)$$

Dans notre cas nous prendrons (2)

- Vérifier si $\bar{\tau}_{bmax} \leq \bar{\tau}_b$ alors nous utiliserons des cadres et riers à 90° par rapport à la ligne moyenne.

Si non on utilisera des cadres et riers inclinés

Dans notre cas la condition est vérifiée.

-- Calcul de la contrainte admissible des aciers transversaux $\bar{\sigma}_{at}$:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (A.S.S.)}$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 - \frac{r_b}{9 \bar{\sigma}_c} \\ 2/3 \end{array} \right.$$

Nous avons supposé que les poutres ainsi que les chaînages ont été coulé sans reprise de bétonnage.

- Le Pourcentage minimale des aciers trasversaux et : $A_t = 0,003 t \cdot b$

t : espacement b : largeur de poutre

-Determination des espacements admissibles en s'inspirant de l'article 4.2.322 du R.P.A. 81

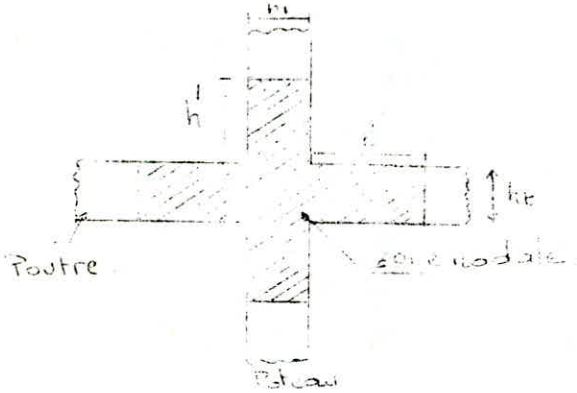
$$t \leq \min \left(\frac{h'}{2}, 12\phi \right) = \bar{t}$$

dans la zone nodale

$$t \leq h'/2 = \bar{t}$$

endehors de la zone nodale.

ϕ : c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales calculées



$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}, b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2h_e$$

h_e : hauteur entre le plafond et le plancher

b_1 : largeur du poteau

On determine la section d'acier necessaire A_t (par exp : 1 cadre + 1etrier = $2\phi 8$ et $2\phi 6$)
A l'aide de la formule suivante on determine t :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a}{T} \quad \text{et comparer cette valeur à } \bar{t}$$

N B Dans certain cas nous avons fait des paquets de 2 barres ; avec une distance d (entre axes de 2 barres) $\leq 1,57 \phi$ (ϕ - diamètre max)

pour $\phi = 20 \text{ mm}$ nous avons pris $d = 3 \text{ cm}$

pour $\phi = 16 \text{ mm}$ nous avons pris $d = 3 \text{ cm}$

pour $\phi = 14 \text{ mm}$ nous avons pris $d = 2 \text{ cm}$

III Verifications diverses

a) Transmission des efforts aux appuis

1 Appui de rive

L'effort tranchant max sur l'appui de rive est T ; la section minimale des armatures tendues en travée continues jusqu'à un appui simple doit pouvoir equilibrer un effort égal à l'effort tranchant, or d'après l'article 35-31 du CCBA 68 ; le premier lit est prolongé jusqu'aux appuis.

On doit vérifier que : $\sigma_a = \frac{T}{A} \leq \bar{\sigma}_a$

2-Appui Intermediaire

La section des armatures tendues en travée conduites jusqu'à un appui où le moment est M (en valeur algebrique) doit pouvoir équilibrer un effort égal à :

$$F = T + \frac{M}{z} \quad \text{avec } z = \frac{1}{8} h.$$

Si F est négatif alors on ne fera aucune verification : à l'ancrage et AL non necessaire.

SI F est positif alors on fera toutes les vérifications :

- vérification de la largeur d'appuis
- verification des AL } Calcul de l'ancrage

$$l_a \geq \frac{F}{A_s}$$

3-Calcul du crochet

Afin d'ancrer les armatures longitudinales dans les poteaux ; nous opterons pour l'ancrage par courbure. Le rayon minimum de la courbure est donné par la condition de non écrasement du beton :

$$r \geq 0.4 \phi \frac{\sigma_a}{f_{t0}} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \nu$$

d : Enrobage minimum

φ : Diamètre max des barres

σ_a: Contraintes dans les aciers

ν = 1 pour les barres isolées

ν = 5/3 pour 2 lits de barres

ν = 7/3 pour 3 lits de barres

Dans notre cas : ν = 1 ou ν = 5/3

la longueur du crochet est donné par la condition preconisée par le R.P.A 81

$$l_1 \geq 20 \phi \quad \text{et} \quad l_2 \geq 19 \times (30 \phi, 50 \text{cm}) \quad \text{- voir fig A.-}$$

Dans notre cas nous aurons :

| | | | |
|---------|----|----|----|
| φ (mm) | 20 | 16 | 14 |
| L1 (cm) | 45 | 35 | 30 |
| L2 (cm) | 65 | 55 | 55 |

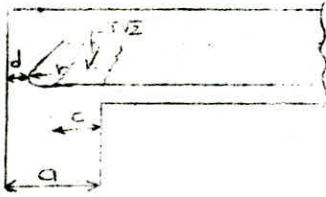
4-Verification de la largeur d'appui

On doit vérifier la condition suivante : $C \geq C_0$ avec

$$C = a - (d + r)$$

où C : c'est la largeur de bielle

$$C_0 = \frac{2T}{\bar{\sigma}_b \cdot b_0}$$



$\bar{\sigma}_b$: contrainte de compression dans la bielle du beton

b_0 : largeur de la poutre

T : effort franchant à l'appui considéré.

5-Condition de non fragilité (Art 52 du CCBA 68)

Pour cela on doit vérifier la condition suivante :

$$A \geq \max \begin{cases} A_0 \\ \min (A_1 ; A_2) \end{cases}$$

où :

A_0 = section d'acier correspondant à la sollicitation de calcul.

A_1 = section d'acier nécessaire pour resister aux sollicitations majorées de 20%

A_2 = section d'armatures pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration et la rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

A_2 est donné par la formule : $A_2 = 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} b \cdot h$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du beton de traction

σ_{en} : est la limite d'élasticité nominale de l'acier en traction

b : largeur de la poutre

h : hauteur utile de la poutre

6-Condition de flèche (Art. 61-21 CCBA 68)

Afin d'éviter la justification de la flèche ; on doit vérifier les 2 conditions suivantes :

$$- \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

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

M_t = Moment max en travée

M_0 = Moment de poutre isostatique

A = Section d'acier

l = Portée de la poutre (entree des poteaux)

Mais avant d'utiliser ces 2 formules on doit d'abord avoir la condition suivante :

$$\frac{h_T}{l} \geq \frac{1}{16}$$

7- Conditions de non entrainement des barres (Art. 29 CCBA 68)

Pour éviter l'entrainement des armatures sous l'effort de glissement longitudinal provoqué par T ; nous devons avoir :

$$\tau_d \leq \bar{\tau}_d$$

où τ_d est la contrainte d'adhérence

$\bar{\tau}_d$ est la contrainte admissible d'adhérence

$$\tau_d = \psi_d \bar{\tau} \quad \text{et} \quad \bar{\tau}_d = \frac{T_{max}}{P_u z}$$

- $\bar{\tau}$: Contrainte admissible du beton en fraction
- ψ_d : Coefficient de scèllement qui vaut 1,5 pour H A
- T_{max} : Effort franchant max
- P_u : Perimètre utile = $\pi \phi$ (dans notre cas)
- n : nombre de barres
- z : bras de levier = $\frac{7}{8} h$

$$\bar{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,92 = 17,76 \text{ Kg f/ cm}^2$$

8- Verification des contraintes :

La vérification se fera avec les differentes moments (positifs et négatifs) en considérant les armatures tendues et comprimées.

La méthode adoptée est celle de P. CHARRON :

connaissions : M ; A ; A' ; d ; d' et h on determine :

$$D = \frac{15}{b} (A + A') \quad E = \frac{30}{b} (A' d' + A h)$$

$$y = - D + \sqrt{D + E} \quad (\text{position de l'A.N})$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A' (y - d')^2 + 15 A (h - y)^2$$

$$K = \frac{M}{I}$$

$$\sigma'_t = K y < \bar{\sigma}'_t$$

$$\sigma'_t = 15 K (y - d') \leq \bar{\sigma}'_t$$

$$\sigma_c = 15 K (h - y) \leq \bar{\sigma}_c$$

$$\text{avec} \quad \bar{\sigma}'_t = 15 \bar{\sigma}'_t \left(1 - \frac{\delta'}{\alpha}\right) \\ \delta' = \frac{d'}{h}$$

9-Verification à la Fissuration :

Pour cela il faut déterminer 2 contraintes :

a) Fissuration Systematique

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\Phi} \frac{\tilde{\omega}_j}{1 + 10 \tilde{\omega}_j}$$

b) Fissuration systematique

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

Φ : designe le diamètre nominal exprimé en mm ; de la plus grosse barres tendues

η : Coef. de fissuration $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ pour adx} \\ \eta = 1,6 \text{ pour H A} \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du beton ; exprimée en bars

A : section d'acier tendue

B_j : section d'enrobage

$\tilde{\omega}_j$: $\frac{A}{B_j}$: pourcentage de fissuration

K : grandeur exprimée en bars - mm.

- K= 1510⁶ fissuration peu nuisible
- K= 10⁶ fissuration de zone tendue prejudiciable
- K= 0,510⁶ fissuration très prejudiciable

Pour notre cas on prendra K = 1,510⁶

et enfin on verifie que :

$$\sigma_2 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 2800 \text{ kgf/cm}^2 = 2745 \text{ bars.} \\ \sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{array} \right.$$

E) Calcul des aciers longitudinaux

A) Portique transversal.

Toutes les poutres ont une section rectangulaire : 30x55
 $A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$.

1- Moments Négatifs.

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (S.P.)}$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (S.F}_2\text{)}$$

on a pris $h = 51 \text{ cm}$.

| Niveaux | APPUIS | M (t.m) | $\bar{\sigma}_a$ (kgf/cm ²) | μ | ϵ | K | A (cm ²), calculée | A adoptée | σ'_b (kgf/cm ²) |
|---------|--------|---------|---|--------|------------|-------|-----------------------------------|--------------|------------------------------------|
| III | D | 13,969 | 4200 | 0,0639 | 0,8356 | 32,9 | 7,28 | 5 T14 | 127,7 |
| | E | 15,646 | 2800 | 0,1074 | 0,8705 | 23,6 | 12,59 | 3T14+3T20 | 118,6 |
| II | C | 23,638 | 4200 | 0,1085 | 0,8700 | 23,46 | 12,72 | 3T20+2T16 | 179 |
| | F | 26,132 | 4200 | 0,1133 | 0,8647 | 21,95 | 14,14 | 3T20+3T16 | 191,3 |
| I | B | 25,197 | 4200 | 0,1153 | 0,8668 | 22,53 | 13,57 | 3T20+3T14 | 186,4 |
| | G | 28,427 | 4200 | 0,1301 | 0,8603 | 20,8 | 15,43 | 3T20+3T16 | 201,9 |

2- Moments Positifs.

| Niveaux | APPUIS | M (t.m) | $\bar{\sigma}_a$ (kgf/cm ²) | μ | ϵ | K | A (cm ²), calculée | A adoptée | σ'_b (kgf/cm ²) |
|---------|--------|---------|---|--------|------------|------|-----------------------------------|--------------|------------------------------------|
| III | D | | | | | | | | |
| | E | | | | | | | | |
| II | C | 7,774 | 4200 | 0,0356 | 0,9193 | 46,3 | 3,95 | 3T20 | 89,6 |
| | F | 4,007 | 4200 | 0,0183 | 0,9405 | 69 | 1,99 | 3T20 | 60,9 |
| I | B | 11,156 | 4200 | 0,0511 | 0,9053 | 37,8 | 5,75 | 3T20 | 111 |
| | G | 5,852 | 4200 | 0,0268 | 0,9291 | 55,5 | 2,94 | 3T20 | 75,8 |

3 - Moments en travées

| Niveaux | Travées | M (t.m) | $\bar{\sigma}_a$ (kgf/cm ²) | μ | E | K | A (cm ²) calculée | A adopté | $\bar{\sigma}_b$ (kgf/cm ²) |
|---------|---------|---------|---|--------|--------|-------|-------------------------------|----------|---|
| III | E-I | 6,115 | 2800 | 0,0420 | 0,9411 | 41,2 | 4,7 | 5T14 | 68 |
| | D-E | 3,864 | 2800 | 0,0609 | 0,8917 | 33,9 | 6,91 | 5T14 | 82,6 |
| II | F-J | 6,766 | 2800 | 0,0465 | 0,9091 | 40 | 5,21 | 3T20 | 70 |
| | C-F | 7,706 | 2800 | 0,0529 | 0,9038 | 37 | 5,97 | 3T20 | 75,7 |
| I | G-K | 6,544 | 2800 | 0,0409 | 0,9104 | 40,8 | 5,03 | 3T20 | 68,6 |
| | B-G | 8,156 | 2800 | 0,0560 | 0,9014 | 35,72 | 6,34 | 3T20 | 78,33 |

B) Portique longitudinal:

Les chaînages ont une section rectangulaire de dimensions:

Niveau I : 30x55

$$A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$$

Niveaux II et III : 30x40

$$A_{min} = 3,24 \text{ cm}^2$$

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ $\bar{\sigma}_b = 206,6 \text{ kgf/cm}^2$ (solicitation du second genre).

1- Moments Negatifs:

| Niveaux | APPUIS | M (t.m) | $\bar{\sigma}_a$ (kgf/cm ²) | μ | E | K | A (cm ²) calculée | A adopté | $\bar{\sigma}_b$ (kgf/cm ²) |
|---------|--------|---------|---|--------|--------|-------|-------------------------------|-----------|---|
| III | D | 4,258 | 4200 | 0,0331 | 0,9158 | 44,4 | 3,08 | 3T14 | 94,6 |
| | E | 3,581 | 4200 | 0,0323 | 0,9221 | 49,2 | 2,57 | 3T14 | 85,4 |
| | I | 3,195 | 4200 | 0,0293 | 0,9259 | 52,5 | 2,28 | 3T14 | 80 |
| | M | 3,234 | 4200 | 0,0237 | 0,9256 | 52,2 | 2,31 | 3T14 | 80,5 |
| | Q | 3,201 | 4200 | 0,0234 | 0,9259 | 52,5 | 2,29 | 3T14 | 80 |
| II | C | 7,873 | 4200 | 0,0724 | 0,8899 | 30,4 | 5,86 | 3T16 | 138,2 |
| | F | 7,328 | 4200 | 0,0673 | 0,8934 | 31,3 | 5,42 | 3T16 | 131,7 |
| | J | 6,855 | 4200 | 0,0630 | 0,8863 | 33,2 | 5,06 | 3T16 | 126,5 |
| | N | 6,732 | 4200 | 0,0618 | 0,8871 | 33,6 | 4,96 | 3T16 | 125 |
| | R | 6,604 | 4200 | 0,0607 | 0,8880 | 34 | 4,86 | 3T16 | 123,5 |
| I | B | 15,131 | 4200 | 0,0633 | 0,8920 | 31,3 | 7,32 | 3T14+2T16 | 134,2 |
| | G | 8,353 | 4200 | 0,0440 | 0,9140 | 43,13 | 4,58 | 3T14 | 97,4 |
| | K | 9,482 | 4200 | 0,0434 | 0,9119 | 41,7 | 4,85 | 5T14 | 100,7 |
| | O | 8,959 | 4200 | 0,0410 | 0,9140 | 43,13 | 4,58 | 3T14 | 97,4 |
| | S | 8,807 | 4200 | 0,0403 | 0,9147 | 43,6 | 4,50 | 3T14 | 96,3 |

| NIVEAUX | APPUIS | M (t.m) | $F_L (kg/m^2)$ | μ | E | K | A (cm ²) calculée | A adoptée | $\sigma_b (kg/cm^2)$ |
|---------|--------|---------|----------------|--------|--------|-------|----------------------------------|--------------|----------------------|
| III | P | 4,178 | 4200 | 0,0384 | 0,9164 | 44,8 | 3,02 | 3T14 | 93,8 |
| | E | 3,613 | " | 0,0332 | 0,9218 | 48,9 | 2,59 | 3T14 | 85,9 |
| | I | 3,183 | " | 0,0292 | 0,9262 | 52,75 | 2,27 | 3T14 | 79,6 |
| | M | 3,234 | " | 0,0297 | 0,9256 | 52,25 | 2,31 | 3T14 | 80,5 |
| | Q | 3,201 | " | 0,0294 | 0,9259 | 52,25 | 2,29 | 3T14 | 80 |
| II | C | 8,199 | " | 0,0753 | 0,8881 | 29,7 | 6,11 | 3T16 | 141,44 |
| | F | 7,148 | " | 0,0657 | 0,8944 | 32,35 | 5,29 | 3T16 | 129,8 |
| | J | 6,881 | " | 0,0632 | 0,8961 | 33,1 | 5,08 | 3T16 | 127 |
| | N | 6,681 | " | 0,0614 | 0,8973 | 33,7 | 4,32 | 3T16 | 124,6 |
| | R | 6,592 | " | 0,0606 | 0,8980 | 34 | 4,86 | 3T16 | 123,5 |
| I | B | 10,071 | " | 0,0461 | 0,9094 | 40,2 | 5,17 | 5T14 | 104,5 |
| | G | 11,857 | " | 0,0543 | 0,9027 | 36,4 | 6,13 | 5T14 | 115,4 |
| | K | 9,339 | " | 0,0427 | 0,9125 | 42,1 | 4,78 | 5T14 | 99,8 |
| | O | 9,298 | " | 0,0426 | 0,9126 | 42,2 | 4,76 | 3T14 | 99,5* |
| | S | 8,527 | " | 0,039 | 0,9158 | 44,4 | 4,35 | 3T14 | 94,6. |

* Pour "O" on a tenu compte de aciers comprimés.

3) Moments en travées

Vu que les moments en travées sont très petits ; le plus d'entre-eux vaut :
 pour NIVEAU I : $M = 1,638 \text{ tm}$ nous donne une section d'armatures égale à $0,8 \text{ cm}^2$
 donc on prend $A_{min} = 4,59 \text{ cm}^2$

Pour niveau II le moment est de $0,436 \text{ tm}$ donc une section d'acier de $0,43 \text{ cm}^2$ de γ on prend $A_{min} = 3,24 \text{ cm}^2$.

Pour niveau III ; le moment vaut $0,321 \text{ tm}$ qui donne une section d'armatures de $0,22 \text{ cm}^2$ d'où on prend $A_{min} = 3,24 \text{ cm}^2$

Conclusion :

Pour le NIVEAU I on aura : 3 T 14

Pour le NIVEAU II on aura : 3 T 16

Pour le NIVEAU III on aura : 3 T 14

N.B En ce qui concerne les sections adoptées ; on a tenu compte de l'Article 4-2 3.21 du R.P.A 81 (pour le sens transversal)

II) Arrêt des barres longitudinales

A) Portique transversal

$$\bar{q}_g = 1,25 \times 4 \times \bar{q}_L = 1,25 \times (1,5)^2 \times 5,92 = 12,65 \text{ Kg f / cm}^2$$

1 Arrêt des chapeaux

$$l_1 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} l_d \\ l_1/4 \end{array} \right. \quad (\text{Appui de rive})$$

$$l_1 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} l_1/4 \\ l_2/4 \end{array} \right. \quad (\text{Appui intermediaire})$$

NIVEAU I

Appui de rive: $l_d = \frac{1,4 \times 2800}{4 \times 16,65} = 58,86 \text{ cm}$

$l_1 = 720 - 40 = 680 \text{ cm}$

$$\Rightarrow l_1 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 58,86 \text{ cm} \\ \frac{680}{4} = 170 \text{ cm} \end{array} \right.$$

preonms $l = 170 \text{ cm}$

Appui - Intermediaire:

$l_1 = l_2 = 720 - 40 = 680 \text{ cm} \Rightarrow l = 170 \text{ cm}$

Niveau II : Appui de rive:

$$l_d = \frac{1,6 \times 2800}{4 \times 16,55} = 67,26 \text{ cm} \Rightarrow l = 170 \text{ cm}$$

$l_1 = 680 \text{ cm}$

Appui Intermediaire: $l_1 = l_2 = 680 \text{ cm} \Rightarrow l = 170 \text{ cm}$

NIVEAU III

Appui de rive

$$l_d = \frac{1,4 \times 2800}{4 \times 16,65} = 58,86 \quad \left. \vphantom{l_d} \right\} \ell = 170 \text{ cm}$$

$$l_1 = 680 \text{ cm}$$

Appui Intermediaire

$$l_{d1} = 12 = 680 \text{ cm} \Rightarrow \ell = 170 \text{ cm}$$

2 Arrêt des armatures inferieures

Aux niveaux I et II , n'existe pas d'arrêts d'armatures.

Au NIVEAU III :

En travée seulement les bouts des barres sont à 1/10 des nus d'appuis
 $l = \frac{l_1}{10} = \frac{680}{10} = 68 \text{ cm}$ (voir fig 1)

Comme nous l'avons précisé précédemment ; on laisse filer les armatures superieures et inferieures et ceci grâce à l'Article 4.2 3.21 du R.P.A

$$A' \geq \max \begin{cases} A_1/4 \\ A_2/4 \\ 3 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad A_1 \geq \max \begin{cases} A_1/2 \\ A_2/4 \\ 3 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Dans notre cas

NIVEAU I

face superieure: $A'_1 = 3T 14 + 3 T 20 = 14,04 \text{ cm}^2$ (secteur calculée)
 $A = 3T 16 + 3 T 20 = 15,45$ (secteur calculée)

Les 3 T 20 que nous avons laissé filer suffisent largement.

face inferieure :

$$\left. \begin{array}{l} A'_1 = 14,04 \text{ cm}^2 \\ A_2 = 5T 14 = 7,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} A'_1 / 2 = 7,02 \text{ cm}^2 \\ A_2 / 4 = 1,925 \text{ cm}^2 \\ 3 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} A_1 = 7,02 \text{ cm}^2$$

Par une première approximation nous avons laissé filer 3 T 14 mais d'après A_1 cette section ne suffit pas on adoptera 3 T 20 qu'on laissera filer.

NIVEAU II :

$A'_1 = 2 T 16 + 3 T 20 = 13,44 \text{ cm}^2$ $A_2 = 5T14$ (calculée) : $A_2 = 3T20 + 3T16 = 15,40 \text{ cm}^2$

face supérieure :

$A'_1 / 4 = 3,36 \text{ cm}^2$
 $A'_2 / 2 = 7,70 \text{ cm}^2$
 3 cm^2 } $\Rightarrow A' = 3,86 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ les 3 T 20 qui filent : suffisent largement

face inférieure :

$A'_1 / 2 = 6,67 \text{ cm}^2$
 $A'_2 / 4 = 1,925 \text{ cm}^2$
 3 cm^2 } $\Rightarrow A_1 = 6,67 \text{ cm}^2$, la section d'acier que nous avons laissée au début (3T14) ne suffisent pas, on adoptera comme section d'armatures de 3T20 qui filera.

NIVEAU III

$A'_1 = 5T14 = 7,7 \text{ cm}^2$ $A'_2 = 3 T 14 + 3 T 20 = 14,04 \text{ cm}^2$

$A'_1 / 4 = 1,925 \text{ cm}^2$
 $A'_2 / 4 = 3,51 \text{ cm}^2$
 3 cm^2 } $\Rightarrow A' = 3,51 \text{ cm}^2$
les 3T14 que nous avons laissé filer suffisent

Pour la face inférieure on laissera filer 3 T 14.

3) Portique Longitudinal

$\bar{\epsilon}_d = 1,25 \psi_d \bar{\sigma}_b = 16,65 \text{ kg /cm}^2$

1- Arrêt des Chapeaux

NIVEAU I

Appui de rive

$l_d = \frac{1,6 \times 2800}{4 \times 1665} = 67,26 \text{ cm}$
 $l_1 = 360 - 40 = 320 \text{ cm}$ } $\Rightarrow l = 80 \text{ cm}$

Appui intermediaire

$$14 = 12 = 20 \Rightarrow l = 80 \text{ cm}$$

- Pour le niveau I on laissera filer 3 T 14, que ce soit la face superieure ou inferieure
- Pour le niveau II on laissera filer 3 T16; que ce soit la face superieure ou inferieure
- Pour le niveau III on laissera filer 3 T14 ; que ce soit la face superieure ou inferieure

III Recouvrements1 Sens Transversal

| Niveaux | ϕ (mm) | l_d (cm) | l_r (cm) |
|---------|-------------|------------|------------|
| III | 14 | 58,86 | 25 |
| I | 20 | 84 | 35 |
| I | 20 | 84 | 35 |

2. Sens longitudinal.

| Niveaux | ϕ (mm) | l_d (cm) | l_r (cm) |
|---------|-------------|------------|------------|
| III | 14 | 58,86 | 25 |
| II | 16 | 67,3 | 30 |
| I | 14 | 58,86 | 25 |

2. Sans longitudinal

| Niveaux | APPUIS | T (t) | z (cm) | b (cm) | E _s (N/mm ²) | E _{sc} (N/mm ²) | A _s (cm ²) | t Adoptés (cm) | | E (cm) | |
|---------|--------|-------|--------|--------|-------------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|----------------|----|--------|------|
| | | | | | | | | B-C | EN | EC | EN |
| III | D et E | 4,457 | 34,5 | 30 | 4,54 | 2334 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| | I | 4,86 | 34,5 | 30 | 4,26 | 2343 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| | M et Q | 4,492 | 34,5 | 30 | 4,26 | 2343 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| II | C et F | 2,875 | 34,5 | 30 | 3,04 | 2263 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| | J et N | 2,524 | 34,5 | 30 | 2,67 | 2280 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| | R | 2,442 | 34,5 | 30 | 2,58 | 2284 | 2,04 | 20 | 10 | 20 | 10 |
| I | B et G | 4,998 | 44,63 | 30 | 5,13 | 2292 | 2,04 | 20 | 10 | 27,5 | 12,7 |
| | K et O | 3,418 | 44,63 | 30 | 2,6 | 2280 | 2,04 | 20 | 10 | 27,5 | 12,7 |
| | S | 3,258 | 44,63 | 30 | 2,42 | 2291 | 2,04 | 20 | 10 | 27,5 | 12,7 |

V Verifications Diverses

A) Portique transversal.

1- Transmission des efforts aux Appuis.

a) Appui de rive :

| Niveaux | T (t) | A (cm ²) | $\bar{\sigma}_a$ (N/mm ²) | σ_a (N/mm ²) |
|---------|--------|----------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| III | 10,213 | 4,62 | 2800 | 2211 |
| II | 10,835 | 9,42 | 2800 | 1150 |
| I | 10,647 | 9,42 | 2800 | 1130 |

Donc dans tous les cas $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$

b) APPUI - INTERMEDIAIRE

| Niveaux | T _{max} (t) | M (t.m) | z (m) | T + $\frac{M}{z}$ (t) | Conclusion |
|---------|----------------------|---------|-------|-----------------------|------------------|
| III | 12,48 | -15,646 | 0,446 | -22,6 | Rien à vérifier |
| II | 12,061 | -15,105 | 0,446 | -21,8 | Rien à vérifier |
| I | 12,249 | -15,336 | 0,446 | -22,6 | Rien à vérifier. |

IV Armatures transversales.

1 - Sens Transversal.

Nous avons pris des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne ;

$$\bar{\sigma}_b = (4,5 - \frac{137,7}{68,9}) 5,92 = 14,8 \text{ kgf/cm}^2.$$

En ce qui concerne les armatures transversales nous avons opté pour 1 cadre $\phi 8$ et 1 étrier $\phi 8$.

| Niveau | APPUIS | T (t) | z (cm) | b (cm) | $\bar{\sigma}_b$ (kgf/cm ²) | $\bar{\sigma}_{at}$ (kgf/cm ²) | At (cm ²) | t adopté (cm) | | E (cm) | |
|--------|--------|--------|--------|--------|---|--|-----------------------|---------------|-----|--------|------|
| | | | | | | | | z.c | z.N | z.c | z.N |
| III | E | 12,480 | 44,63 | 30 | 9,32 | 1992 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |
| | D | 40,213 | 44,63 | 30 | 7,63 | 2064 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |
| II | F | 12,061 | 44,63 | 30 | 9,01 | 1992 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |
| | C | 10,835 | 44,63 | 30 | 8,09 | 2042 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |
| I | G | 12,249 | 44,63 | 30 | 9,15 | 1992 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |
| | B | 10,647 | 44,63 | 30 | 7,95 | 2042 | 2,01 | 20 | 10 | 27,5 | 13,7 |

z.c = zone courante.
z.N = zone nodale.

c) Calcul du crochet:

Dans notre cas, on a soit des barres isolées : $\gamma = 1$
 soit 2 lits de barres : $\gamma = 5/3$

| Niveau | ϕ (mm) | d (cm) | γ | σ_s (kgf/cm ²) | r (cm) calculé | r (cm) adopté |
|--------|-------------|--------|----------|-----------------------------------|----------------|---------------|
| III | 14 | 2,5 | 1 | 2244 | 7 | 12 |
| | 14 | | 5/3 | | 44,7 | |
| II | 20 | 2,5 | 1 | 4450 | 6 | 10 |
| | 20 | | 5/3 | | 40 | |
| I | 20 | 2,5 | 1 | 4430 | 5,9 | 10 |
| | 20 | | 5/3 | | 9,83 | |

d) Largeur d'appui:

| Niveau | T(t) | b ₀ (cm) | c ₀ (cm) | a (cm) | d (cm) | r (cm) | c (cm) | c > c ₀ |
|--------|--------|---------------------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------------------|
| III | 10,213 | 30 | 9,9 | 40 | 2,5 | 12 | 25,5 | OUI |
| II | 10,835 | 30 | 10,5 | 40 | 2,5 | 10 | 27,5 | OUI |
| I | 10,647 | 30 | 10,3 | 40 | 2,5 | 10 | 27,5 | OUI |

e) Condition de non entrainement des barres.

| Niveau | T(t) | z (cm) | ϕ (mm) | n | $\bar{\sigma}_s$ (kgf/cm ²) | $E_d \leq \bar{\sigma}_s$ |
|--------|--------|--------|-------------|---|---|---------------------------|
| III | 12,48 | 44,63 | 20 | 3 | 14,86 | OUI |
| II | 12,061 | 44,63 | 20 | 3 | 14,34 | OUI |
| I | 12,249 | 44,63 | 20 | 3 | 14,56 | OUI |

$\bar{\sigma}_s = 17,76 \text{ kgf/cm}^2$.

V Verifications diverses:

A) Portique transversal,

a) Appui de rive:

| Niveaux | T (t) | A (cm ²) | $\bar{\sigma}_a$ | |
|---------|--------|----------------------|------------------|------|
| III | 10,213 | 6,62 | 2800 | 2211 |
| II | 10,835 | 9,42 | 2800 | 1150 |
| I | 10,647 | 9,42 | 2800 | 1130 |

donc dans tous les cas:
 $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$.

b) Appui intermediaires:

| Niveau | T (t) | M (t.m) | Z (m) | $T + \frac{M}{Z}$ (t) | Conclusion |
|--------|--------|---------|-------|-----------------------|-----------------|
| III | 12,48 | -15,666 | 0,666 | -22,6 | rien à vérifier |
| II | 12,061 | -15,105 | 0,666 | -21,8 | rien à vérifier |
| I | 12,269 | -15,336 | 0,666 | -22,4 | rien à vérifier |

c) Calcul du Crochet:

Dans notre cas on soit des barres isolées $\nu = 1$
ou 2 lits de barres $\nu = 5/3$.

| niv ^x | ϕ (mm) | d (cm) | ν | $\bar{\sigma}_a$ | r (cm) calculé | r (cm) adopté |
|------------------|-------------|--------|-------|------------------|------------------|-----------------|
| III | 14 | 2,5 | 1 | 2211 | 7 | 12 |
| | 14 | | 5/3 | | 11,7 | |
| II | 20 | 2,5 | 1 | 1150 | 6 | 10 |
| | 20 | | 5/3 | | 10 | |
| I | 20 | 2,5 | 1 | 1130 | 5,9 | 10 |
| | 20 | | 5/3 | | 9,83 | |

d) Largeur d'appui:

| Niveaux | T (t) | b_0 (cm) | C_0 (cm) | a (cm) | d (cm) | r (cm) | c (cm) | $c > c_0$ |
|---------|--------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|-----------|
| III | 10,213 | 30 | 9,9 | 40 | 2,5 | 12 | 25,5 | oui |
| II | 10,835 | 30 | 10,5 | 40 | 2,5 | 12 | 27,5 | oui |
| I | 10,647 | 30 | 10,3 | 40 | 2,5 | 12 | 27,5 | oui |

3) Conditions de non fragilitéPrenons $A_0 = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

$$A_1 = 5,54 \text{ cm}^2$$

En définitive la section minimale A d'armature longitudinale susceptible d'être tendue est au moins égale à A :

$$A \geq \max \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

Cette condition est vérifiée pour toutes les poutres vu qu'on a pris pour A_0 la plus faible section que l'on puisse trouver aux différents niveaux. (la section des poutres est identiques).

4) Condition de fleche

$$l = 720 - 40 = 680 \text{ cm} ; ht \geq \frac{l}{16} = \frac{680}{16} = 4,25 \text{ cm (c'est vérifié)}$$

puisque $ht = 55 \text{ cm}$ dans notre cas.

la condition $A \leq \frac{43}{4200} \times 30 \times 51 = 15,66 \text{ cm}^2$ est vérifiée en chaque section des

poutres. Posons : $K = \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$

| Niveaux | M_t (t.m) | M_0 (t.m) | l (cm) | k (cm) | $ht \geq k$ |
|---------|-------------|-------------|----------|----------|-------------|
| III | 8,864 | 23,035 | 680 | 26,2 | oui |
| II | 7,706 | 32,654 | 680 | 16,25 | oui |
| I | 8,156 | 25,852 | 680 | 21,45 | oui |

Conclusion :

Vu que les 2 conditions sont remplies alors il ne sera pas utile de justifier les fleches.

V

Moments négatifs aux Appuis

| Niveaux | M(k.m) | A(cm ²) | A'(cm ²) | d'(cm) | h(cm) | D | E | y(cm) | I(cm ⁴) | K | σ'_b | σ'_a | σ_a | $\bar{\sigma}_a$ | Appuis |
|---------|--------|---------------------|----------------------|--------|-------|-------|-------|-------|---------------------|------|-------------|-------------|------------|------------------|--------|
| III | 15,646 | 14,04 | 4,62 | 3,3 | 50 | 9,33 | 717,2 | 19 | 288058 | 5,43 | 103,2 | 1279 | 2525 | 1741 | E |
| | 9,313 | 7,7 | 4,62 | 3,3 | 51 | 6,16 | 408 | 15 | 192924 | 4,83 | 72,5 | 848 | 2608 | 1747 | D |
| II | 17,461 | 15,45 | 9,42 | 3,6 | 50 | 12,44 | 806,4 | 18,56 | 324636 | 5,38 | 100 | 1207 | 2537 | 1711 | F |
| | 15,799 | 13,44 | 9,42 | 3,6 | 50 | 11,43 | 705,9 | 17,49 | 293863 | 5,38 | 94,1 | 1121 | 2624 | 1711 | C |
| I | 18,951 | 15,45 | 9,42 | 3,6 | 50 | 12,44 | 806,4 | 18,56 | 324636 | 5,84 | 108,4 | 1311 | 2754 | 1711 | G |
| | 16,798 | 14,04 | 9,42 | 3,6 | 50 | 11,73 | 735,9 | 17,82 | 303247 | 5,54 | 98,67 | 1181 | 2677 | 1711 | B |

NB: Tous les moments ont été transformé sous SP, (on divise par 1,5 les sollicitations de (SP₂)). $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ - $\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$. les contraintes sont données en kgf/cm².

Moments Positifs aux Appuis.

| Niveaux | M(k.m) | A(cm ²) | A'(cm ²) | d'(cm) | h(cm) | D | E | y(cm) | I(cm ⁴) | K | σ'_b | σ'_a | σ_a | $\bar{\sigma}_a$ | Appuis |
|---------|--------|---------------------|----------------------|--------|-------|-------|-------|-------|---------------------|------|-------------|-------------|------------|------------------|--------|
| III | | 14,04 | 4,62 | | | | | | | | | | | | E |
| | | 7,7 | 4,62 | | | | | | | | | | | | |
| II | 4,671 | 9,42 | 15,45 | 5 | 54,4 | 12,44 | 564,4 | 14,32 | 243772 | 1,1 | 16 | 154 | 612 | 1587 | D |
| | 5,153 | 9,42 | 13,44 | 4,5 | 54,4 | 11,43 | 544,7 | 14,56 | 243039 | 2,13 | 31 | 322 | 1177 | 1635 | C |
| I | 5,201 | 9,42 | 15,45 | 5 | 54,4 | 12,44 | 564,4 | 14,32 | 243772 | 1,6 | 22,9 | 209,7 | 890 | 1587 | G |
| | 5,201 | 9,42 | 14,04 | 4,6 | 54,4 | 11,73 | 548,8 | 14,5 | 243523 | 3,05 | 44,2 | 453 | 1688 | 1625 | B |

5) Vérification des contraintes.

- En travée

Les contraintes seront vérifiées vu que les moments sont faibles et que la section d'acier est importante.

6- Vérification des contraintes à la fissuration
- Aux Appuis.

| Niveaux | A (cm ²) | B _s (cm ²) | $\bar{\omega}_f$ | σ_1 (bars) | σ_2 (bars) | C (bars) | $\sigma_a \leq C$ |
|---------|----------------------|-----------------------------------|------------------|-------------------|-------------------|----------|-------------------|
| III | 14,04 (3T20+3T12) | 297 | 0,0433 | 3853 | 2002 | 2745 | OUI |
| II | 15,45 (3T20+3T12) | 300 | 0,0515 | 4079 | 2002 | 2745 | OUI |
| I | 15,45 (3T20+3T12) | 300 | 0,0515 | 4079 | 2002 | 2745 | OUI |

avec: $C = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2745 \text{ bars} \\ \bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{cases}$

- En travée

| Niveaux | A (cm ²) | B _s (cm ²) | $\bar{\omega}_f$ | σ_1 (bars) | σ_2 (bars) | C (bars) | $\sigma_a \leq C$ |
|---------|----------------------|-----------------------------------|------------------|-------------------|-------------------|----------|-------------------|
| III | 7,7 (5T14) | 258 | 0,0298 | 3936 | 2393 | 2745 | OUI |
| II | 9,42 (3T20) | 216 | 0,0436 | 3643 | 2002 | 2745 | OUI |
| I | 9,42 (3T20) | 216 | 0,0436 | 3643 | 2002 | 2745 | OUI |

B) PORTIQUE LONGITUDINAL

1. TRANSMISSION DES EFFORTS AUX APPUIS.

a) APPUI DE RIVE.

| Niveaux | T (t) | A (cm ²) | $\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²) | σ_a (kg/cm ²) |
|---------|-------|----------------------|--|----------------------------------|
| III | 4,457 | 4,62 | 2800 | 315,4 |
| II | 2,875 | 6,03 | 2800 | 477 |
| I | 4,938 | 7,7 | 2800 | 649 |

b) APPUI INTERMEDIAIRE.

| Niveaux | T _{max} (t) | M (t.m) | l (m) | T _{0/2} (t) | Conclusion |
|---------|----------------------|---------|-------|----------------------|-----------------|
| III | 4,457 | -2,134 | 0,330 | -5 | Rien à vérifier |
| II | 2,875 | -4,395 | 0,330 | -10,44 | Rien à vérifier |
| I | 4,938 | -5,973 | 0,446 | -8,394 | Rien à vérifier |

On a pris le cas extrême pour chaque niveau ; c'est à dire : T_{max} et M_{min} se trouvant au niveau considéré.

c) Calcul du Crochet :

$r_{min} = 5,5 \phi_{max}$

| Niveaux | ϕ (mm) | d (cm) | ν | $\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²) | r (cm) calculé | r (cm) adopté |
|---------|-------------|--------|-------|--|----------------|---------------|
| III | 14 | 2,5 | 1 | 315,4 | 1 | 10 |
| II | 16 | 2,5 | 1 | 477 | 4,82 | 10 |
| I | 14 | 2,5 | 5/3 | 649 | 3,43 | 10 |
| | 16 | | 5/3 | | 4,12 | |

Dans tous les cas nous avons pris le rayon min.

d-Largeur d'appui

| Niveau | T (t) | b_0 (cm) | c_0 (cm) | a (cm) | d (cm) | r (cm) | e (cm) | $c \geq c_0$ |
|--------|-------|------------|------------|----------|----------|----------|----------|--------------|
| III | 1,457 | 30 | 4,41 | 40 | 25 | 10 | 27,5 | OUI |
| II | 2,875 | 30 | 2,78 | 40 | 25 | 10 | 27,5 | OUI |
| I | 4,998 | 30 | 4,84 | 40 | 25 | 10 | 27,5 | OUI |

2-Condition de non fragilité :

$$A = 0,69 \frac{5,92}{4200} \times 30 h = 0,029 h.$$

NIVEAU I

$$A_0 = 3T14 = 4,6 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_1 = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,029 \times 52,5 = 1,52 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \max (A_0 ; A_2) = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

NIVEAU II

$$A_0 = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_1 = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,029 \times 37,5 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc : } A \geq \max (A_0 ; A_2) = 6,03 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

NIVEAU III

$$A_0 = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ d'où } A_1 = 5,54 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,029 \times 37,5 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc : } A \geq \max (A_0 ; A_2) = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ (verifiée)}$$

3-Condition de fleche

$$l_1 = 360 - 40 = 320 \text{ cm} ; ht \geq \frac{320}{16} = 20 \text{ cm (verifiée puisque)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} ht = 55 \text{ cm Niveau I} \\ ht = 40 \text{ cm Niveau I et II.} \end{array} \right.$$

$$A \leq \frac{43}{4200} \times 30 \times 52,5 = 16,13 \text{ cm}^2 \quad \text{(verifiée pour le niveau I)}$$

$$A \leq \frac{43}{4200} \times 30 \times 37,5 = 11,52 \text{ cm}^2 \quad \text{(verifiée pour les niveaux I et II)}$$

Pour simplifier les calculs, nous prendrons $M_E = M_0$ (cas extrême)
d'où $\frac{M_E}{M_0} = 1$ alors $ht \geq \frac{l_1}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$ ce qui est largement vérifié.



4) Condition de non entrainement des barres.

| Niveaux | T (t) | z (cm) | Φ (mm) | n | Σ _i (kgf/cm ²) | Σ _i ≤ Σ _{ij} |
|---------|-------|--------|--------|---|---------------------------------------|----------------------------------|
| III | 1,457 | 32,8 | 14 | 3 | 3,37 | oui |
| II | 2,875 | 32,8 | 16 | 3 | 5,82 | oui |
| I | 4,998 | 44,63 | 14 | 5 | 5,1 | oui |
| | | | | 3 | 8,5 | |

5) Verification des contraintes:

- Moments en travée.

les moments sont très faibles en travée; les sections d'acier sont importantes; alors les contraintes sont largement vérifiées.

exp: $M_{max} = 1,092 \text{ t.m}$ (c'est le plus grand de tous les niveaux).

$$A = A' = 4,62 \text{ cm}^2.$$

$$d = d' = 3,3 \text{ cm.} \quad h = 54,7 \text{ cm.}$$

$$D = 4,62 \quad E = 254 \quad y = 11,97 \text{ cm} \quad I = 131748 \text{ cm}^4$$

$$k = 0,83.$$

$$\sigma'_b = 9,945 \text{ kgf/cm}^2 \ll 137,7 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\sigma'_a = 108 \text{ kgf/cm}^2 < 1752 \text{ kgf/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 495 \text{ kgf/cm}^2 \ll 2800 \text{ kgf/cm}^2.$$

- Moments négatifs aux Appuis

| Niveaux | Appuis | η (t.m) | A(caf) | A'(caf) | d'(cm) | h(cm) | D | E | y(cm) | I(cm ⁴) | K | σ_b | σ_a | $\bar{\sigma}_a$ | σ_m |
|---------|--------|--------------|--------|---------|--------|-------|------|-------|-------|---------------------|------|------------|------------|------------------|------------|
| III | | 2,839 | 4,62 | 4,62 | 3,3 | 36,7 | 4,62 | 185 | 9,74 | 62484 | 4,54 | 44 | 439 | 1623 | 1836 |
| II | | 5,253 | 6,03 | 6,03 | 3,4 | 36,6 | 6,03 | 241 | 10,62 | 77743 | 6,76 | 71,8 | 732 | 1607 | 2634 |
| I | B | 10,087 | 8,64 | 7,7 | 4 | 51 | 8,14 | 471,4 | 15,03 | 215687 | 4,68 | 70,34 | 774 | 1680 | 2525 |
| | G | 5,973 | 4,62 | 7,7 | 4 | 51,7 | 6,16 | 269,7 | 14,58 | 133629 | 4,47 | 50,9 | 495 | 1685 | 2703 |
| | K | 6,321 | 7,7 | 7,7 | 4 | 51 | 7,7 | 420,5 | 14,27 | 197061 | 3,21 | 45,8 | 494,5 | 1680 | 1769 |
| | O | 5,973 | 4,62 | 4,62 | 3,3 | 51,7 | 4,62 | 254 | 14,97 | 131748 | 4,53 | 67,8 | 589 | 1752 | 2700 |

- Moments Positifs aux Appuis.

| Niveaux | Appuis | η (t.m) | A(caf) | A'(caf) | d'(cm) | h(cm) | D | E | y(cm) | I(cm ⁴) | K | σ_b | σ_a | $\bar{\sigma}_a$ | σ_m |
|---------|--------|--------------|--------|---------|--------|-------|------|-------|-------|---------------------|------|------------|------------|------------------|------------|
| III | | 2,785 | 4,62 | 4,62 | 3,3 | 36,7 | 4,62 | 185 | 9,74 | 62484 | 4,46 | 43,4 | 431 | 1623 | 1804 |
| II | | 5,466 | 6,03 | 6,03 | 3,4 | 36,6 | 6,03 | 241 | 10,62 | 77743 | 7,03 | 75 | 761 | 1609 | 2740 |
| I | B | 6,914 | 7,7 | 8,64 | 4 | 51 | 8,17 | 471,3 | 14,06 | 198517 | 3,38 | 47,5 | 510 | 1680 | 1873 |
| | G | 7,905 | 7,7 | 4,62 | 3,3 | 51 | 6,16 | 269,8 | 14,96 | 192923 | 4,1 | 61,3 | 717 | 1747 | 2216 |
| | K | 6,226 | 7,7 | 7,7 | 4 | 51 | 7,7 | 420,5 | 14,27 | 197061 | 3,16 | 45,1 | 487 | 1680 | 1744 |

les contraintes sont exprimées en kgf/cm².
 Pour les Niveaux II et III on a vérifié avec le moment max
 du niveau considéré (même section des poutres).

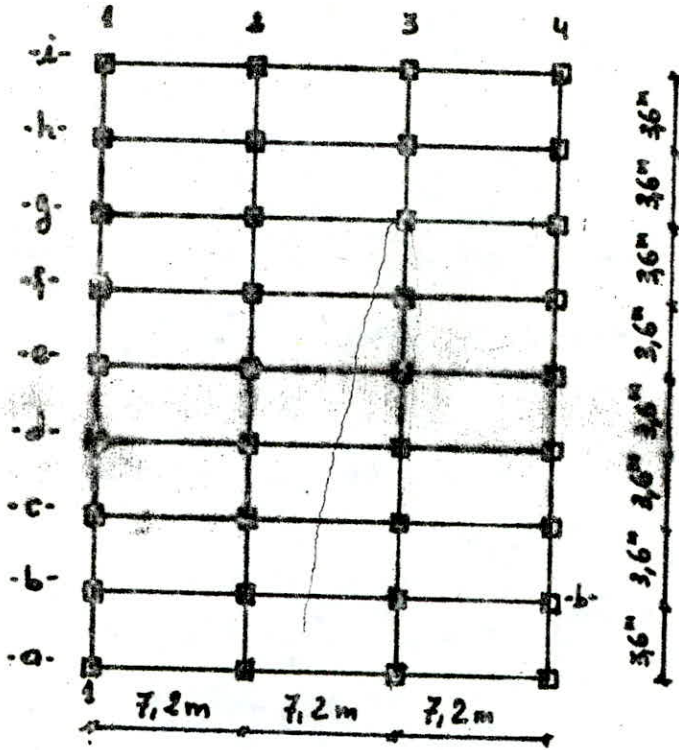
~~146~~

6) Vérification à la Fissuration.- Aux Appuis et en travée

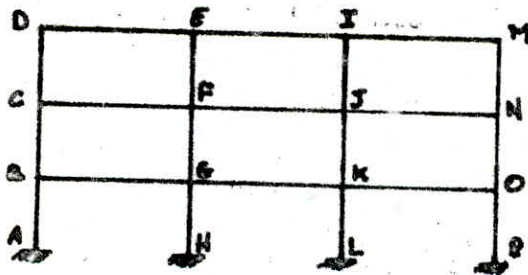
| Niveaux | S (m ²) | Q_f (enf) | \bar{w}_f | σ_1 (bars) | σ_2 (bars) | C (bars) | $\sigma_a \leq C$ |
|---------|-----------------------|-------------|-------------|-------------------|-------------------|------------|-------------------|
| III | 62 | 198 | 0,0241 | 3329 | 2418 | 2745 | OUI |
| II | 03 | 204 | 0,0296 | 3426 | 2262 | 2745 | OUI |
| I | 64 | 258 | 0,0335 | 3764 | 2262 | 2745 | OUI |

$$-C = \min \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2745 \text{ bars.} \\ \sigma_f = \max(\sigma_1; \sigma_2). \end{cases}$$

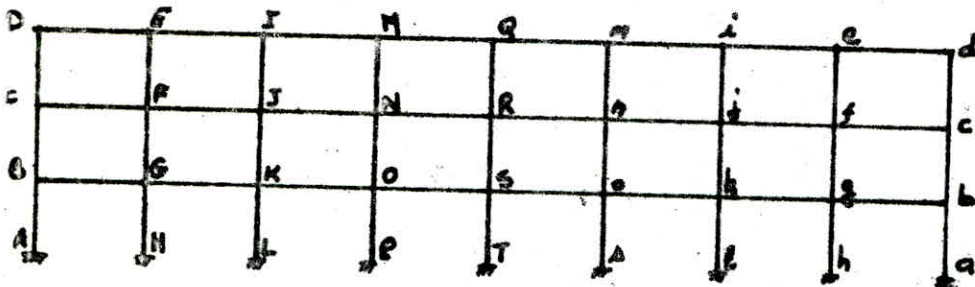
PORTIQUES PRIS POUR LE CALCUL DE POUTRES ET CHAINAGES.



Schema d'un plancher



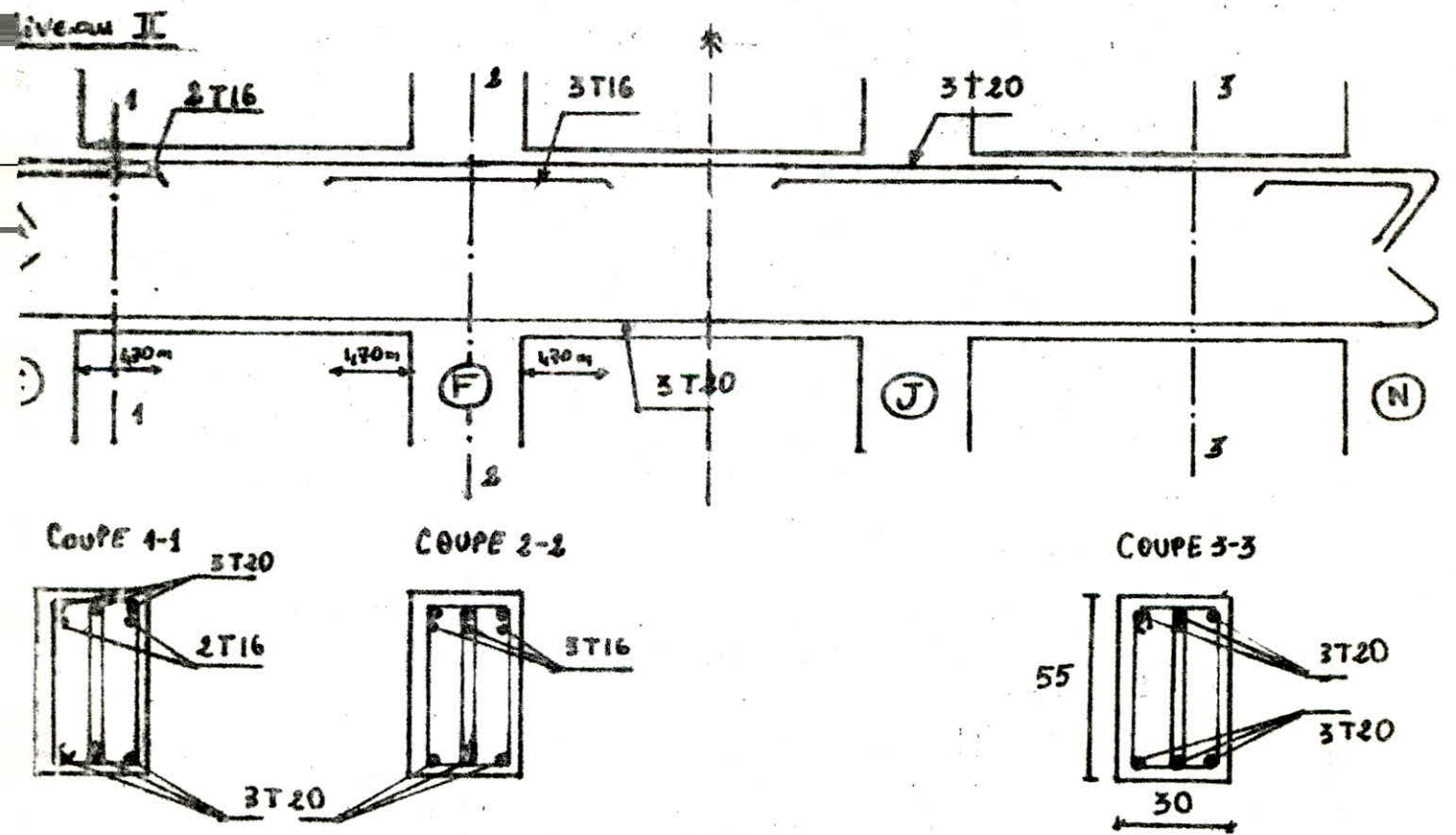
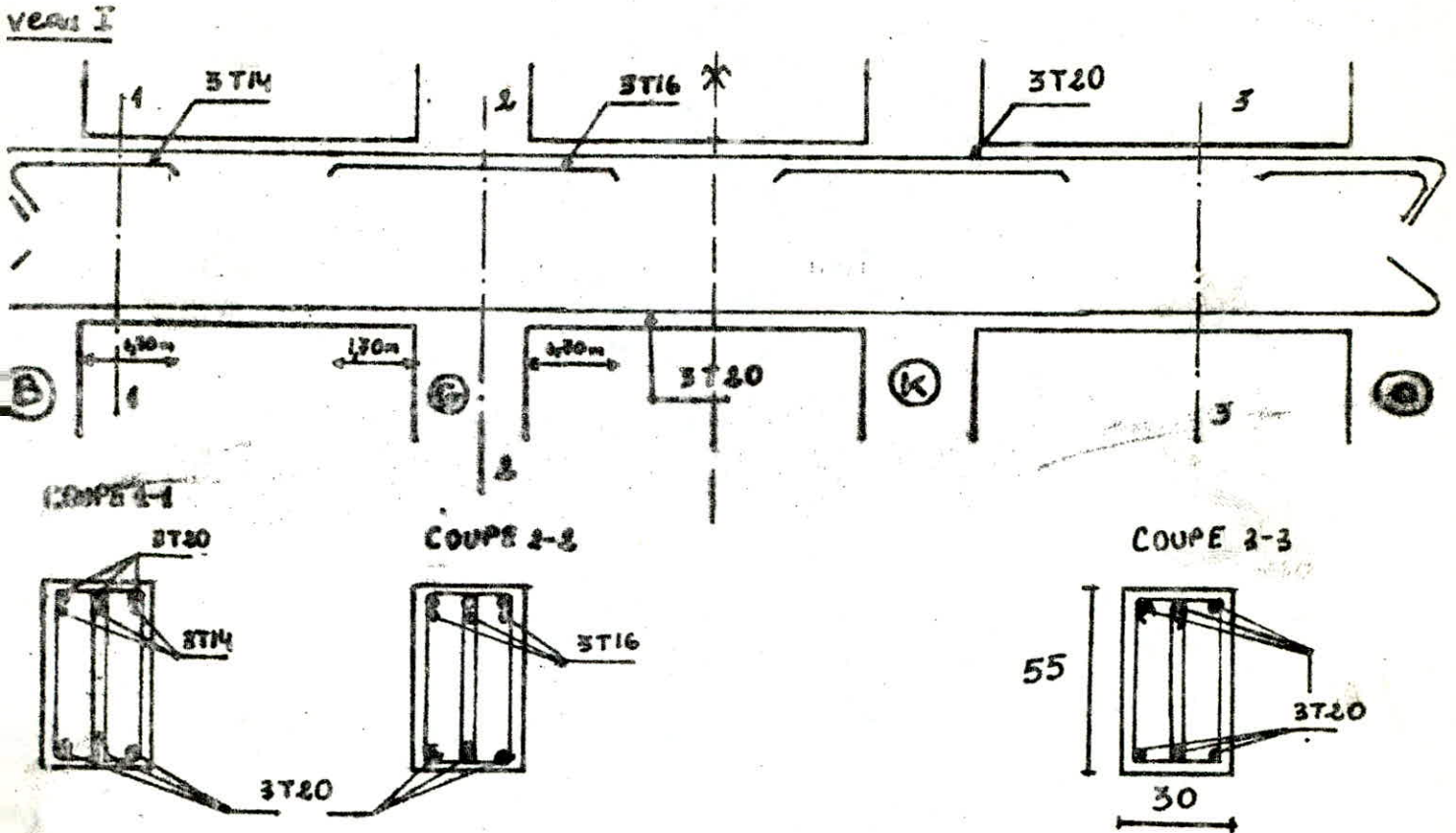
PORTIQUE INTERMEDIAIRE (b-b)



PORTIQUE DE RIVE (1-1)

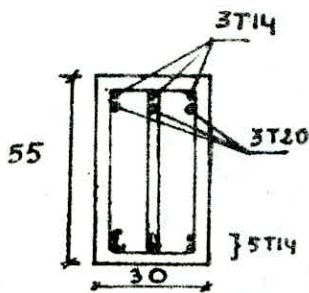
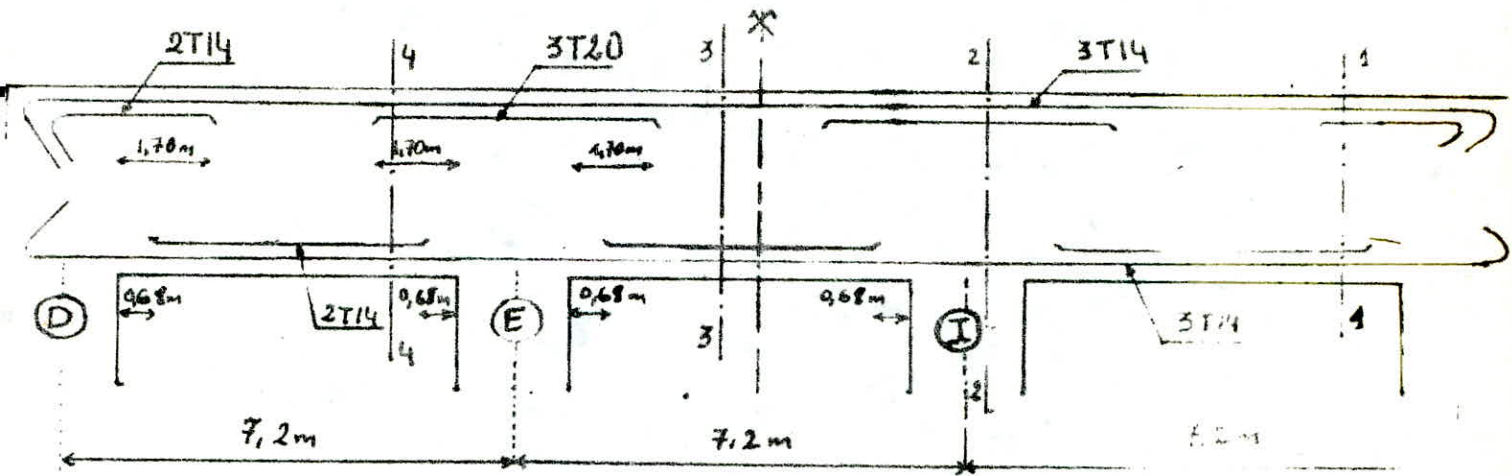
Ferraillage des Poutres.

-149-

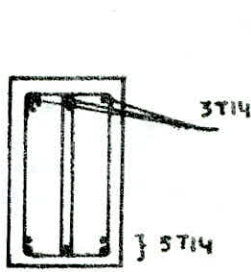


Pour les aciers transversaux nous avons pris 1 cadre $\phi 8$ et un étrier $\phi 8$ et ceci dans tous les cas.

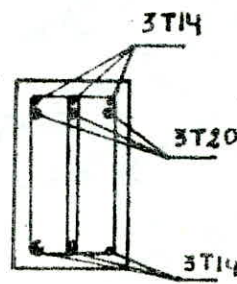
Niveau III.



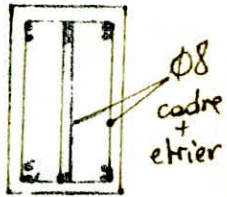
COUPE 4-4



COUPE 3-3



COUPE 2-2

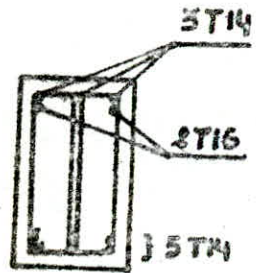
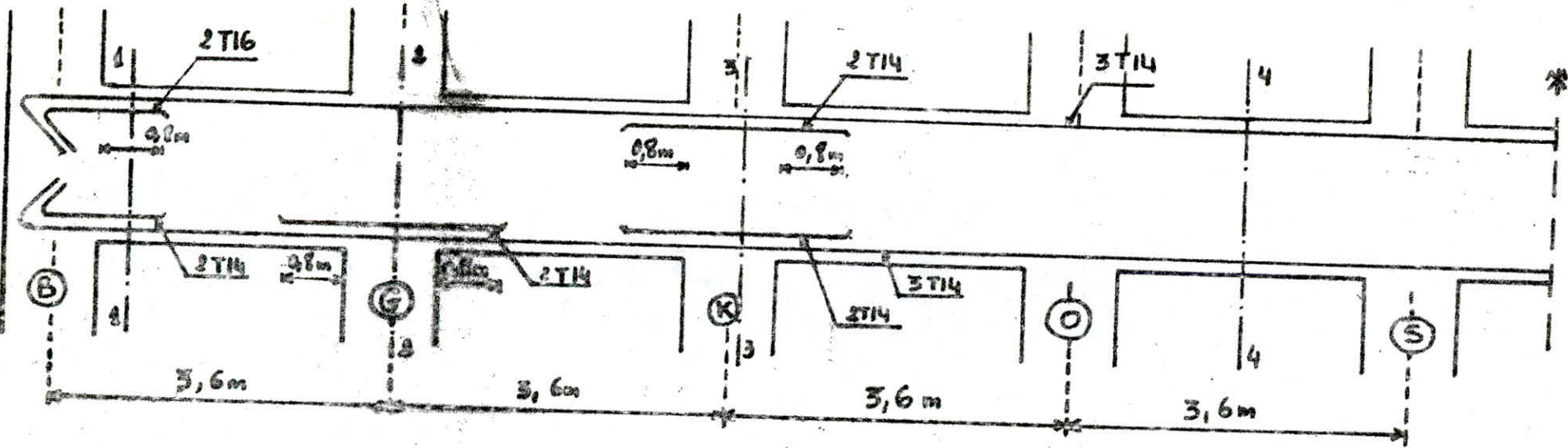


COUPE 1-1

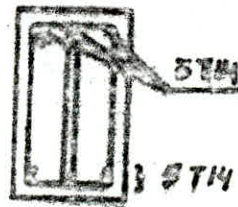
Les trois schemas etaient pour le Portique transversal.

Ferrailage du chaînage.

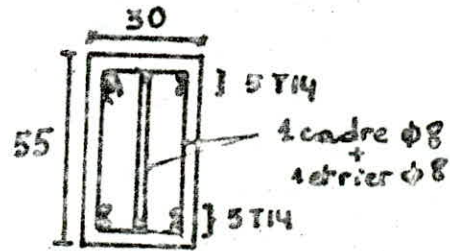
Niveau I



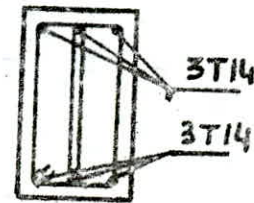
COUPE 1-1



COUPE 2-2

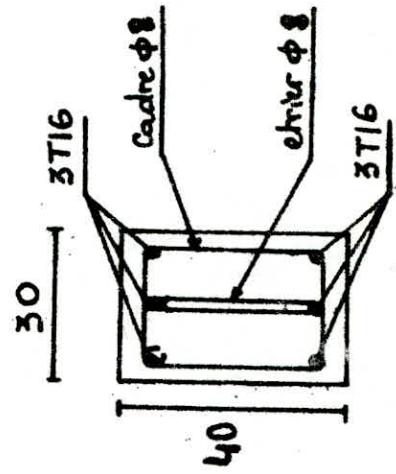
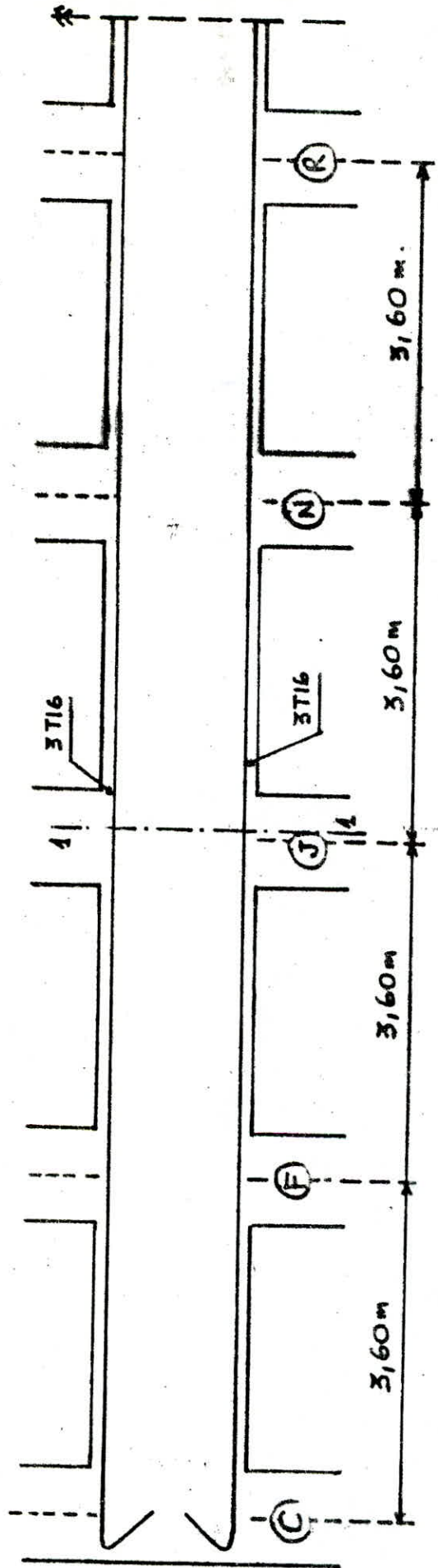


COUPE 3-3



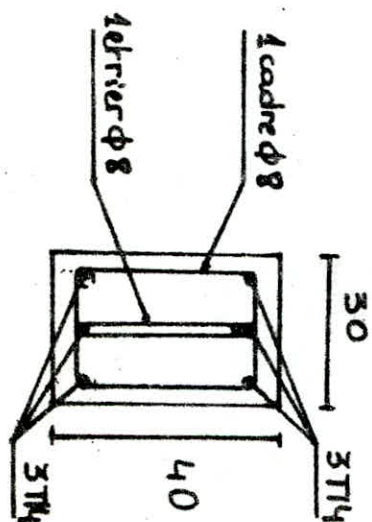
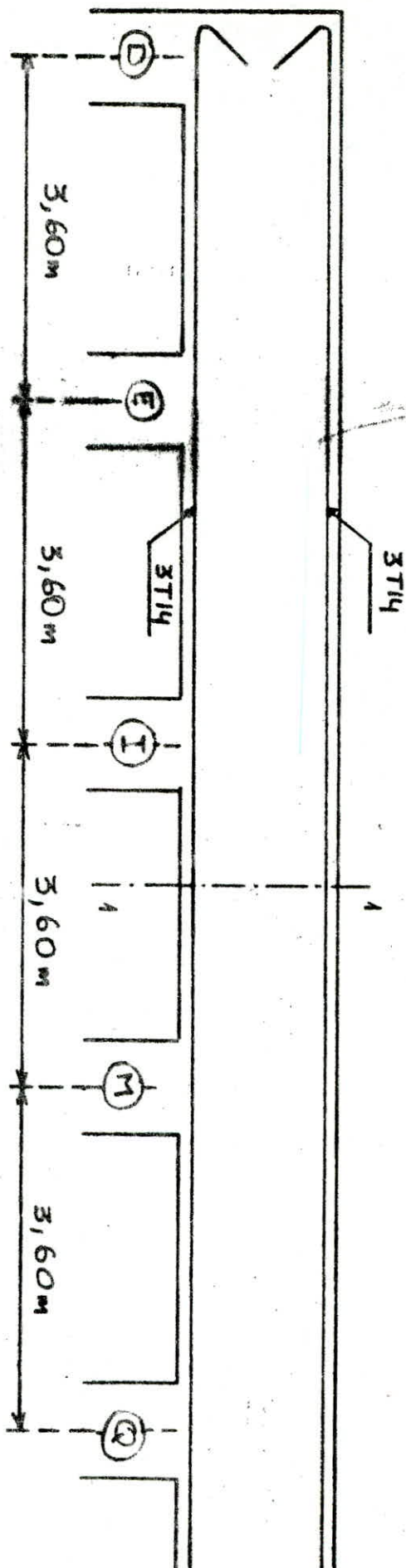
COUPE 4-4

Niveau II



COUPE 1-1.

Niveau III



INTRODUCTION :

Le bloc "ARCHIVE" est formé d'une ossature en B.A contreventée par un voile périphérique. Etant donné les fortes surcharges verticales et les longues distances entre les poteaux intérieurs et le voile on a été amené à ajouter des poteaux périphériques collés au voile de contreventement.

On fera porter toutes les charges verticales par les portiques tandis que les charges horizontales seront portées complètement par le voile périphérique de contreventement.

Les planchers sont formés: à la terrasse par des poutrelles et corps creux; au niveau courant par des dalles nervurées. Pour ce qui est du ferrailage le plancher terrasse et l'acrotère seront ferrillés pareillement à ceux du bloc "A". Pour les poutres de la terrasse on adoptera les mêmes dimensions que dans le bloc "A": chaînage 30X40; poutre 30X55cm.

FERRAILAGE DES CHAINAGES:

Le plancher étant à corps creux les chainages ne supportent approximativement aucune charge verticale. Les chainages seront ferrillés donc par le pourcentage minimal d'acier donné par le "R.P.A 81"; soit: 0,3%.

En tenant compte des dispositions pratiques et pour ne pas avoir des armatures transversales trop rapprochées l'une de l'autre, on adoptera:

3T12 par face (supérieure et inférieure)

Pour le pourcentage minimal des armatures transversales il est donné par:

$$A_t = 0,003 \cdot t \cdot b$$

on adoptera: (Icadre + Iétrier) $\varnothing 8 \rightarrow A_t = 4\varnothing 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{d'où: } t = \frac{A_t}{0,003 \cdot b} = \frac{2,01}{0,003 \cdot 30} = 22,33 \text{ cm}$$

$$\text{avec } t = \begin{cases} \min\left(\frac{h}{4}; 12\varnothing\right) = 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale (Z.N)} \\ \frac{h}{4} = 20 \text{ cm} & \text{en zone courante (Z.C)} \end{cases}$$

on adoptera donc:

en (Z.N) $t = 10 \text{ cm}$ sur une distance $l' = 2h = 80 \text{ cm}$
donc 8 cours.

en (Z.C) $t = 20 \text{ cm}$

Entre $t = 10 \text{ cm}$ et $t = 20 \text{ cm}$ on adoptera quelques cours de $t = 15 \text{ cm}$ pour ne pas avoir de variations brusques d'effort tranchant.

FERRAILLAGE DES POUTRES (terrasse):

Ce sont des poutres rectangulaires de dimensions: 30X55cm.

1-Sollicitation pondérée:

$$1^{\circ} \text{ genre : } \left. \begin{aligned} S_{I+} &= G + 1,2P + 6I7 + 1,2 \cdot 100 = 737 \text{ Kgf/m}^2 \\ S_{I-} &= G + P + N_n = 6I7 + 100 + 45 = 762 \text{ Kgf/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} S'_I \text{ plus} \\ \text{défavorable} \end{array}$$

$$2^{\circ} \text{ genre : } \left. \begin{aligned} S_2 &= G + 1,5(P + N_n) = 834,5 \text{ Kgf/m}^2 \\ S_2 &= G + P + \frac{5}{3} N_n = 792 \text{ Kgf/m}^2 \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} S_2 \text{ plus} \\ \text{défavorable} \end{array}$$

$$\frac{S_2}{S_I} = \frac{834,5}{762} = 1,1 < 1,5 \implies S'_I \text{ est la plus défavorable}$$

2-Charge par mètre linéaire:

$$g = 6I7 \cdot 3,6 + 0,3 \cdot 0,55 \cdot 2500 = 2634 \text{ Kgf/ml}$$

$$p = (100 + 45) \cdot 3,6 = 522 \text{ Kgf/ml}$$

$$\text{d'où } q = g + p = 3I56 \text{ Kgf/ml}$$

3-Efforts isostatiques:

$$\text{poutre chargée: } M_o = \frac{q l^2}{8} = 17I64 \text{ Kgf.m} \quad (l = 6,6m)$$

$$T_o = \frac{q l}{2} = 104I5 \text{ Kgf.}$$

$$\text{poutre déchargée: } M_o = \frac{3 q l^2}{8} = 14342 \text{ Kgf.m}$$

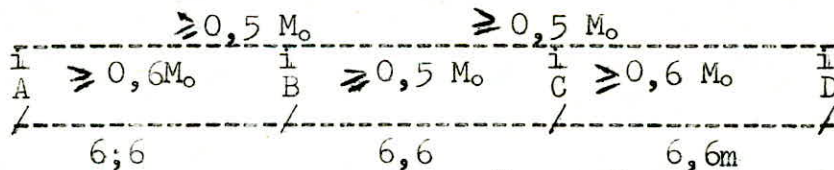
$$T_o = \frac{8 q l}{2} = 8692 \text{ Kgf}$$

$$\text{surcharge seule: } M_o = \frac{p l^2}{8} = 2842 \text{ Kgf.m}$$

$$T_o = \frac{p l}{2} = 1723 \text{ Kgf.m}$$

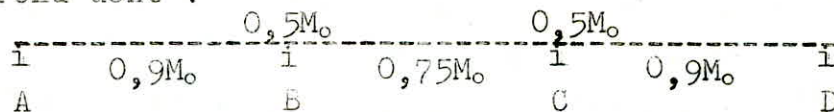
4-Efforts de continuité :

Pour le calcul des efforts on utilise la méthode forfaitaire.



$$\text{avec pour toute travée: } M_t + \frac{M_{i-1} + M_i}{2} > 1,15 M_o$$

on prend donc :



4-I Moments fléchissants:

| Travée AB | | | | Travée BC | | | |
|---------------|-------|-------|-------|---------------|-------|-------|-------|
| cas de charge | M_A | M_B | M_t | cas de charge | M_B | M_C | M_t |
| max appui | 0 | 8592 | 14708 | max appui | 8592 | 8592 | 14708 |
| max travée | 0 | 7882 | 15466 | max travée | 7882 | 7882 | 12888 |
| min travée | 0 | 7882 | 12908 | min travée | 7882 | 7882 | 10756 |

Unité: Kgf.M

4-2 Efforts tranchants :

Pour une travée "ij" les efforts tranchants T_i et T_j sont donnés par:

$$T_i = T_0 + \frac{M_i - M_j}{l}$$

$$T_j = -T_0 + \frac{M_i - M_j}{l}$$

| Travée AB | | | Travée BC | | |
|---------------|-------|--------|---------------|-------|--------|
| cas de charge | T_A | T_B | cas de charge | T_B | T_C |
| max appui A | -9221 | -11609 | max appui B | 10523 | -10307 |
| max appui B | 9113 | -11717 | max appui C | 10307 | -10523 |

Unité : Kgf

5- CALCUL DES ARMATURES

5-1 Armatures longitudinales: on prend $h = 51\text{cm}$

moment résistant du béton: $M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2$
 $\bar{K} = 0,5 \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\alpha} (1 - \bar{\alpha}/3)$ avec $\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b'}{15 \cdot \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_c} = 0,4245$
 d'où $\bar{K} = 25,09$
 donc $M_{rb} = 25,09 \cdot 30 \cdot 51^2 = 1957773 \text{ Kg.cm} = 19578 \text{ Kg.M}$

$M_{rb} > M_{max} = 13243 \text{ Kgf.m}$

donc dans toutes les sections on n'aura pas besoin d'armatures comprimées.

Pour le calcul des aciers tendus on utilise la méthode de P.CHARON :

$M \quad \mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{tableau}} \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon \\ K \end{array} \right. \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_s' \cdot \varepsilon \cdot h}$

on doit avoir: $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_c}{K} \leq \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$

| Séction | M Kgf.m | μ | ε | K | A_{cm^2} | $\bar{\sigma}_b'$ | barres adoptées | A_{ado} |
|--------------|------------|-------|---------------|------|------------|-------------------|--------------------|-----------|
| Appui B | 8592 | 0,059 | 0,899 | 34,6 | 6,69 | 80,92 | 5 T14 | 7,7 |
| appui A | 1718 | 0,012 | 0,952 | 68,0 | 1,26 | 31,8 | 3 T14 | 4,62 |
| Travée AB | 15466 | 0,106 | 0,871 | 23,8 | 12,4 | 117,6 | 6 T16 | 12,06 |
| Travée BC | 12888 | 0,089 | 0,88 | 26,8 | 10,25 | 104,5 | 6 T16 | 12,06 |

5-2 Armatures transversales: (A_t)

on prend $z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 51 = 44,63\text{cm}$

$\bar{\tau}_b = T/(b \cdot z)$ on prend partout des A_t droites.

pour $\bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_{b0}' \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b' = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$

pour $\bar{\sigma}_{b0}' < \bar{\sigma}_b' < \bar{\sigma}_b'$ $\bar{\tau}_b = (4,5 - \bar{\sigma}_b'/\bar{\sigma}_{b0}') \bar{\sigma}_b'$

on doit avoir :

$\rho_{at} = \max[(1 - \bar{\tau}_b/(9 \bar{\sigma}_b')); 2/3] \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent}$

$\bar{t}_1 = \max[(1 - 0,3 \cdot \bar{\tau}_b / \bar{\sigma}_{at}) h ; 0,2 \cdot h]$ (CCBA 68)

$\bar{t}_2 \neq (h/2 = 27,5\text{cm}$ en zone courante (Z.C)
 $\left\{ \begin{array}{l} \min(h/4 ; 12 \phi_1^{min}) = 13,75\text{cm} \end{array} \right.$ (R.P.A 81)

$A_t/t \geq T/(Z \cdot \bar{\sigma}_{at})$

on prendra partout

(1 cadre + 1 étrier) $\phi 8$; $A_t = 408 \pm 2,01\text{cm}^2$

$t \leq \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

tel que ; $t \leq \bar{t} = \min(\bar{t}_1 ; \bar{t}_2)$

| | Zône | T | $\bar{\sigma}_b$ | $\bar{\sigma}_s$ | $\bar{\sigma}_c$ | ρ_{at} | ρ_{at} | E | E_{cal} | E_{ado} | $A_{E_{min}}$ |
|-----------|----------|-------|------------------|------------------|------------------|-------------|-------------|-------|-----------|-----------|---------------|
| Poutre AB | nodale A | 9221 | 6,89 | 31,8 | 20,65 | 0,87 | 2088 | 13,75 | 20,3 | 13 | 1,17 |
| | nodale B | 11717 | 8,75 | 30,92 | 19,5 | 0,835 | 2004 | 13,75 | 15,34 | 13 | 1,17 |
| | Courante | / | / | / | / | / | / | 27,5 | / | 20 | 1,8 |
| Poutre BC | nodale B | 10523 | 7,86 | 30,92 | 19,5 | 0,852 | 2045 | 13,75 | 17,43 | 13 | 1,17 |
| | nodale C | 10523 | 7,86 | 30,92 | 19,5 | 0,852 | 2045 | 13,75 | 17,43 | 13 | 1,17 |
| | Courante | / | / | / | / | / | / | 27,5 | / | 20 | 1,8 |

on adoptera donc :

En zone nodale $t = 13\text{cm}$ sur une distance de $l' = 2h = 110\text{cm}$

En zone courante $t = 20\text{cm}$.

Entre $t=13\text{cm}$ et $t=20\text{cm}$ on adoptera quelques cours de $t=15\text{cm}$ pour ne pas avoir des variations brusques d'effort tranchant.

6- VERIFICATIONS

6-I Vérification à l'effort tranchant:

-appui de rive: $T = 9221 \text{ Kgf}$

$$T/A = 9221/6,03 = 1529 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Pour l'ancrage on adoptera des crochets à 45° .

On doit avoir : $l_1 + 2,56 \cdot l_3 \geq l_d - 3,92 \cdot r$ on prend $l_d = 42\emptyset$
 $r = 5,5\emptyset$

$$l_1 + 2,56 \cdot l_3 \geq 20,44 \cdot \emptyset$$

l'ancrage doit commencer au point A tel que :

$$C \geq 2T / (b \bar{\sigma}'_b) = 2 \cdot 9221 / (30 \cdot 67,5) = 9,1\text{cm} \longrightarrow C = 10\text{cm}$$

$$l_1 = 60 - 10 - 2 \cdot \emptyset / 2 - 5,5\emptyset = 48 - 6\emptyset.$$

d'où $l_3 \geq 10,3\emptyset - 18,75$

$$\text{On a } \emptyset = 16\text{mm} \quad l_3 \geq -2,2\text{cm} \quad \text{on prend } l_3 = 5\text{cm}$$

-appui intermédiaire:

$$T = 11717 \text{ Kgf} ; \quad M = 8592 \text{ Kgf.m}$$

$$T \cdot M / z = 11717 \cdot 8592 / 0,4463 = -7535 \text{ Kgf} < 0$$

La vérification n'est pas nécessaire.

-Adhérence: en prenant : $T = T_{max} = 11717 \text{ Kgf}$.

on laisse filer la 1^{ère} nappe d'aciers en travée jusqu'aux appuis
 soit : 3T16.

$$\bar{\sigma}'_d = \frac{T}{F \cdot z} = \frac{11717}{(3 \cdot 5,02) \cdot 1,463} = 17,4 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_d = 3 \bar{\sigma}'_b = 17,7 \text{ Kgf/cm}^2$$

Vérifiée.

6-2 Vérification à la fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{\eta K}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} \quad ; \quad w_f = \frac{A}{E_f} \quad ; \quad \eta = 1,6 \text{ ac. H.A.}$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad ; \quad K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fiss. peu nuisible}$$

$$B_f = 244 \times 30 = 240 \text{ cm}^2$$

on doit avoir : $\max(\sigma_1, \sigma_2) \geq \bar{\sigma}_a$.

Si non on doit recalculer les sections d'acier avec :

$$\sigma_a = \max(\sigma_1, \sigma_2).$$

| Séction | ϕ (mm) | A (cm ²) | w _f | σ_2 | σ_1 | observation |
|-----------------|----------------|-------------------------|----------------|------------|------------|--------------------|
| Appui A | 14 | 4,62 | 0,01925 | 2414 | 2768 | 1,2% de différence |
| en travée AB | 16 | 12,06 | 0,05025 | 2258 | 5017 | Vérifiée |
| Appui B | 14 | 7,7 | 0,03208 | 2414 | 4164 | Vérifiée |
| en travée BC | 16 | 12,06 | 0,05025 | 2258 | 5017 | Vérifiée. |

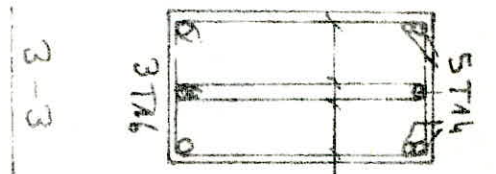
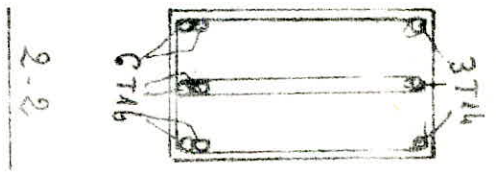
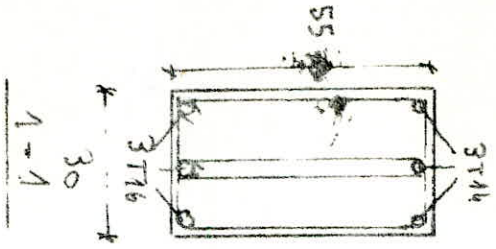
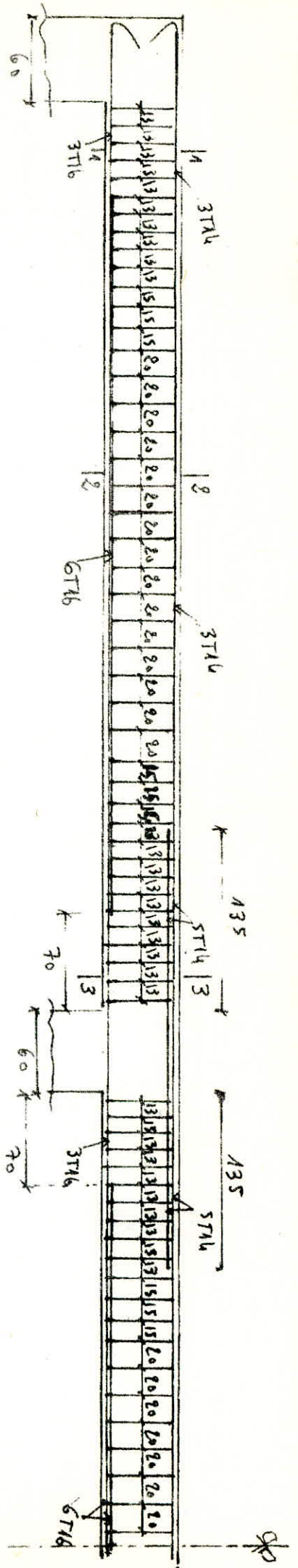
6-3. Flèche:

$$\frac{w_f}{p} = \frac{55}{660} = 0,0833 > \frac{1}{16}$$

$$\frac{w_f}{p} = 0,0833 > \frac{1}{10} \frac{M_E}{M_0} = \frac{1}{10} \frac{15466}{17184} = 0,09$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{12,06}{30 \cdot 51} = 0,008 < \frac{43}{\sigma_{en}} = \frac{43}{4200} = 0,01$$

Ces conditions ci-dessus étant vérifiées, il n'est donc pas nécessaire de faire la vérification.



(1 Cadre + 1 étrier) Ø8

SCHEMA DE FERRAILLAGE DES POUTRES. Niveau Terrasse. (bleu Armé)

1/ Plancher :

Le plancher terrasse est un plancher à poutrelle et corps creux qui a les mêmes caractéristiques que celui du bloc A.

Donc ce sera un plancher (16 + 5).

Pour le plancher courant, étant donné sa grande portée et surtout l'importance des surcharges (de l'ordre de 1500 kg / m²) et pour ne pas devoir mettre une épaisseur forte pour la dalle, on préfère diviser l'espace à couvrir par des poutrelles (nervures) parallèles faisant corps avec la dalle elle-même. L'épaisseur de la dalle sera d'autant plus réduite que l'écartement des nervures est faible.

1.1. Épaisseur de la dalle - Hauteur des nervures.

On prendra : écartement entre axes des nervures = 1,20 m

largeur des nervures = b₀ = 15 cm

largeur des poutres = b = 35 cm

la distance entre axes des poteaux dans le sens des nervures est de 3,60 m.

$$l_x = 120 - 15 = 105 \text{ cm}$$

$$l_y = 360 - 35 = 325 \text{ cm}$$

==>

$$P = \frac{l_x}{l_y} = 0,323 < 0,4$$

La dalle porte dans un seul sens.

En considérant la section en T_e en travée d'une nervure chargée uniformément et travaillant en flexion simple, l'axe neutre ne doit pas tomber dans la table afin que le volume de béton utilisé dans la dalle travaille entièrement en compression pour raison d'économie. C'est à partir de là que l'épaisseur de la dalle sera déterminée.

-Charge par mètre linéaire de nervure :

Quelques auteurs Ingénieurs des Constructions Civiles comme C NACH TERGAL dans "Agenda du Batiment" (édition A. De Boeck, 1982) conseillent de prendre pour les dalles nervurées l'épaisseur la plus faible possible sans descendre au dessous de 8 cm.

On commence par prendre l'ep. e = 8 cm et on verifera si on doit l'augmenter ou non.

A ce moment là la charge revenant à la nervure sera :

g = 1,20 X 323 + 150 (poids de la retombée estimé) = 538 kgf

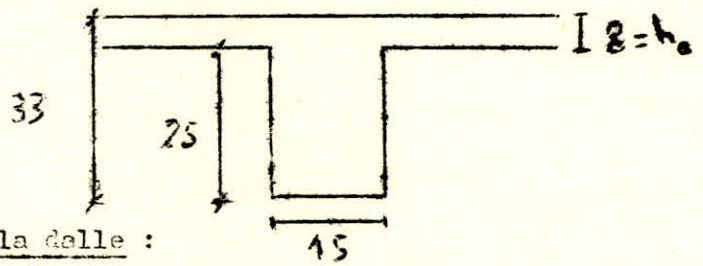
p = 1,20 X 1500 = 1800 kgf.

Donc : q = g + 1.2 P = 2698 kg.f.

En travée : M = $\frac{q l^2}{10} = \frac{2,698 (3,25)^2}{10} = 2,85 \text{ t.m}$

La hauteur utile de la section en Té est donnée par :

$h \geq 0,201 \sqrt{\frac{M}{b\sigma}} = 27,7 \text{ cm}$ on prend h = 30 cm ; d = 3 cm
ht = 33 cm



Vérification de l'épaisseur de la dalle :

M = 2,85 t.m $\rightarrow p = \frac{15 M}{\sigma_a b \cdot h^2}$ b : largeur de la table

On suppose : b = 2. $\frac{l_y}{10} + b_0 = 80 \text{ cm}$ $\rightarrow p = 0,0212 \rightarrow \alpha = 0,1915$

$\alpha h = 0,1915 \times 30 = 5,75 \text{ cm} < h_f = 8 \text{ cm}$ l'A N tombe légèrement dans la table.

On gardera h₀ = 8 cm tout en sachant que la dalle sera sollicitée en réalité par certaines charges localisées apportées par les pieds des armoires ou autres

2/ Poutres :

Charge/ ml de poutre :

- Effet des nervures sur la poutre :

On approxime les efforts concentrés ramenés par les nervures (effort tranchants) à une charge uniformément répartie "g"

$g_n = 5 \times 2698 \times 3,25 \times \frac{1}{6,6} = 6643 \text{ kg/ml}$

retombée : on l'estime à 600 kg/ml

poids du plancher sur la poutre : 323 X 0,35 = 113 kg/ml

surcharge sur la poutre : 1500 X 0,35 = 525 kg/ml

charge totale :

$$q = 6643 + 600 + 113 + 1,2 \cdot 525 = 7986 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{Ql^2}{10} = \frac{7,986 \cdot 6,6^2}{10} = 35 \text{ t.m} \quad ; \quad h_{\min} = 0,201 \sqrt{\frac{M}{b}}$$

$$h_{\min} = 0,201 \cdot \sqrt{\frac{10 \cdot 35}{35}} = 64 \text{ cm}$$

On prendra : $h_t = 85 \text{ cm}$. Car en réalité les nervures, appuient sur la poutre des efforts concentrés qui sont plus défavorables que dans le cas uniforme. De plus la répartition réelle des charges du plancher sur les poutres se fait par surfaces triangulaires et ces charges pourraient bien être estimables vu les fortes surcharges.

3/ Poteaux :

Le poteau sera dimensionné en C.S sous un effort normal majoré de 10% ramené à sa base.

Charge approximative revenant à un poteau central (à la base) :

| | | |
|--------------|--|--------------|
| Planchers : | $(617 + 2 \times 323) \times 3,6 \times 7,2 =$ | 32737 kgf |
| Poutres : | $[0,3 \times 0,55 + 0,35 \times 0,85 \times 2] \times 7,2 \times 2500 =$ | 13680 kgf |
| Poutrelles : | $[0,3 \times 0,4 + 5 \times 0,15 \times 0,25 \times 2] \times 3,6 \times 2500 =$ | 4455 kgf |
| Poteau : | estimé à | 7000 kgf |
| | | G = 57872kgf |

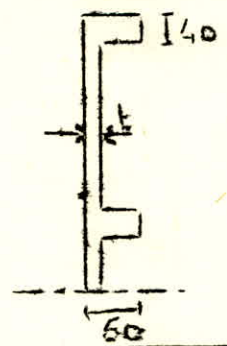
Surcharge :

$$q = [100 + 2 \times 1500] \times 3,6 \times 7,2 = 80350 \text{ kg}$$

Charge totale : $G + 1,2 Q = 154,3 \text{ t}$.

$$S \geq \frac{N}{b} = 2286 \text{ cm}^2 \implies \text{poteaux : } \boxed{40 \times 60}$$

4/ Voile Periferique : L.R.P.A 81 Preconise de prendre



$$t \geq \frac{h_e}{25} \quad ; \quad h_e = \text{hauteur libre d'étage.}$$

$$h_e = 408 - 33 = 375$$

$$t \geq \frac{375}{25} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend: } t = 15 \text{ cm}$$

$$60 \geq 3 t = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

$$40 \geq 2 t = 30 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

Donc : épaisseur du voile = 15 cm

CHARGES ET SURCHARGES

1/ Charges permanentes :

Plancher terrasse : idem bloc A → 617 kg/m²
Plancher courant :

| | |
|--------------------------|----------------------|
| Carrelage | 33 kg/m ² |
| Mortier de ciment (15mm) | 30 kg/m ² |
| Sable fin sec (2 cm) | 32,00 |
| Dalle pleine (8 cm) | 200 |
| Platre | 28 |
| | <hr/> |
| | 323K/m ² |

2/ Surcharges :

Ce bloc est utilisé pour la garde de toutes les archives bancaires au niveau national. De plus la hauteur des salles est suffisamment grande pour donner espace à de grandes masses d'archives (documents).

C'est pourquoi la surcharge est évaluée à : 1500 kg/m²

On calculera un panneau de dalle supposé partiellement en castré.

1/COFFRAGE : Epaisseur de la dalle : $h_0 = 8 \text{ cm}$

$$l_x = 1,20 - 0,15 = 1,05 \text{ m}$$

$$l_y = 3,60 - 0,35 = 3,25 \text{ m}$$

rapport des portées : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,05}{3,25} = 0,323 < 0,4$

2/CHARGES ET SURCHARGES :

Charges permanentes : $s = 323 \text{ kgf/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $p = 1500 \text{ kgf/m}^2$

$$\frac{p}{s} = \frac{1500}{323} = 4,64 \implies \text{dalle à forte surcharge}$$

$$\frac{p}{s} > 1,5$$

Etant donnée la forte surcharge le panneau sera calculé dans les 2 sens même si $\rho < 0,4$.

3/SOLLICITATION TOTALE PONDEREE :

1er genre : $S_1 = s + 1,2 P = 323 + 1,2 \cdot 1500 = 2123 \text{ kg/m}^2$

2e genre : $S_2 = s + 1,5 P = 323 + 1,5 \cdot 1500 = 2573 \text{ kg/m}^2$

$\frac{S_2}{S_1} = \frac{2573}{2123} = 1,2 < 1,5 \implies$ la sollicitation S_1 est la plus défavorable

4/CALCUL DES EFFORTS :

4.1 : Moments flechissants :

a) Panneau de la dalle supposé articulé :

Les moments flechissants dans les 2 sens du panneau sont donnés par :

$$M_x = P(M_1 + \nu) M_2 \quad ; \quad M_y = P(M_2 + \nu) M_1$$

$P = 2123 \times 1,05 \times 3,25 = 7245 \text{ kgf.}$ \implies charge totale sur le panneau.

$\nu : 0,15 \implies$ coefficient de poisson pour le B.A

M_1 : moment unitaire agissant dans la section médiane de la bande Centrale du panneau, de 1 m de large et // à l_x pour $S_1 = 1$.

M_2 : Moment unitaire agissant dans la section médiane de la bande Centrale du panneau, de 1m de large et// à l_y pour $S_1 = 1$

M_1 et M_2 sont donnés respectivement en fonction de ρ et $\frac{1}{\rho}$ par

l'abaque de PIGEAUD. $\rho = 0,323 \implies M_1 = 0,038$

$\frac{1}{\rho} = 3,1 \implies M_2 = 0,003$

Donc :

$MX = 7,245 (0,033 + 0,15 \cdot 0,033) = 0,279 \text{ ton} = 279 \text{ kg.m}$

$MY = 7,245 (0,003 + 0,15 \cdot 0,033) = 0,63 \text{ t.m} = 63 \text{ kg.m}$

b) Panneau de dalle partiellement encastré :

Pour un panneau partiellement encastré on peut retenir :



Suivant lx on a : $Mxi = 0,75 MX = 209 \text{ kg.m/ml}$

$Mca = 0,5 MX = 140 \text{ kg.m/ml}$

Suivant ly on a : $Myt = 0,75 My = 47 \text{ kg.m/ml}$

$Mya = 0,5 My = 32 \text{ kg.m/ml}$

Pour les moments d'encastrement sur les petits côtés, ils peuvent atteindre des valeurs de même ordre que sur les grands côtés

Donc on prendra : $Mxs = Mys = 140 \text{ kg.m/ml}$

D'autre part : $Myt = 47 \text{ kg.m/ml} < \frac{Mxi}{4} = 52 \text{ kg.m/ml}$

D'où la nécessité de prendre : $Ay = \frac{Ax}{4}$ (charge unif. répartie)

4-2 Efforts tranchants :

L'effort tranchant par unité de longueur est max. au milieu :

$T = \frac{P}{2ly+lx} = \frac{7245}{2 \cdot 3,25 + 1,05} = 960 \text{ kgf/ml}$

La contrainte tangente du plan neutre de la plaque, calculée en considérant la section réduite normale à cette contrainte, ne doit pas dépasser :

$\tau_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 6,725 \text{ kgf/cm}^2$

on a $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{960}{100 \cdot \frac{7}{8}} = 1,57 \text{ kgf/ml} < \bar{\tau}_b$ vérifiée

Donc les armatures transversales ne seront pas nécessaires : $At = 0$

5/ CALCUL DES ARMATURES :

5-1 Armatures longitudinales :

on adoptera des diamètres : $\phi \leq \frac{ho}{10} = \frac{80}{10} = 8 \text{ mm}$

Comme le plancher n'est pas exposé aux intempéries les armatures peuvent être placées à 1 cm de la paroi.

Donc les hauteurs utiles à considérer sont : ($\phi = 6mm$)

$$h_x = 8 - 1 - \frac{0,6}{2} = 6,7 \text{ cm}$$

$$h_y = h_x - \phi = 6,1 \text{ cm}$$

5-1-1- Armatures inférieures :

Suivant lx : $M = M_{xt} = 209 \text{ kgf m/ml}$

Méthode de P CHARON : $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 209 \cdot 10^2}{2300 \cdot 100 \cdot 6,7^2} = 0,0249$

$$\xi = 0,9212$$

d'où $k = 57,7 \quad \frac{Ax}{K} = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = 1,2 \text{ cm}^2$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{K} = 40,5 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{w} = \frac{A}{bh} = \frac{1,2}{100 \cdot 6,7} = 0,0018 > \frac{1,2}{\sigma_a \cdot 2200} = 0,0005 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{le pourcentage} \\ \text{minimal est respecté} \end{array} \right.$$

espacement : $t \leq \bar{t} = 3 h_0 = 24 \text{ cm}$

On adoptera : 6 T 6 / ml = 1,62 cm² avec t = 20 cm

Panneaux de rive : pour le panneau de rive on prendra en travée

$$M = M_{xt} = 0,9 M_0 = 0,9 \cdot 279 = 251 \text{ kgm} \rightarrow \mu = 0,0300$$

d'où $k = 0,9254 \quad \frac{Ax}{K} = \frac{M}{\sigma_a \xi h} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$K = 52$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{K} = 53,85 < \bar{\sigma}_b$$

On adoptera : 6 T 6 / ml = 1,69 cm² avec t = 20 cm

Suivant ly :

Panneau intermédiaire : $A_y = \frac{A_n}{4} = \frac{1,2}{4} = 0,3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

= de rive : $A_y = \frac{Ax}{4} = \frac{1,45}{4} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

mais comme leur écartement ne doit pas dépasser $= 4h_0 = 32 \text{ cm} = \bar{t}$

Nous prendrons : $A_y = 4 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$ avec $t = 25 \text{ cm}$

5-1-2 Armatures supérieures (sur appuis)

Dans les 2 sens on a : $M = 140 \text{ kgm/ml}$

$$z = 0,89 \times 67 = 5,96 \text{ cm} ; \quad A_x = A_y = \frac{M}{z \cdot \sigma_a} = 0,64 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On prendra : $4 \text{ T } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $t = 25 \text{ cm}$

CONDITION DE NON FRACTURE :

- Armatures inférieures suivant lx :

$A_0 = 1,2 \text{ cm}^2$ - arm^s suffisantes pour résister aux sollicitations.

$A_1 = 1,2 A_0 = 1,44 \text{ cm}^2$

A_2 : armatures pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton.

$\frac{A_2}{b \cdot h} = 0,69 \cdot \frac{2-P}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{con}}} ; h_0 = 8 \text{ cm} < 10 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 5,9 \cdot \frac{8}{10} = 4,72 \text{ kg/cm}^2$

$A_2 = 100 \cdot 6,7 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,323}{2} \cdot \frac{4,72}{1200} = 0,44 \text{ cm}^2$

La section d'armatures tendues doit être au moins égale à :

$A = \max [A_0, \min (A_1, A_2)] = 1,2 \text{ cm}^2 < 1,69 \text{ cm}^2$ vérifiée

6/ARRÊT DES ARMATURES :

6-1- Arrêt des armatures supérieures :

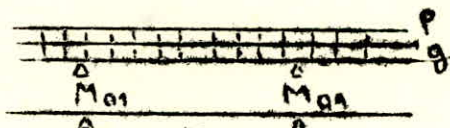
On a $P < 0,4$. Donc pour raison pratique on préfère garder les mêmes longueurs des chapeaux dans les 2 sens lx et ly.

¶ Courbe enveloppe :

a) Cas de l'ensemble des travées chargées : $M_0 = M_X = 279 \text{ kg.m}$

$M_1 = 0,5 M_0 = 140 \text{ kg.m}$

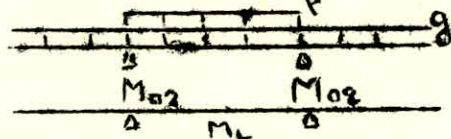
$M_t = 0,5 M_0 = 140 \text{ kg.m}$



b) Cas de la travée considérée chargée seule :

$M_{a2} = 0,25 M_0 = 0,25 \cdot 279 = 70 \text{ kg.m}$

$M_t = 0,75 M_0 = 0,75 \cdot 279 = 209 \text{ kg.m}$



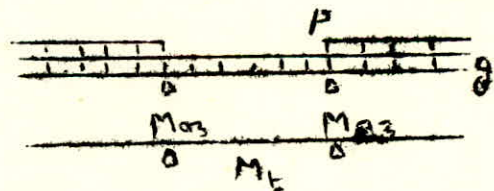
c) Cas où la travée est déchargée mais les travées adjacentes sont chargées :

$M_{a3} = M_{a1} - M_{a2} - \alpha M_t$

$\alpha = 0,2$: Coeff. tenant compte de l'encastrement partiel repris par les potrelles.

$M_{a3} = 140 - 70 - 0,2 \cdot 279 = 14 \text{ kg.m}$

$M_t = M_{Xg} - M_{a3}$; M_{Xg} : moment au centre du panneau dans le sens lx sous "g" séchement



$M_{Xg} = (M_1 + \gamma M_2) \cdot l_x \cdot l_y = (0,038 + 0,15 \cdot 0,003) \cdot 323 \cdot 1,05 \cdot 3,25 = 42 \text{ kg.m}$

$M_t = 42 - 14 = 28 \text{ kg.m}$

La courbe enveloppe étant tracée on définit la longueur du chapeau :

$$l = l_0 + z.$$

$$l = 15 + 5,86 \approx 21 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l_0 = 15 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 6,7 = 5,86 \text{ cm} \end{array} \right. \rightarrow \text{tirée de la courbe}$$

Vérification : on doit avoir : $l > l_d$

$$l_d = \frac{\sigma_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d} \quad \text{Dans une zone d'ancrage la contrainte d'adhérence admissible}$$

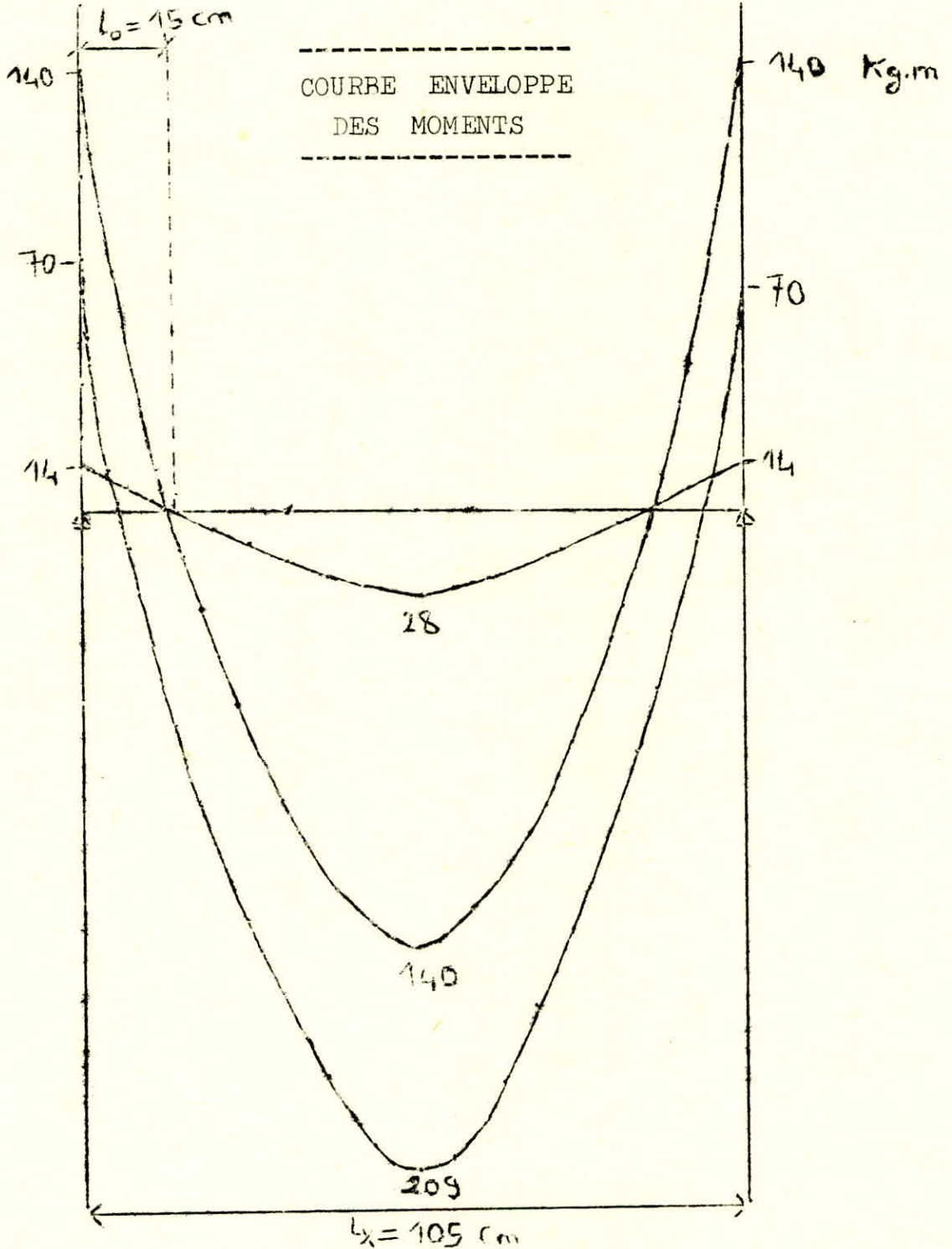
$$\bar{\tau}_d \text{ est donnée par : } \bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$$

$\psi_d = 1,5 \rightarrow$ coefficient de scellement pour acier Tor.

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \times 1,5 \times 4,72 = 13,26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$l_d = \frac{0,6 \cdot 2800}{4 \cdot 13,26} = 31,67 \text{ cm} > l = 21 \text{ cm}$$

Donc on prendra comme longueur des chapeaux : $l = l_d = 32 \text{ cm}$



6-2 : ARRET DES ARMATURES SUPERIEURES :

-179

Les barres seront arrêtées de la manière suivante :

-Suivant lx :

- Une barre sur 2 filante
- Une barre sur 2 arrêtée à $\frac{lx}{10} = 10,5$ cm de l'appui

-Suivant ly :

- Une barre sur 2 filante
- Une barre sur 2 arrêtée à $\frac{lx}{10} = 10,5$ cm de l'appui.

7/FLECHE :

Si les 2 conditions suivantes sont vérifiées, la vérification à la flèche ne sera pas nécessaire :

$$\frac{h_0}{lx} > \frac{M_t}{20 M_x} \quad (1)$$

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

$$\frac{A}{bh} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad (2)$$

h_0 : hauteur totale de hourdis = 8 cm

lx : longueur du petit côté = 105 cm

M_x : moment max en travée, par bande de largeur unité dans le sens lx pour le panneau de dalle supposé articulé.

$$M_x = 279 \text{ kg.m / ml}$$

M_t : moment en travée, par bande de largeur unité dans le sens lx pour le panneau supposé partiellement encasté.

$$M_t = M_x t = 209 \text{ kg.m/ml}$$

A = Section des armatures tendues dans le sens lx , par bande de largeur unité = 1,69 cm²

h = hauteur utile pour A_s = 6,7 cm

σ_{en} : limite d'élasticité, en bars, des arm^s $A_s = 4120$ bars

$$(1) \rightarrow \frac{h_0}{lx} = 0,0762 > \frac{M_t}{20 M_x} = 0,0375 \quad \text{vérifiée}$$

$$(2) \rightarrow \frac{A}{bh} = 0,0025 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,0048 \quad \text{vérifiée}$$

Donc il est inutile de faire la vérification de la flèche

8/ VERIFICATION A LA FISSURATION :

Il faut vérifier que : $\max(\sigma_I; \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

avec: $\sigma_I = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{I \pm I_0 \cdot w_f}$ et $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$

on a: $K=1,6 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$=1,6$ acier H.A

$$\bar{\sigma}_b = \frac{8}{10} \cdot 5,9 = 4,72 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

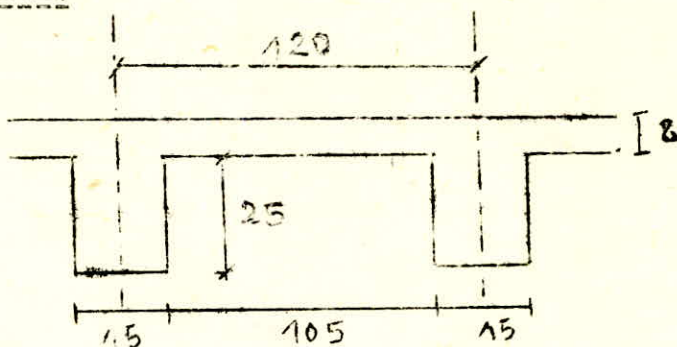
En toute section on a :

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6}{6} \cdot 1,6 \cdot 4,72} = 3298 \text{ Kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

Sans calculer σ_I , on sait que le problème de fissuration n'est pas prépondérant. Donc la contrainte admissible des armatures (a) a été bien choisie dans le calcul de leur section.

CALCUL DES POUTRELLES

I/ COFFRAGE:

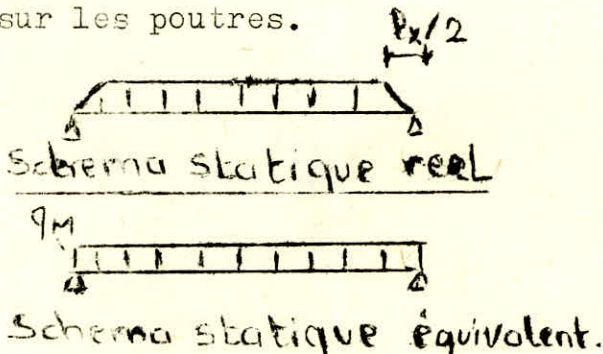
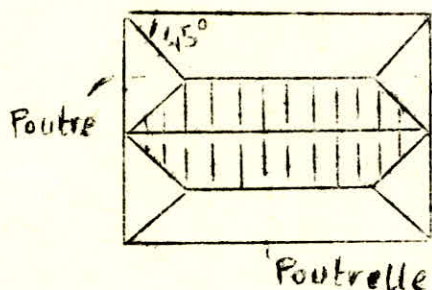


La portée des nervures entre nus d'appuis des poutres est

$$l = 3,25 \text{ m}$$

2/ CHARGE PAR METRE LINEAIRE DE POUTRELLE:

La répartition des charges amenées par un panneau de dalle sur ses quatre cotés se fait suivant des lignes de rupture à 45° d'angle. Les charges trapézoïdales vont sur les poutrelles et les triangulaires sur les poutres.



q_M : charge uniformément répartie équivalente à la charge trapézoïdale.

En développant le calcul pour les deux schémas et en comparant les deux résultats on trouve :

pour le moment: $q_M = k_m \cdot q \cdot l_x$

avec $k_m = 0,5 \cdot (1 - \frac{1}{3}) = 0,483$

pour l'effort tranchant:

$q_T = k_T \cdot q \cdot l_x =$ avec $k_T = 0,5 \cdot (1 - \frac{1}{2}) = 0,419$

q: charge par m^2 de dalle.

-Charges permanentes :

$$g_M = 2 \cdot g \cdot l_n \cdot k_M + 0,15 \cdot g + 0,15 \cdot 0,25 \cdot \rho_b$$

$$= 2 \cdot 323 \cdot 1,05 \cdot 0,483 + 0,15 \cdot 323 + 0,15 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 470 \text{ kgf/ml}$$

$$g_T = 2 \cdot g \cdot l_n \cdot RT + 0,15 \cdot g + 0,15 \cdot 0,25 \cdot \rho_b = 426 \text{ kgf/ml}$$

-SURCHARGES :

Surcharge majorée sur 1 m² de dalle = 1500 X 1,2 = 1800 kgf/m²

$$PM = 2 \cdot 1800 \cdot 1,05 \cdot 0,483 + 0,15 \cdot 1800 = 2096 \text{ kgf/ml}$$

$$PT = 2 \cdot 1800 \cdot 1,05 \cdot 0,419 + 0,15 \cdot 1800 = 1854 \text{ kgf/ml}$$

-Charge totale :

$$q_M = g_M + PM = 2566 \text{ kgf/ml}$$

$$q_T = g_T + PT = 2280 \text{ kgf/ml}$$

3/ EVALUATION DES EFFORTS ISOSTATIQUES :

$$M_o = \frac{q_M \cdot l^2}{8} = q_M \cdot \frac{(3,25)^2}{8} = 1,32 \cdot q_M$$

$$T_o = q_T \cdot \frac{3,25}{2} = 1,625 \cdot q_T$$

On calcule M_o et T_o pour les 3 cas suivants :

• poutre chargée : M_o = 1,32 · 2566 = 3387 kgf.m
 T_o = 1,625 · 2280 = 3705 Kgf

poutre déchargée: M_o = 1,32 · 470 = 620 kgfm
 T_o = 1,625 · 426 = 692 kgf

poutre avec surcharge seule : M_o = 1,32 · 2096 = 2767 kgf.m
 T_o = 1,625 · 1854 = 3013 kgf

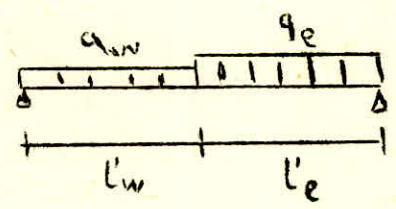
4/ EVALUATION DES EFFORTS INTERNES DE LA POUTRELLE CONTINUE :

$$\frac{M_{op}}{M_{og}} = \frac{2767}{620} = 4,46 > 2 \implies \text{on ne peut pas utiliser la methode forfaitaire.}$$

Donc on utilisera la methode de "Caquot"

EXPOSE DE LA METHODE

l' = 1 pour une travée de rive
 l' = 0,81 pour une travée intermédiaire
 On calcule :



Les moments d'encastrement parfait :

$$M_w = \frac{q_w \cdot l'^w^2}{8,5} \quad \text{et} \quad M_e = \frac{q_e \cdot l'^e^2}{8,5}$$

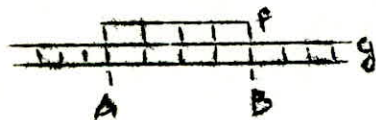
et le moment de continuité sur appui : $M_a = \frac{M'W.l'W + M'e.l'e}{l'W + l'e}$

On considèrera plusieurs cas de charges correspondant à des efforts max. différents :

moment flechissant max sur appui



moment flechissant max en travée



$$M_t = M_o - \frac{M_A + M_B}{2}$$

moment flechissant min en travée :



$$M_t = T_o + \frac{M_A - M_B}{l}$$

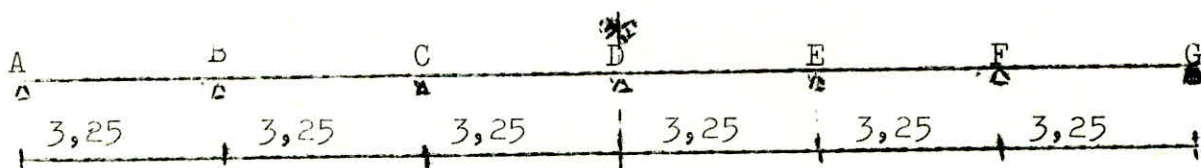
Effort tranchant max appui (A)



$$T = T_o + \frac{M_A - M_B}{l}$$

M_A et M_B sont pris en valeurs absolues.

Dans notre cas la poutrelle à étudier est la suivante :



Etant donné la symétrie on n'étudiera qu'une moitié.

POUTRE AB :

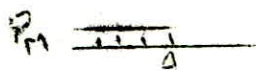
Appui A : $M_A = 0$ ✓ le cas de charge

Appui B : $l'W = 3,25$ m ; $l'e = 2,6$ m



$$M'W = 534 \text{ kgf.m} ; M'e = 464 \text{ kgf.m}$$

$$M_a = 531 \text{ kgf.m}$$



$$M'W = 2605 \text{ kgf.m} ; M'e = 0 \text{ kgf.m}$$

$$M_a = 1447 \text{ kgf.m}$$



$$M'W = 0 ; M'e = 1667 \text{ kgf.m}$$

$$M_a = 741 \text{ kgf.m}$$

Efforts max :

max appui

$$M_A = 0$$

$$M_B = 2719 \text{ kgf.m}$$

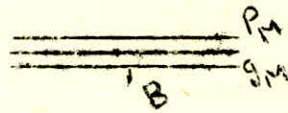
max travée

$$M_A =$$

$$M_B = 1978 \text{ kgf.m} \quad M_C = 2350 \text{ kgf.m}$$

Efforts max :

max appui :



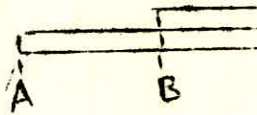
$M_A = 0$
 $M_B = 2719 \text{ kgf.m}$

max travée :



$M_A = 0$
 $M_B = 1978 \text{ kgf.m}$ $M_t = 2398 \text{ kgf.m}$

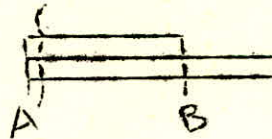
min travée :



$M_A = 0$
 $M_B = 1272 \text{ kgf.m}$ $M_t = 16 \text{ kg.m}$

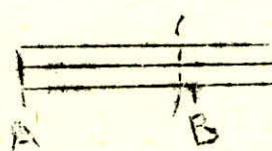
Efforts tranchants :

max appui A :



$M_A = 0$
 $M_B = 2398 \text{ kg.f.m}$ $T_A = 2967 \text{ kg}$

max appui B :



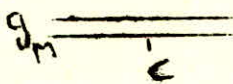
$M_A = 0$
 $M_B = 2719 \text{ kg.f.m}$ $T_B = -4542$

Poutre B C

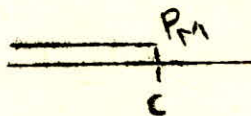
-Moments :

Appui B : voir poutre AB

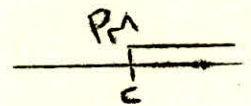
Appui C : $l'_{bc} = l'_{ce} = 2,5 \text{ m}$



$M'_{bc} = 374 \text{ kgf.m} = M'_{ce}$
 $M_c = 374 \text{ kgf.m}$



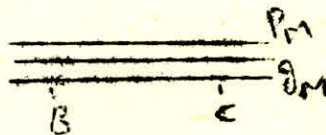
$M'_{bc} = 1667 \text{ kgf.m}$; $M'_{ce} = 0$
 $M_c = 834 \text{ kgf.m}$



$M'_{bc} = 0$; $M'_{ce} = 1667 \text{ kgf.m}$
 $M_c = 834 \text{ kgf.m}$

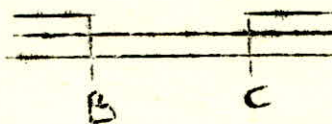
Efforts max :

max appui

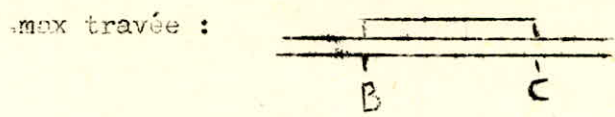


$M_B = 2719$; $M_C = 2042$

~~max~~ min travée



$M_B = 1978$; $M_C = 1208$
 $M_t = -973$

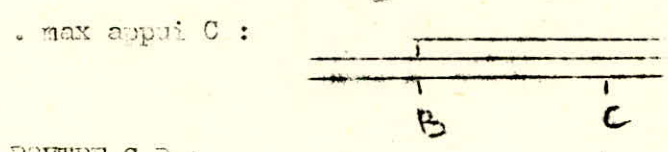


MB = 1272 ; MC = 1208
Mt = 2147

-Efforts tranchants :



MB = 2719 ; MC = 1208
TB = 4170 kgf



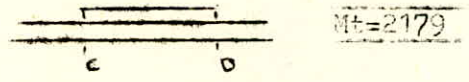
MB = 1272 ; MC = 2042
TC = -3942 kgf

POUTRE C D :

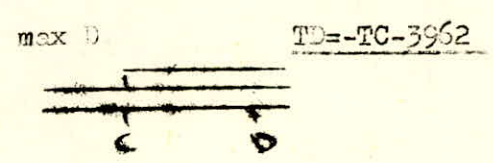
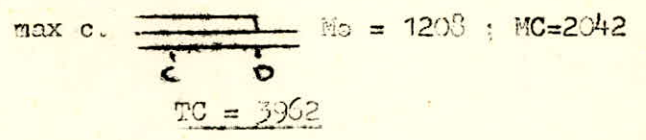
Appui C : voir poutre BC

Appui D : idem appui C

Moment max travée : MC=MD=1208



Efforts tranchants :



5/ CALCUL DES ARMATURES :

5-1 ARMATURES LONGITUDINALES :

5-1-1-SECTION EN TRAVÉE :

a)-Section la plus sollicitée : en travée AB

$$T(x) = T_A - qx = 0 \implies x = \frac{T_A}{q} = \frac{2967}{2280} = 1,3m$$

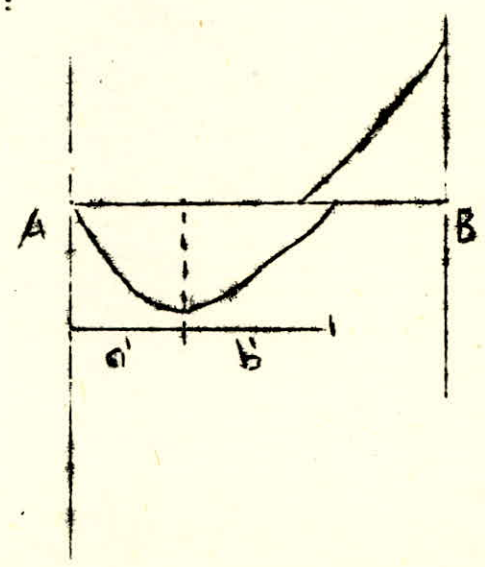
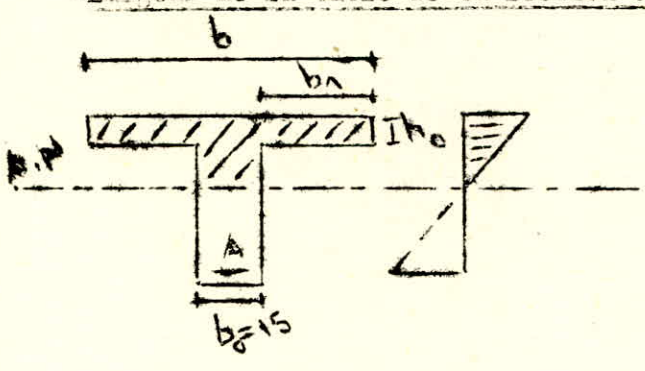
$$M(x) = M_0(x) - M_A(1 - \frac{x}{l}) - M_B \frac{x}{l}$$

$$= \frac{q l}{2} x(1-x) - M_A(1 - \frac{x}{l}) - M_B \frac{x}{l}$$

Pour $x = 1,3m \implies M_{max} = M(1,3) = \frac{2566}{2} \cdot 1,3(3,25 - 1,3) - 0 - 1970 \cdot \frac{1,3}{3,25}$

$M_{max} = 2461 \text{ kgf.m}$

-Largeur de la table de la section en T :



$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left(\frac{1X}{2} ; \frac{1}{10} ; \frac{2}{3} \min(a', b) \right)$$

a' : distance de la section considérée au point gauche de moment nul
 // // // // // // // droite // // //

a' = 1,3 m

$$M(x) = \frac{2566}{2} x (3,25 - x) - 1970 \cdot x = 0 \Rightarrow x = 2,78 \text{ m} \quad b' = 1,48 \text{ m}$$

D'où : $b - b_0 = \min \left(\frac{105}{2} ; \frac{325}{10} ; \frac{2}{3} \min(130, 278) \right)$

$$\frac{b - b_0}{2} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \times 32,5 + 15 = 80 \text{ cm} \quad b_0 = 30 \text{ cm}$$

Section d'armatures on prend : h = 30 cm

$$M = 2461 \text{ kgf.m} \quad \mu = \frac{15}{b \cdot h} = 0,0183 \quad \alpha = 0,1786 ; \epsilon = 0,9405$$

$\alpha h = 5,36 \text{ cm} < 3 \text{ cm} \quad K = 69$

Donc l'A N tombe dans la table. La section sera calculée comme une section rectangulaire.

$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h} = 3,12 \text{ cm}^2$ soit : 3 T 12 = 3,39 cm²

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = 40,59 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

b) Autre section en travée :

-Travée BC : $M_{max} = 2147 \text{ kgf.m}$

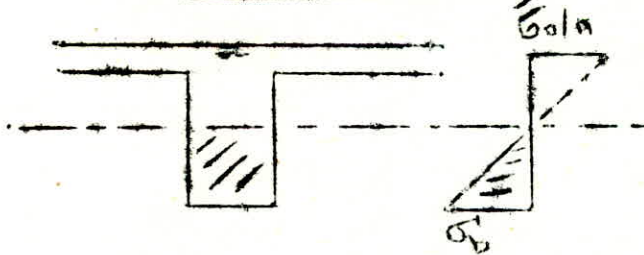
$\mu = 0,0150 \rightarrow \alpha = 0,168 ; \epsilon = 0,944 ; K = 74,3$

$\alpha h = 5,04 < 3 \text{ cm}$; l'A N dans la table d'où $A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \epsilon \cdot h} = 2,72 \text{ cm}^2$ soit 3 T 12 = 3,39 cm²

Travée DC : $M = 2179 \rightarrow \mu = 0,0365 \rightarrow \epsilon = 0,8815 \quad A = 2,94 \text{ cm}^2$ soit :
 3 T 12 = 3,39 cm² $K = 27,2$

5-1-2 Section sur appuis : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_s}{K} = 102,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7$

a) Section la plus sollicitée : Appui B $M = 2719 \text{ kgf.m}$



Section rectangulaire on suppose que l'acier travaille à sa contrainte admissible.

$\mu = \frac{15}{b_0 \cdot h^2} M = 0,1079 ; \epsilon = 0,8703 ; K = 26,5$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = 3,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} = 3 \text{ T } 14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 119,15 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

b) Autre section sur appui :

- Appui A : $M_A = 0$, mais parfaitement on prendra $M = 0,10 M_0 = 0,10 \cdot 3387 = 339 \text{ kgf.m}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b_0 \cdot h^2} = 0,0135 \quad \xi = 0,9484 ; K = 21,9$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = 0,43 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} : 3 \text{ T } 8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 128,4 \text{ kgf/cm}^2 < 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

- Appui C : $M = 2042 \text{ kgf.m}$ $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,081$ $\xi = 0,8846$
 $K = 28,3$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = 2,75 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} : 3 \text{ T } 12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 98,99 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

5-2 ARMATURES TRANSVERSALES : (A_t)

5-2-1 Travée AB :

- Appui A : $T = T_A = 2967 \text{ kgf}$; $z = \frac{7}{3} h = 26,25 \text{ cm}$

$$b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{2967}{15 \cdot 26,25} = 7,54 \text{ kgf / cm}^2$$

On choisit des A_t droites ($\alpha = 90^\circ$) :

en $A: M \approx 0 \Rightarrow \sigma'_b = 0 < \bar{\sigma}'_b$ d'où : $\bar{\tau}_b = 3,5$ $\bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kgf/cm}^2$
 $\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$

$$P_{at} = \max \left[(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\tau}_b}), 2 \right] = 0,858 ; \sigma_{at} = P_{at} \cdot \sigma_{ent} = 0,858 \cdot 4200 = 3604$$

$$t = \max \left[\frac{h}{0,2} (1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\tau}_b}), \frac{2 \cdot b}{5,9} \right] = 30 (1 - 0,3 \frac{3,5}{5,9}) = 18,5 \text{ cm} \rightarrow \bar{t} = 18,5 \text{ cm}$$

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{T}{z \cdot \sigma_{at}} = 0,0314 \quad \Rightarrow \quad t < \frac{A_t}{0,0314}$$

On choisit : (1 cadre + 1 étrier) T 6 $\Rightarrow A_t = 4 \cdot 6 = 1,13 \text{ cm}^2$

$t < \frac{1,13}{0,0314} = 36 \text{ cm}$ on choisit, $t = 15 \text{ cm}$

Appui B : $T = TB = 4542 \text{ kgf}$; $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 11,54 \text{ kgf/cm}^2$

On choisit des At droites : $\tau_b = 11,54 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b$
 $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 119,15 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = 16,14 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_b$

$\rho_{at} = \max \left[1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} ; \frac{2}{3} \right] = 0,783$; $\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} = 3259 \text{ kgf/cm}^2$
 $t = \max \left[(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) h ; 0,2 h \right] = 12,4 \text{ cm}$

$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{3 \cdot \sigma_{at}} = 0,0526$; $t \leq \frac{At}{0,0526} = 1,13 = 21,5 \text{ cm}$

Donc : (1 cadre + 1 étrier) T 6 avec : $t = 12 \text{ cm}$

à mi-travée :

L'effort tranchant a une valeur max. Sensiblement égale à :

$T_{\frac{L}{2}} = \frac{P \cdot L}{2} = \frac{1054 \cdot 3,35}{2} = 753 \text{ kgf}$; $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 0,36 \text{ kgf/cm}^2$

très faible. On mettra des At droites

(1 cadre + 4 étrier) T 6 avec : $t = 25 \text{ cm}$

5-2-2 Travée B.C :

Appui B. $T = TB = 4170 \text{ kgf}$; $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 10,6 \text{ kgf/cm}^2$

On prendra des At droites ($\alpha = 90^\circ$)
 $\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 119,15 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = 16,14 \text{ kgf/cm}^2$
 $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$t = \max \left[(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) h ; 0,2 h \right] = 13,83 \text{ cm}$

$\rho_{at} = \max \left[1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} ; \frac{2}{3} \right] = 0,800$; $\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} = 3360 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{3 \cdot \sigma_{at}} = 0,0473$; $t \leq \frac{At}{0,0473} = 1,13 = 23,9 \text{ cm}$

On prendra : (1 cadre + 1 étrier) T 6 avec $t = 15 \text{ cm}$

Appui C :

$T = TC = 3942 \text{ kgf}$; $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 10,01 \text{ kgf/cm}^2$

On adoptera des At droites ($\alpha = 90^\circ$)

$\bar{\sigma}'_b < \sigma'_b = 93,93 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}_b = 16,14 \text{ kgf/cm}^2$
 $\tau_b < \bar{\tau}_b$

$t = \max \left[(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b}) h ; 0,2 h \right] = 14,73 \text{ cm}$

$\rho_{at} = \max \left[1 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_b} ; \frac{2}{3} \right] = 0,911$; $\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{ent} = 3408 \text{ kgf/cm}^2$

$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{3 \cdot \sigma_{at}} = 0,0441$; $t \leq \frac{At}{0,0441} = 1,13 = 25,6 \text{ cm}$

On prendra : (1 cadre + 1 étrier) T 6 avec t = 15 cm

A mi-travée : comme en AB on adoptera :

(1 cadre + 1 étrier) T 6 avec t = 25 cm

5-2-5 Travée C D :

Appui C :

T = TC = 3963 kgf

σ_b = T / (b · z) = 3962 / (15 · 26,25) = 10,06 kgf/cm² < σ_b = 16,14 kgf/cm²

On prendra des At droites.

f = max [(1 - 0,3) (σ_b / σ_b) h ; 0,2 h] = 14,65 cm

ρ_{at} = max [(1 - σ_b / σ_b) (2 / 3)] = 0,811

σ_{at} = ρ_{at} σ_{ent} = 0,811 X 4200 = 3406 kgf/cm²

At / t ≥ T / (z · σ_{at}) = 3962 / (26,25 X 3406) = 0,0443

t ≤ (1,13 / 0,0443) = 25,5 cm

On prendra : (1 cadre + 1 étrier) T 6 avec t = 15 cm

Appui D : idem appui C.

6/ VERIFICATIONS DIVERSES :

6-1 VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :

6-1-1 VERIFICATION AUX APPUIX

a) appui de rive : T max = 2967 kgf

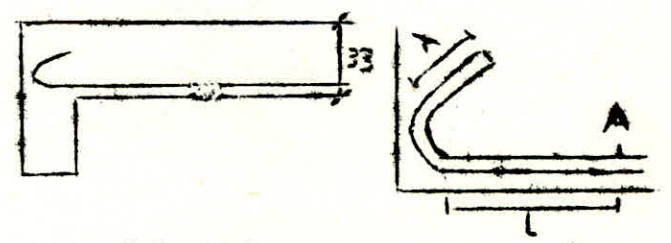
La section d'armatures au droit de l'appui doit équilibrer T max. Ces armatures seront la prolongation du lit d'armatures en travée soit : 3T12=3,39cm²

σ_a = T / A = 2967 / 3,39 = 875 kgf/cm² < σ_a = 2800 kgf/cm²

Calcul du crochet : α = 30°

Le crochet est ancré a partir du point A si :

l + 2,33 λ ≥ ld - 3,3 r
σ_d = 1,25 · ψ_d · σ_b = 1,25 (1,5) · 5,9 = 16,6 kgf/cm² (ancrage normal)
ld = (σ_a / σ_d) · (4 / 4) = (875 / 16,6) = 26,57 cm



Nous adopterons le rayon de courbure minimal : $r = 5,5 \phi$

$$r = 5,5 \cdot 1,2 = 6,6 \text{ cm}$$

on vérifie alors : $1 + 2,33 \lambda \geq 26,57 - 3,3 \cdot 6,6 = 4,8 \text{ cm}$

$$1 = 15 - 2 \cdot \frac{\phi}{2} - r = 13 - 0,6 - 6,6 = 5,8 \text{ cm}$$

$$\lambda \geq \frac{4,8 - 5,8}{2,33} \text{ négatif, on prends } \lambda = 5 \text{ cm}$$

Compression de la bielle de transmission d'effort :

La transmission des charges à l'appui se fait par une bielle à 45°. Cette bielle doit transmettre l'effort tranchant T, elle est donc soumise à l'effort de compression : $T \sqrt{2}$.

La contrainte de compression de la bielle doit demeurer $\sigma_{b'} = 67,5$

$$\sigma_{b'} = \frac{T \sqrt{2}}{b \cdot \frac{c}{\sqrt{2}}} = \frac{2 T}{b \cdot c} = \frac{2 \cdot 2967}{15 \cdot 15} = 26,37 \text{ kgf/cm}^2 < 67,5 \text{ kgf/cm}^2$$

Condition de non écrasement du béton :

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\sigma_c}{\sigma_{b'}} (1 + \phi) \nu \quad \nu = 1 \text{ une seule nappe ancrée}$$

$d = 6 \text{ cm}$ distance du centre de courbure à la paroi la plus proche.

$$r \geq 0,1 \cdot 2,1 \cdot \frac{1470}{67,5} (1 + 1,2) \cdot 1 = 3,14 \text{ cm}$$

On a pris : $r = 6,6 \text{ cm} > 3,14$ vérifiée

b) appui intermédiaire :

La section minimale d'armatures tendues en travée conduites jusqu'à un appui où le moment est "0" (sa valeur algébrique) doit pouvoir équilibrer un effort égal à : $T + \frac{M}{Z}$, sur l'appui B : $T + \frac{M}{Z} = 4170 - \frac{2719}{0,2625} < 0$

Il est donc inutile de faire la vérification.

6-1-2 JONCTION HOURDIS NERVURE :

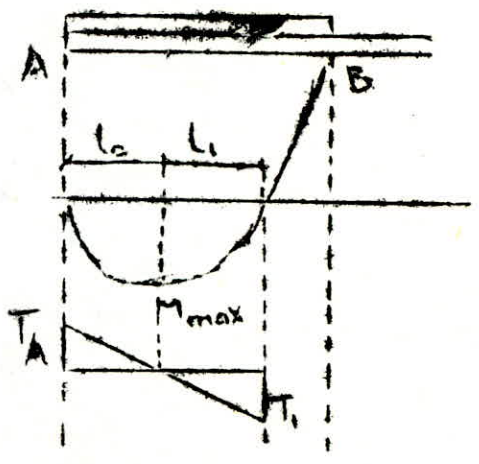
a) CONTRAINTES DE CISAILLEMENT DU BETON :

L'effort tangent à la jonction hourdis nervure est évalué par : $S = \frac{T}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$

T : effort tranchant max aux pts de moments nuls.

le moment s'annule en 2 points :

$$x = 0 \rightarrow T = T_A = 2967 \text{ kg.f}$$



$x = l_0 + l_1 = 1,3 + 1,48 = 2,78 \text{ m} \rightarrow T = T_1 = T_A - q_T x = 2967 - 2280 \cdot 2,78 = -3371 \text{ kgf.}$

Donc on prendra $T = \max(T_1, T_A) = 3371 \text{ kgf}$

D'où : $S = \frac{3371}{26,25} \cdot \frac{32,5}{60} = 52,17 \text{ kgf/cm}^2 = 5217 \text{ kgf/ml}$

La contrainte tangente sera : $\tau_b = \frac{S}{100 h_0} = \frac{5217}{100 \cdot 100} = 6,52 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 4 \tau_b = 4 \times 6,52 = 26,08 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_b$ vérifiée

b) Aciers de coutures :

pour équilibrer l'effort de glissement on peut utiliser les armatures inférieures de la dalle, on a :

$A = A_s + A_i = 113 + 1,69 = 1,975 \text{ m}^2$

$\sigma_a = \frac{S}{A} = \frac{5217}{1,975} = 2642 \text{ kgf/cm}^2 < \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

On constate bien que ces armatures ainsi disposées peuvent reprendre l'effort de glissement S.

Travée Bc :

$M = M_{max}; T_B - q_T x = 0 \quad x = \frac{T_B}{q_T} = \frac{4170}{2280} = 1,83 \text{ m}$

$M(x) = \frac{q_T x}{2} (1-x) - T_B (1-x) - M_C \frac{x}{l} = 0$

$\Rightarrow \frac{2566}{2} x (3,25-x) - 2719 (1-x) - 2042 \frac{x}{3,25} = 0$

$1283x^2 - 4378x + 2719 = 0 \quad \begin{cases} x = 2,6 \text{ m} \\ x = 0,82 \text{ m} \end{cases}$

$x = 0,82 \text{ m} \rightarrow T = T_B - q_T x = 4170 - 2280 \cdot 0,82 = 2300 \text{ kgf.}$

$x = 2,6 \text{ m} \rightarrow T = T_B - q_T x = 4170 - 2280 \cdot 2,6 = 1753 \text{ kgf}$

On prendra : $T = \max(2300, 1753) = 2300 \text{ kgf}$

$S = \frac{T}{z} \frac{b_1}{b} = \frac{2300}{26,25} \cdot \frac{32,5}{30} = 35,60 \text{ kgf/cm} = 3560 \text{ kgf/ml}$

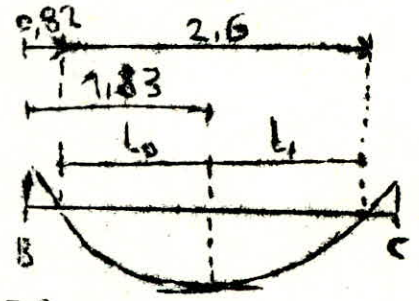
$\tau_b = \frac{S}{100 h_0} = \frac{3560}{100 \cdot 100} = 4,45 < \bar{\tau}_b$

en considérant comme armatures de coutures : $A = A_s + A_i = 1,975 \text{ cm}^2$

on a : $\sigma_a = \frac{S}{A} = \frac{3560}{1,975} = 1803 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$
VÉRIFIÉE

6.1.3 : ADHÉRENCE D'ENTRAÎNEMENT DES ARMATURES DE TRACTION :

$\tau = 2 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$



6-1-3 : ADHÉRENCE D'ENTRAÎNEMENT DES ARMATURES DE TRACTION :

$$\bar{\sigma}_s = 2\psi \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kgf/cm}^2$$

L'accroissement de l'effort de traction de l'armature tendue entre les abaisses x et $x + dx$ dû à la variation du moment flechissant engendre un effort tangent "s" le long de l'armature, et met en jeu l'adhérence acier béton.

La contrainte d'adhérence est : $\tau_a = \frac{T}{P_u s}$

$T = T_{\text{max}} = 113 = 4542 \text{ kgf}$

En B on a : $A = 3 \times 12$ d'où : $P_u = 3 \times 3,77 = 11,31 \text{ cm}$

$$\tau_a = \frac{4542}{11,31 \times 26,25} = 15,3 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 17,7$$

Donc les armatures longitudinales de traction ne sont pas entraînées.

7/ ARRÊT DES ARMATURES :

7-1 : Armatures longitudinales de traction ne sont

Dans toutes les sections calculées de la poutrelle on n'a qu'une seule nappe d'armatures à chaque fois. Donc il n'y aura pas d'arrêt de barres à faire ; on laissera filer toutes les barres.

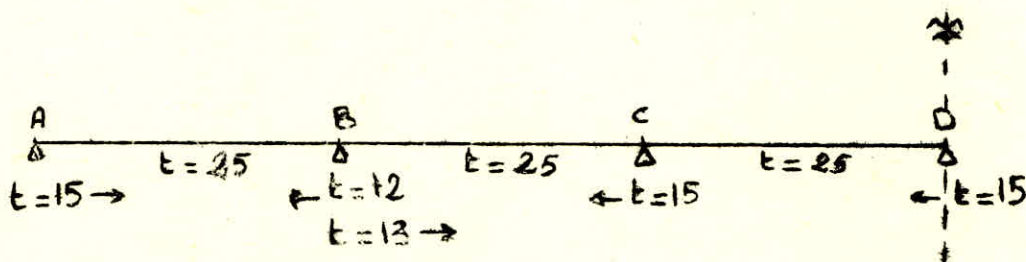
7-2 Armatures transversales :

Mr CAQUOT a donné pour la répartition des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, une règle pratique, applicable au cas des poutres supportant une charge uniformément répartie : l'écartement initial auprès de la poutre étant calculé, on prend : pour les écartements suivants : en cm, la suite des nombres :

7, 8, 9, 10, 11, 13, 16, 20, 25, 35, 60

en répétant autant de fois chaque intervalle qu'il ya de mettre dans la demi portée.

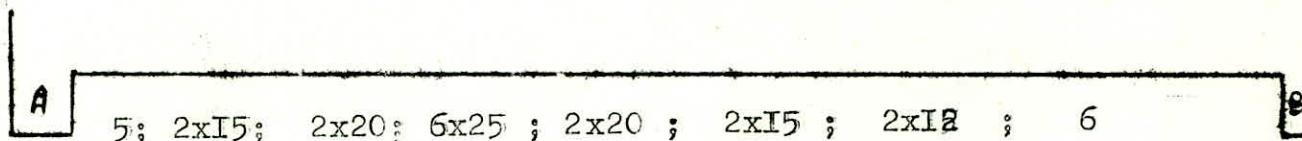
Dans notre cas les calculs ont donné :



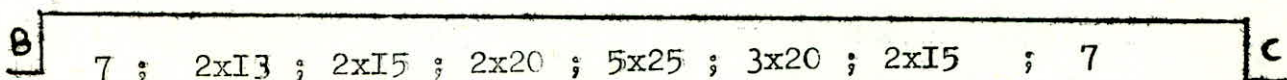
Le 1er plan d'armatures transversales sera placé à une distance de l'appui égale à t . Comme $\frac{l}{2} = \frac{3,25}{2} = 1,625$ nous prendrons le nombre entier supérieur, soit 2 et nous prévoyons à partir de l'appui 2 X t puis 2 X les nombres venant après t de la série de "CAQUOT"

on a :

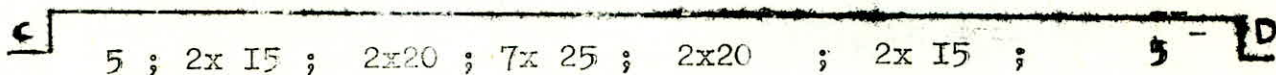
Travée AB :



Travée BC :



Travée CD :



$$8/ \text{FLECHE} : \frac{ht}{l} = \frac{33}{325} = 0,1015 > \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{vérifiée}$$

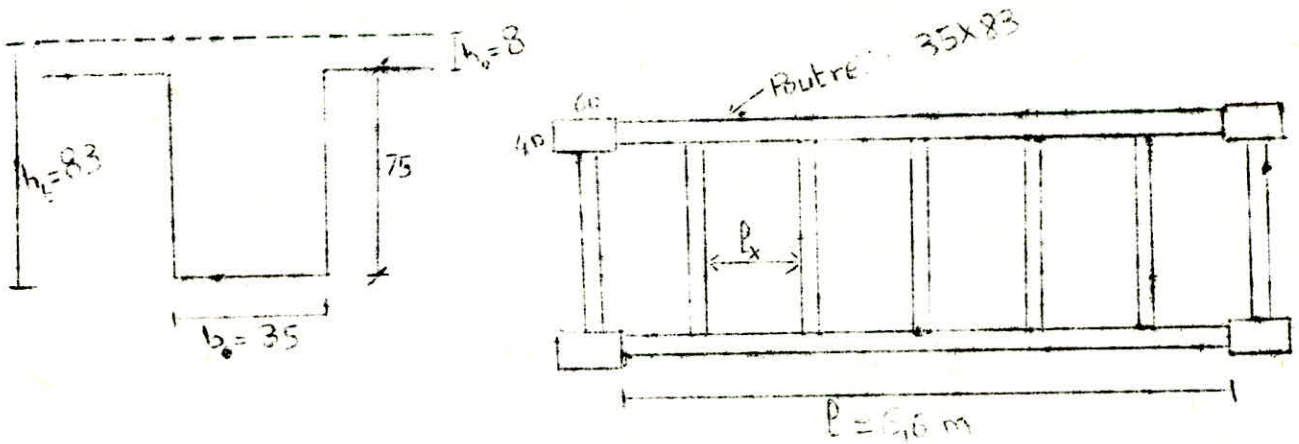
$$\frac{ht}{l} > \frac{1}{10} \quad \frac{Mt}{Ms} = \frac{1}{13} \frac{2461}{3307} = 0,073 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{3,39}{15,30} = 0,0075 < \frac{43}{\sigma_s} = \frac{43}{4200} = 0,0102 \quad \text{vérifiée}$$

Donc la vérification de la fleche est inutile.

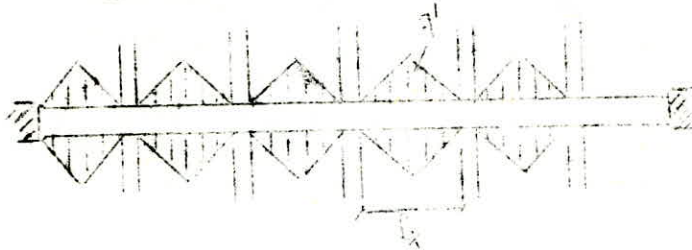
CALCUL DES POUTRES

I/COFFRAGE:



2/CHARGES ET SURCHARGES SUR LA POUTRE:

2.1.Charges permanentes:



-Transmission des triangles:

$$g_t = 2(q' \cdot l_x \cdot \frac{l_x}{2} \cdot \frac{I}{2}) \cdot \frac{I}{l_x} \quad ; \quad q' = \text{charge/m}^2 \text{ de dalle} = 323 \text{Kgf/m}^2$$

$$g_t = 2(323 \cdot \frac{1,05^2}{4}) \cdot \frac{I}{1,05} = 170 \text{Kgf/ml.}$$

-Retombée:

$$= b_o (h_t - h_o) \cdot \frac{I}{b} = 0,35(0,83 - 0,08) 2500 = 656 \text{Kgf/ml}$$

-Plancher sur la poutre:

$$= q' \cdot b = 323 \cdot 0,35 = 113 \text{Kgf/ml}$$

Donc la charge/ml de poutre est : $g = 170 + 656 + 113 = 939 \text{Kgf/ml}$

2.2: Surcharges:

a) Surcharges uniformément réparties:

La surcharge /m² de plancher majorée de 20% ± I,2 XI 500 = 1800 Kg/m²

-Transmission des triangles: 2 X 0,25 XI 1800 XI 1,05 = 945 Kgf/ml

-Surcharges sur la poutre: 1800 X 0,35 = 630 " / "

$$P = 1575 \text{ Kgf/ml}$$

Donc .

La charge totale uniformément répartie est :

$$q = g + p = 939 + 1575 = 2514 \text{ Kgf/ml}$$

b) Surcharges concentrees:

Les efforts tranchants des poutrelles se convertissent en charges concentrees sur la poutre, du fait que cette derniere leur serve d'appui : ce sont des reactions.

α) Réaction sous l'effet des charges et surcharges:

Elle est donnée par : $Q' = T_{Bg} + T_{Bd}$

où T_{Bg} : effort tranchant gauche à l'appui B.

T_{Bd} : " " droit " " "

On a choisit l'appui B car c'est le plus défavorable.

$T_{Bg} = 4542 \text{ Kgf.}$
 $T_{Bd} = 4170 \text{ Kgf.}$) $Q' = 4542 + 4170 = 8712 \text{ Kgf}$

β) Réaction sous l'effet de la charge permanente seule:

Elle est donnée par : $G = Q' \frac{T_o}{T_{op}}$

T_{oy} : effort tranchant isostatique sous les charges permanente

T_{op} : " " " " " surcharges seules

$T_{oy} = 692 \text{ Kg.f.}$
 $T_{op} = 3013 \text{ Kg.f.}$) $G = 8712 \cdot \frac{692}{3013} = 2001 \text{ Kgf.}$

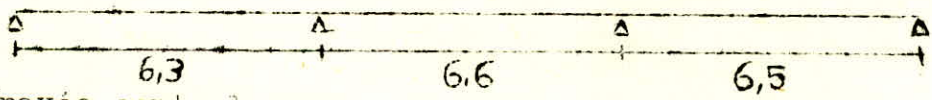
γ) Réaction sous l'effet des surcharges seules:

Elle est donnée par :

$P = Q' - G = 8712 - 2001 = 6711 \text{ kgf.}$

3/ CALCUL DES EFFORTS ISOSTATIQUE DANS LA POUTRE :

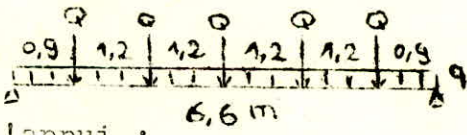
La poutre à étudier est la suivante :



- Travée centrale :

Moment isostatique à mi-travée

$M_o = q \frac{l^2}{8} + \frac{Ql}{4} + 3q$



Effort tranchant isostatique à l'appui :

$T = \frac{ql}{2} + \frac{5Q}{2}$

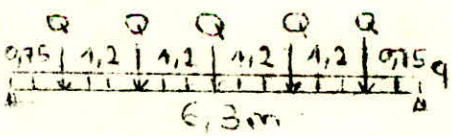
Application numérique :

$l = 6,6m.$

$M_o = 5,45q + 4,65Q$
 $T_o = 3,3q + 2,5Q$

- Travée de rive gauche :

$M_o = \frac{ql^2}{8} + \frac{Ql}{4} + 7q$



$T_o = \frac{ql}{2} + \frac{5Q}{2}$

Pour $l = 6,3m$

$M_o = 4,90q + 4,275Q$
 $T_o = 3,15q + 2,5Q$

Les efforts isostatiques pour chaque cas de charge (3) se résument dans le tableau suivant :

$$T_0 = 3,75 \times 2,5 = 9,375$$

Les efforts isostatiques pour chaque cas de charge (3) se résument dans le tableau suivant :

| | | M_0 (Kg m) | | T_0 (Kg) | |
|-----------------------|----------------------------|--|-------|--|-------|
| Travée - Centrale | Charges permanentes seules | $5,445 \times 939 = 5093$ $4,65 \times 2001 = 9305$ | 14418 | $3,3 \times 939 = 3099$ $2,5 \times 2001 = 5003$ | 8102 |
| | Surcharge seule | $5,445 \times 1575 = 8575$ $4,65 \times 6711 = 31208$ | 39782 | $3,3 \times 1575 = 5198$ $2,5 \times 6711 = 16778$ | 21976 |
| | Charges + Surcharges | | 54200 | | 30078 |
| Travée de rive gauche | Charges permanentes seules | $4,70 \times 939 = 4407$ $4,275 \times 2001 = 8554$ | 13211 | $3,15 \times 939 = 2958$ $2,5 \times 2001 = 5003$ | 7961 |
| | Surcharges seules | $4,70 \times 1575 = 7402$ $4,275 \times 6711 = 28690$ | 36092 | $3,15 \times 1575 = 4961$ $2,5 \times 6711 = 16778$ | 21739 |
| | Charges + Surcharges | | 49213 | | 29700 |

Les valeurs trouvées pour la travée centrale et celles trouvées pour la travée de rive gauche ne diffèrent pas beaucoup (8% de différence au max) Donc on calculera la poutre continue à travées égales à $l = 6,6$ m

4/Calcul des efforts de continuité :

a) Moments flechissants :

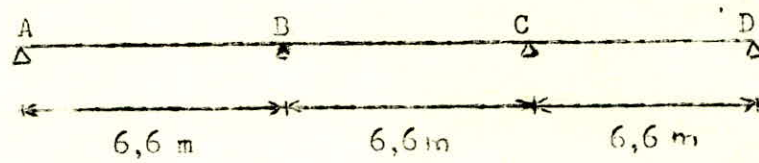
Pour évaluer ces efforts nous utiliserons la méthode forfaitaire moyennant certaines précautions du fait qu'elle n'est pas applicable dans notre cas :

$S > 26$ donc nous prendrons les moments aux appuis M_W et M_e élevés :

- (Mw Me) ≥ 0,6 Mo appui intermediaire quelconque
- (Mw Me) ≥ 0,7 Mo appui voisin de l'appui de rive

-Les moments en travées seront calculés en tenant compte des differents modes de chargement des travées.

On aura à étudier la poutre suivante :



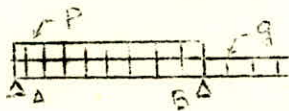
a-1 Max aux appuis :

Appuis de rive (A et D) : $M_A = M_D = 0,2 M_0 = 0,2 M_0 = 0,2 \times 54200 = 10840 \text{ kgf.m}$

Appuis intermediaires (B et C) : $M_B = M_C = 0,7 M_0 = 0,7 \times 54200 = 37940 \text{ kgf.m}$

a-2 Travée AB :

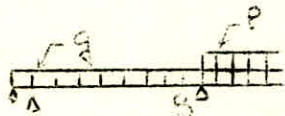
Moment max en travée : $M_A = 10840 \text{ kgf.m}$



$$M_B = 0,7 M_{0q} + \frac{0,7 M_{0p}}{2} = 0,7 \cdot 14418 + \frac{0,35 \cdot 39782}{2} = 24016 \text{ kgf.m}$$

$$M_t = M_{0q} - \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{54200 - 10840 + 24016}{2} = \underline{\underline{36772 \text{ kgf.m}}}$$

Moment min. en travée :

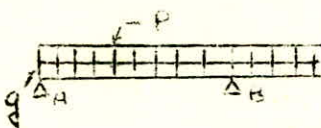


$$M_A = 0,2 M_{0q} = 0,2 \cdot 14418 = 2884 \text{ kgf.m}$$

$$M_B = 0,7 M_{0q} + 0,35 M_{0p} = 0,7 \cdot 14418 + 0,35 \cdot 39782 = 24016 \text{ kgf.m}$$

$$M_t = M_{0q} - \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{14418 - 2884 + 24016}{2} = \underline{\underline{968 \text{ kgf.m}}}$$

Moment max. en appui



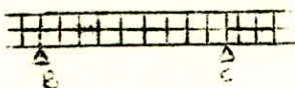
$$M_A = 0,2 M_{0q} = \underline{\underline{10840 \text{ kgf.m}}}$$

$$M_B = 0,7 M_{0q} = 0,7 \cdot 54200 \text{ kgf.m} = \underline{\underline{37940 \text{ kgf.m}}}$$

$$M_t = M_{0q} - \frac{M_A + M_B}{2} = \frac{54200 - 10840 + 37940}{2} = 29810 \text{ kgf.m}$$

a-3 Travée BC :

max. appui :

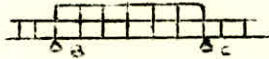


$$M_B = M_C = 37940 \text{ kgf.m}$$

$$M_t = M_{oq} - \frac{M_C + M_B}{2} = 54200 - \frac{2 \times 37940}{2} = 16260 \text{ Kgf.M}$$

Max.en travée :

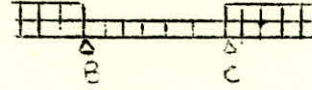
$$M_B = M_C = 0,7 M_{oq} + 0,35 M_{op} = 24016 \text{ Kgf.m}$$



$$M_t = M_{oq} - \frac{M_C + M_B}{2} = 54200 - \frac{2 \times 24016}{2} = \underline{\underline{30184 \text{ Kgf.m}}}$$

min en travée :

$$M_B = M_C = 24016 \text{ Kgf.m}$$



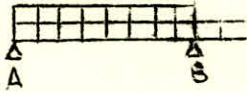
$$M_t = M_{oq} - \frac{M_B + M_C}{2} = 14418 - \frac{2 \times 24016}{2} = \underline{\underline{-9598 \text{ Kgf.m}}}$$

b) Efforts tranchants :

b-1 Travée AB:

max appui A : $M_A = 10840 \text{ Kgf.m}$; $M_B = 24016 \text{ Kgf.m}$

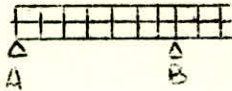
$$T_A = T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = 30078 + \frac{10840 - 24016}{6,6} = 28082 \text{ Kgf.}$$



$$T_B = -T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = -30078 + \frac{10840 - 24016}{6,6} = -32074 \text{ kgf.}$$

max appui B : $M_A = 10840$; $M_B = 37940$

$$T_A = T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = 25972 \text{ Kgf.}$$

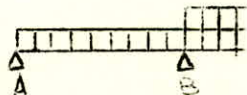


$$T_B = -T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = \underline{\underline{-34184 \text{ Kgf.}}}$$

Travée déchargée :

$$M_A = 2884 \quad ; \quad M_B = 24016$$

$$T_A = T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = 8102 + \frac{2884 - 24016}{6,6} = 4900 \text{ Kgf.}$$

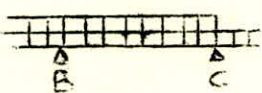


$$T_B = -T_{oq} + \frac{M_A - M_B}{l} = -8102 + \frac{2884 - 24016}{6,6} = \underline{\underline{-11304 \text{ Kgf.}}}$$

b-2 Travée BC :

max appui B : $M_B = 37940$; $M_C = 24016$

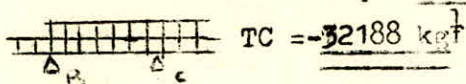
$$T_B = T_{oq} + \frac{M_B - M_C}{l} = \underline{\underline{32188 \text{ kg.f}}}$$



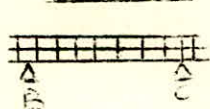
$$T_C = -T_{oq} + \frac{M_B - M_C}{l} = \underline{\underline{-27968 \text{ kg.f}}}$$

max appui C : MB = 24016 ; MC = 37940

TB = Toq + MB - MC = 27968 kgf



-Autres cas :

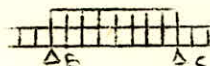


MB = MC = 37940 ; TB = Toq = 30078 kg f

TC = -Toq = -30078 kg f

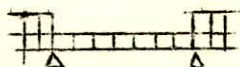
MB = MC = 24016 ; TB = -Toq = +30078 kg f

TC = Toq = -30078 kg f



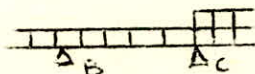
MB = MC = 24016 ; TB = Toq = 8102 kg f

TC = -Toq = -8102 kg f



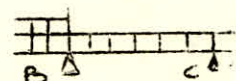
MB = 0,7 Moq = 10093 ; TB = Toq = MB - MC = 5992 Kg f

TC = -T6g = $\frac{1}{MB - MC} = -10212 Kg f$



MB = 24016 ; TB = 10212 Kg f

MC = 10093 ; TC = 5992 Kg f



5/Calcul des armatures :

5 1 Armatures longitudinales :

5 1 1 : Sections sur appuis :

-Section sur appui la plus sollicitée : Appui B (ou C)

M = MB = 37940 kgf m , section rectangulaire : 35X83

on prend : h = 77 cm moment resistant du béton : Mrb = Kb h²

$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_n} = \frac{15 \cdot 137,7}{15 \cdot 137,7 + 2800} = 0,4245 \rightarrow K = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) = 25,09$

Mrb = 25,09 X 35 X 77² = 5206551 kgf.cm = 52065 Kg f m > M

$\Rightarrow A' = 0$

$\rho = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a h^2} = 0,0979 \quad \xi = 0,8753 \quad A = \frac{M}{\bar{F}_a \cdot \xi \cdot h} = 20,1 \text{ cm}^2$

K = 25,1

soit : 4 T 20 + 4 T 16 = 20,58 cm²

$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_n}{K} = \frac{2800}{25,1} = 11,55 \text{ Kg f/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ Kg f/cm}^2$

-Autres section appuis : Appui A (ou D) ; h = 77 cm

M = MA = 10840 Kgf.m < Mrb. => A' = 0

mu = (15 * M) / (sigma_a * b * h^2) = 0,028 -> { z = 0,9275 ; A = M / (sigma_a * E * h) = 5,42 cm^2 ; K = 54

Soit : 4T14 = 6,16 cm^2

sigma'_b = (sigma_a / K) = (2800 / 54) = 51,85 Kgf/cm^2 < sigma'_b = 137,7 Kgf/cm^2

5-1-2 Sections en travée :

-Section la plus sollicitée : travée AB -> M = 36772 Kgf.m

Largeur de la table de la section en té :

b1 = (b - b0) / 2 = min((1X / 2) ; (1 / 10) ; (2 / 3) (a', b')) { 1 X = 3,25 m ; 1 = 6,6 m

En outre la largeur envisagée est limitée afin de ne pas obtenir des contraintes de cisaillement trop importantes à la jonction du hourdis et de la nervure. En pratique cette condition revient à limiter la largeur considérée (b1) à environ 6 à 8ho.

De plus la condition (2 / 3) (a', b') n'intervient pas pour une section située à mi-travée (a et b' ont les mêmes définitions que pour les poutrelles).

On prend donc : b1 = min((325 / 2) ; (660 / 10) ; (6 à 8) X 8) = 48 à 64 cm

On prend : b1 = 55 cm

d'où b = 2Xb1 + b0 = 2X55X35 = 145 cm ; b = 145 cm

Section d'armatures : on prend : h = 77 cm

M = 36772 Kgf.m -> mu = (15 * M) / (sigma_a * b * h^2) = 0,0229 -> alpha = 0,1985

alpha * h = 15,3 cm > ho = 8 cm => L'A.N tombe dans la nervure.

theta = (ho / h) = (8 / 77) = 0,104 ; beta = (b0 / b) = (35 / 145) = 0,241 -> alpha = 0,220 d'où : rho = (alpha / theta) = 2,1 ; mu = 0,0229

(beta = 0,241 ; rho = 2,1) => m = 0,525

z = h - mho = 77 - 0,525 8 = 72,8 cm ; A = M / (z * sigma_a) = 18,04 cm^2

Soit : 2 T 20 + 6 T 16 = 18,38 cm^2

sigma'_b = sigma_a / K = 2800 / K avec : K = 15 (1 - alpha) / alpha = 15 (1 - 0,22) / 0,22 = 53,18

sigma'_b = 52,65 Kgf/cm^2 < sigma'_bo = 67,5 Kgf/cm^2

Autre section en travée : Travée BC ; M = 30184 Kgf.m

mu = 15 * M / (sigma_a * b * h^2) = 0,0188 -> alpha = 0,1807 -> alpha * h = 19,9 cm > ho

donc l'A N tombe dans la nervure.

(theta = 0,104 ; beta = 0,241 ; mu = 0,0188 ==> alpha = 0,197

D'où, rho = alpha / theta = 1,894

(rho = 1,894 ; beta = 0,241) ==> m = 0,496

z = h - mho = 77 - 0,496 * 8 = 73,03 cm

A = M / (z * sigma_a) = 14,76 cm^2 soit : 6 T 16 + 2 T 14 = 15,18 cm^2

K = 15 (1 - alpha) / alpha = 61,14 ; sigma'_b = sigma_a / K = 45,8 Kgf/cm^2 < sigma'_bo = 67,5 Kgf/cm^2

5.2 Armatures transversales : (At)

5-2-1 Travée AB :

-Appui A : T = TA = 28082 Kgf ; z = 7/8 * h = 7/8 * 77 = 67,38 cm

sigma'_b = T / (bo * z) = 28082 / (35 * 67,38) = 11,91 Kgf/cm^2

on choisit des At droites à la ligne moyenne.

en A : sigma'_b = 51,85 < sigma'_bo -> sigma'_b = 3,5 * sigma'_b = 20,65 Kgf/cm^2 > sigma'_b

rho_at = max [(1 - sigma'_b / sigma'_bo) * (2 / z)] = 0,776 ; sigma_at = rho_at * sigma_ent = 0,776 * 4200 = 3259 Kgf/cm^2

E = max [h (1 - 0,3 * sigma'_b / sigma'_bo) ; 0,2h] = 46,6 cm

At / t >= T / (z * sigma_at) = 0,128 ==> t <= At / 0,128

on choisit : 2 cadres phi 8 At = 4 * 8 = 2,01 cm^2

t <= 2,01 / 0,128 = 15,7 cm

$$t \leq \frac{2,01}{0,128} = 15,7 \text{ cm}$$

donc : 2 cadres T 8 avec t = 15 cm

Appui B : T = 34184 kgf ; z = 67,38 cm

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 14,5 \text{ kgf/cm}^2 \text{ ; on choisit des At droites}$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}_b = 111,55 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow \bar{\epsilon}_b = (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b = 16,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\epsilon}_b$$

$$\rho_{at} = \max \left[1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9 \bar{\sigma}_b} ; \frac{2}{3} \right] = 0,727 \text{ ; } \sigma_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{ent} = 3053 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max \left[h (1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}) ; 0,21 \right] = 20,23 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{z \cdot \sigma_{at}} = \frac{34184}{67,38 \cdot 3053} = 0,1662 \rightarrow t \leq \frac{2,01}{0,1662} = 12,1 \text{ cm}$$

on prendra : 2 cadres T 6 avec t = 12 cm

5-2-2 : Travée B C :

Appui B : T = 32188 kgf ; z = 67,38 cm

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 13,65 \text{ kgf/cm}^2 \text{ ; on choisit des At droites}$$

$$\bar{\epsilon}_b = 16,8 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\epsilon}_b$$

$$\rho_{at} = \max \left[1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9 \bar{\sigma}_b} ; \frac{2}{3} \right] = 0,743 \quad \sigma_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{ent} = 3120 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{t} = \max \left[h (1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}) ; 0,21 \right] = 23,56 \text{ cm}$$

$$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{z \cdot \sigma_{at}} = 0,1531 \rightarrow t \leq \frac{2,01}{0,1531} = 13,13 \text{ cm}$$

on prendra :

2 cadres T 8 avec t = 13 cm

-Appui C : T = 32188 kgf

idem appui B

6/ Arrêt des armatures longitudinales :

Pour raison d'économie nous devons arrêter les barres longitudinales à des distances bien déterminées par un dessin d'épure d'arrêt des barres. Ce dessin est obtenu en traçant la courbe enveloppe des moments flechissants (de façon classique par les procédés de la R.D.M.)

Ce pendant le moment flechissant à prendre en compte pour le calcul n'est pas celui qui est donné par la courbe enveloppe, car celle-ci doit subir un décalage afin de tenir compte de la fissuration oblique de l'âme de la poutre, ainsi que le montre la théorie de l'effort tranchant. Ce décalage est égal à $z/2$ suivant les prescriptions de l'article 35,21 des règles C.C.BA 68 qui admet que la fissuration des âmes se produit à 45°

z : désigne le bras de levier du couple élastique
Après chaque arrêt on doit vérifier que : $MrA > M$

MrA : moment résistant des aciers

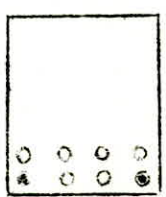
M : moment sollicitant (extérieur)

6-1 Dans la travée A B :

on adopte : $z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 77 = 67,38 \text{ cm} \implies \underline{\underline{z/2 = 34 \text{ cm}}}$

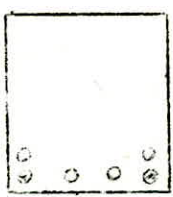
Armatures inférieures : $z \approx h - \frac{h_0}{2} = 77 - \frac{8}{2} = 74 \text{ cm}$

les arrêts se feront comme suit :



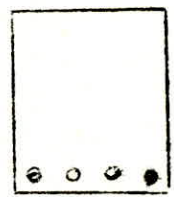
2 T 20 + 6 T 16

à mi-travée aucun arrêt.



2T20 + 4 T 16

1er arrêt (2 T16)



2 T 20 + 2 T 16

2e arrêt (2T16)

1 Lit : 2 T 20 + 2T16 = $10,3 \text{ cm}^2 \implies MrA = 10,3 \times 2800 \times 0,74 = 21342 \text{ kgf.m}$

Largeur d'ancrage : $ld = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_s}{\sigma_a} = 2 \cdot \frac{2800}{16,6} = 84,3 \text{ cm} \implies ld = 85 \text{ cm}$

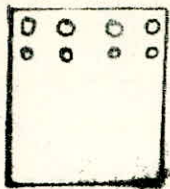
1 Lit : 2 T 16 = $4,02 \text{ cm}^2 \implies MrA = 4,02 \times 2800 \times 0,74 = 8329 \text{ kgf.m}$
 $ld = \frac{1,6}{4} \cdot \frac{2800}{16,6} = 67,5 \text{ cm} \implies ld = 68 \text{ cm}$

1 Lit : 2 T 16 $\implies MrA = 8329 \text{ kgf.m} ; ld = 68 \text{ cm}$

- Armatures Supérieures: $z = 0,866h = 0,866 \cdot 77 = 66$

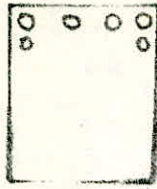
Les arrêts se feront comme suit:

4T20 + 4T16



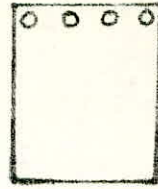
Appui B: aucun arrêt.

4T20 + 2T16



1^{er} arrêt (2T16)

4T20



2^e arrêt (2T16)

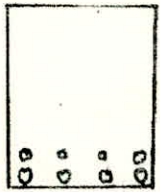
1 lit: 4T20 = 12,57 cm² → M_{RA} = 12,57 × 2800 × 0,65 = 22877 Kgf.m
 l_d = 85 cm.

1 lit: 2T16 = 4,02 cm² → M_{RA} = 8329 Kgf.m ; l_d = 68 cm

1 lit: 2T16 = 4,02 cm² → M_{RA} = 8329 Kgf.m ; l_d = 68 cm.

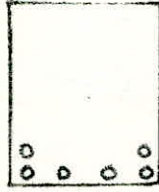
5-2. DANS LA TRAVÉE BC:

- Armatures Inférieures: $z = 76$ cm.



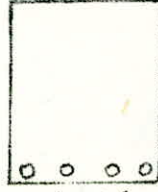
6T16 + 2T14

mi-travée: aucun arrêt:



6T16

1^{er} arrêt (2T14)



4T16

2^e arrêt (2T14)

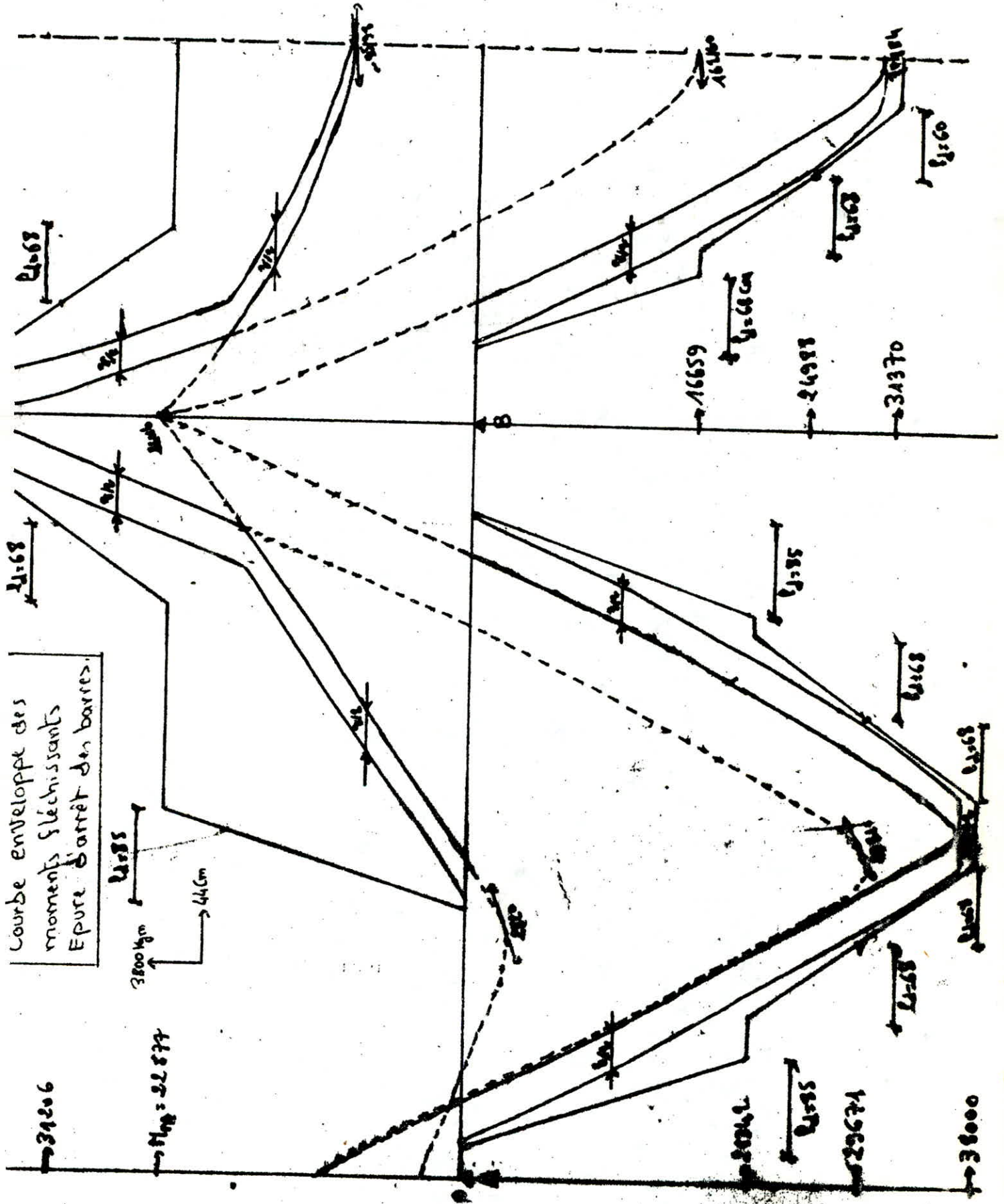
1 lit: 4T16 = 8,04 cm² → M_{RA} = 8,04 × 2800 × 0,76 = 16659 Kgf.m ; l_d = 68 cm

1 lit: 2T16 = 4,02 cm² ; M_{RA} = 8329 Kgf.m ; l_d = 68 cm

1 lit: 2T14 = 3,08 cm² ; M_{RA} = 3,08 × 2800 × 0,76 = 6382 Kgf.m

$l_d = \frac{14}{6} \cdot \frac{2800}{16,6} = 59$ cm → l_d = 60 cm.

- Armatures Supérieures: Voir la travée AB.



Courbe enveloppe des moments fléchissants
Epure d'arrêt des barres.

7/ Repartition des armatures transversales :

Toutes les armatures transversales qui seront utilisées seront perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre. Leur repartition sur la longueur de la poutre se fera en fonction de la courbe enveloppe des efforts tranchants correspondant à chaque travée.

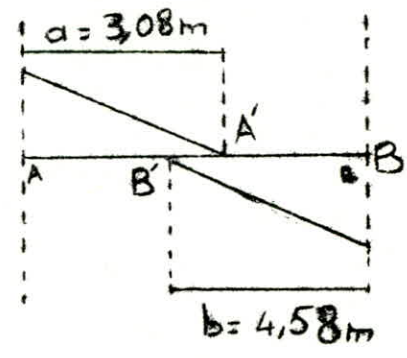
7;1 Dans la travée AB :

Sur appui A : $t = 15$ cm

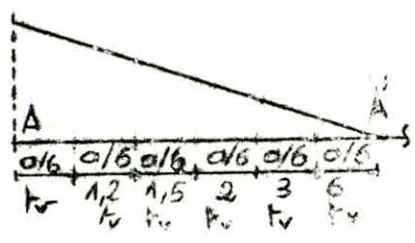
Sur appui B : $t = 12$ cm

A partir de la courbe enveloppe des efforts tranchants on détermine $a = 3,08$ cm
 $b = 4,58$ cm

on a déterminé :



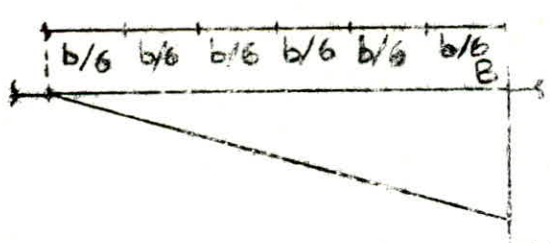
Sur AA' $a = 3,08$ cm $\rightarrow \frac{a}{5} = 51$ cm $t_v = 15$ cm



les écartements successifs sont :
 15 ; 18 ; 22,5 ; 30 ; 45 ; 90

| | $t_v/2$ | t_v | $1,2t_v$ | $1,5t_v$ | $2t_v$ | $3t_v$ | $6t_v$ |
|------------------|---------|-------|----------|----------|--------|--------|--------|
| Ecartés | 7,5 | 15 | 18 | 22,5 | 30 | 45 | 90 |
| nombre | 1 | 3 | 3 | 2 | 2 | 1 | 0 |
| Distance | 7,5 | 45 | 54 | 45 | 60 | 45 | - |
| Distance CUMULÉE | 7,5 | 52,5 | 106,5 | 151,5 | 211,5 | 256,5 | - |

Sur BB' : $b = 4,58$ cm $\rightarrow \frac{b}{5} \approx 76$ cm : $t_v = 12$ cm



les écartements excessifs sont :
 12 ; 14 ; 18 ; 24 ; 36 ; 72

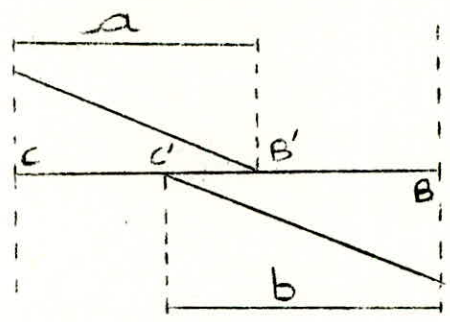
| | $t_v/2$ | t_v | $1,2t_v$ | $1,5t_v$ | $2t_v$ | $3t_v$ | $6t_v$ |
|------------------|---------|-------|----------|----------|--------|--------|--------|
| Ecartés | 6 | 12 | 14 | 18 | 24 | 36 | 72 |
| Nombre | 1 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| Distance | 6 | 72 | 70 | 72 | 72 | 72 | 72 |
| Distance Cumulée | 6 | 78 | 148 | 220 | 292 | 364 | 436 |

Nous avons ainsi de A à B la répartition suivante :

1 X7 ; 3X15 ; 3X18 ; 2X22,5 ; 2X30 ; 1X45 ; 1X40 ; 2X36 ; 3X24 ; 4X18 ; 5X14 →
 → 6X12 ; 1X6

7-2 Dans la travée BC :

Sur appui B : t = 13 cm
 Sur appui C : t = 13 cm
 La courbe enveloppe donne
 a = b = 4,6 cm



-Sur BB' :

a = 460 cm → $\frac{a}{6} \approx 76$ cm ; t_v = 13 cm

Les écartements successifs sont
 t_v ; 1,2 t_v ; 1,5 t_v ; 2 t_v ; 3 t_v ; 6 t_v
 13 ; 15,5 ; 19,5 ; 26 ; 29 ; 52

| | t _v /2 | t _v | 1,2t _v | 1,5t _v | 2t _v | 3t _v | 6t _v |
|-----------------|-------------------|----------------|-------------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|
| Ecartes | 6,5 | 13 | 15,5 | 19,5 | 26 | 39 | 52 |
| nombre | 1 | 6 | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 |
| Distances | 6,5 | 78 | 77,5 | 78 | 78 | 78 | 52 |
| Distances Cumul | 6,5 | 84,5 | 162 | 240 | 318 | 396 | 448 |

-Sur CC' même chose que pour BB' puisque b = a = 460 cm et t_v = 13 cm

Nous avons ainsi de B vers C la répartition suivante :

1X6,5 ; 6X13 ; 5X15,5 ; 4X19,5 ; 3X26 ; 1X24 ; 3X26 ; 4X19,5 ; 5X15,5 ; 6X13 ; 1X6,5

Espacements à adopter le long de la poutre :

Pour raison de bonne réalisation et exécution des armatures transversales on adoptera les espacements suivants :

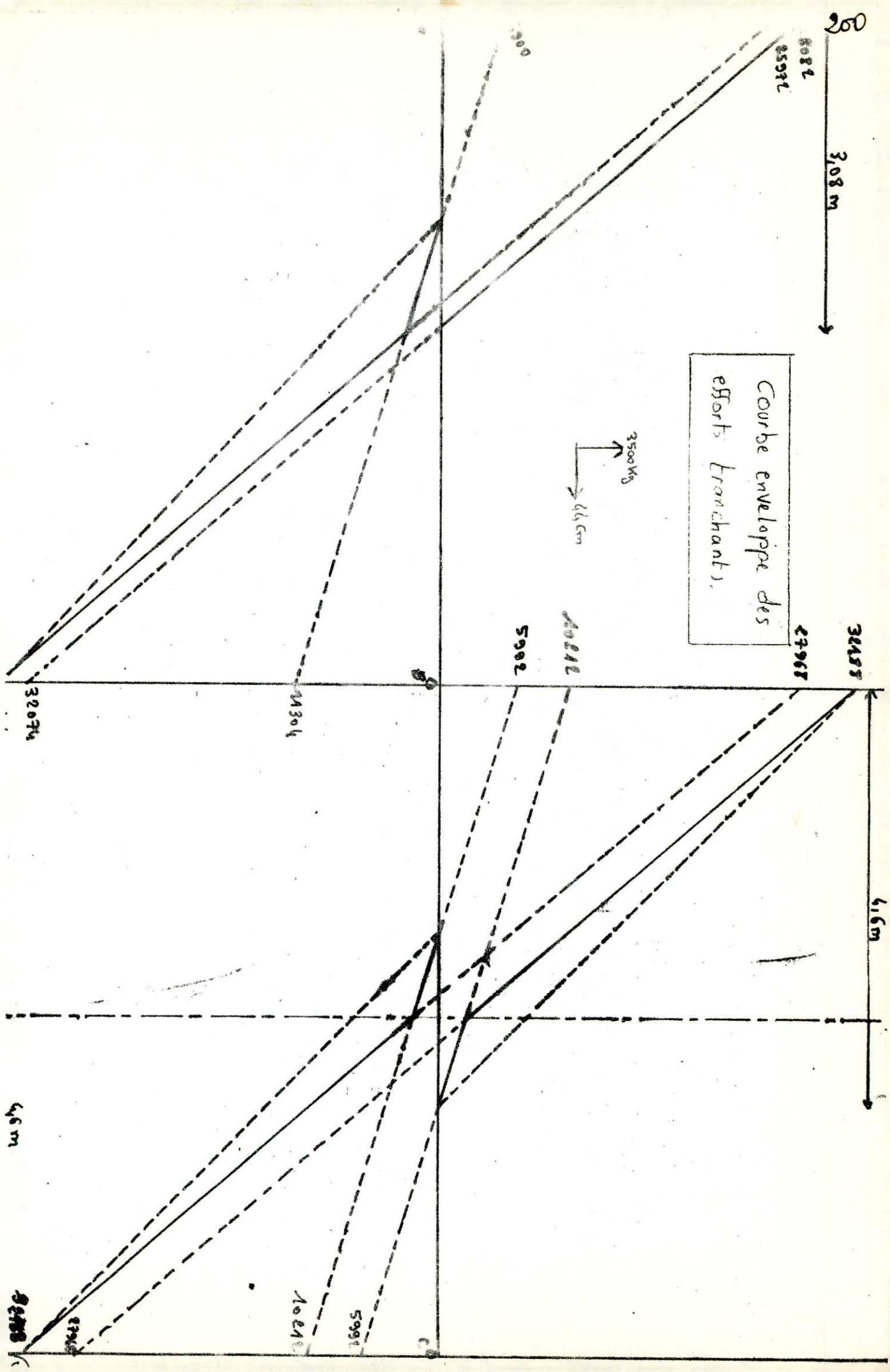
Travée AB de A vers B :

1X5 ; 4X15 ; 4X20 ; 2X25 ; 2X25 ; 2X30 ; 1X40 ; 2X35 ; 3X25 ; 4X20 ; 5X15 X 6X10 ; 1X5

Travée BC de B vers C :

1X5 ; 6X10 ; 6X15 ; 5X20 ; 3X25 ; 3X25 ; 5X20 ; 6X15 ; 6X10 ; 1X5

Néanmoins les espacements admissibles au droit des appuis sont respectés



8) VERIFICATIONS DIVERSES

8-I) Verification à l'effort tranchant.

a) equilibre d'about:

a-1) Traction des armatures tendues inferieures

T = 28082 kgf.

La section d'armatures tendues au droit de l'appui de rive doit equilibrer l'effort (T) .CES armatures sont la section minimale des aciers tendus en travée prolongé jusqu'à cet appui. Soit:

2T20 + 2T16 = 10,3 cm²
 $\sigma_a = \frac{T}{A} = \frac{28082}{10,3} = 2726,4 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$

a-2) Ancrage des armatures de traction:

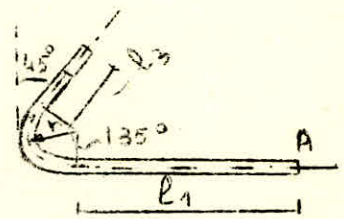
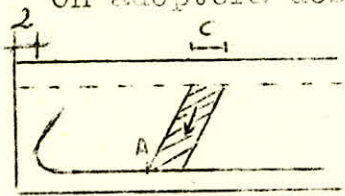
- Condition de non ecrasement du beton:

$r \geq 0,10 \phi \quad (I + \frac{\phi}{d}) v$
 $r \geq 0,10 \phi \cdot \frac{2800}{67,5} \cdot (I + \frac{\phi}{6}) \cdot f = 0,69 \cdot \phi^2 + 4,15 \cdot \phi$

- Pour $\phi = 16 \text{ mm}$ $r \geq 8,4 \text{ cm}$
- Pour $\phi = 20 \text{ mm}$ $r \geq 11 \text{ cm}$

Ancrage par courbure:

On adoptera des crochets à 45°



Le crochet est ancré à partir du point (A) si et seulement si :

$l_1 + 2,56 l_3 \geq l_d - 3,92 \cdot r$
 $\bar{\sigma}_a = 1,25 \psi_s^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,7 \text{ kgf/cm}^2$
 $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{2800}{16,7} = 42 \phi$ On choisit $r = 5,5 \phi$ (fiche d'ident. II)

$l_1 + 2,56 l_3 \geq 42 \phi - 3,92 - 5,5 \phi = 20,44 \phi$
L'ancrage doit commencer au point (A) tel que : $c \geq \frac{2 T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_b}$

$c = \frac{2 \times 28082}{35 \times 67,5} = 23,77 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

D'où : $l_1 = 60 - 24 - 2 - 5,5 \phi - \frac{\phi}{2} = 34 - 6 \phi$
 $2,56 l_3 \geq 26,44 \phi - 34 \Rightarrow l_3 \geq \frac{10,3 \phi - 13,28}{2}$

| | | | |
|-----------|----------------------------|------------|-----------------------|
| Pour IT16 | $l_3 \geq 3,2 \text{ cm}$ | On prend : | $l_3 = 5 \text{ cm}$ |
| Pour IT20 | $l_3 \geq 7,32 \text{ cm}$ | On prend : | $l_3 = 10 \text{ cm}$ |

b) Verification relative à l'appui intermediaire:

La section minimale d'armatures tendues en travée conduite jusqu'à l'appui intermediaire où il existe un moment (M) doit pouvoir equilibrer l'effort:

$$T + \frac{M}{z}$$

$$T + \frac{M}{z} = 34184 - \frac{37940}{0,6738} < 0 \quad \text{ainsi la verification est inutile.}$$

c) Verification de la liaison hourdi - nervure:

c-1: Contrainte de cisaillement du beton: $T_{\max} = 34184 \text{ kgf}$

$$S = \frac{T}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{34184}{67,38} \cdot \frac{55}{145} = 192 \text{ kgf/cm} = 19200 \text{ kgf/ml}$$

$$\tau_b = \frac{S}{100 \cdot h_0} = 24 \text{ kgf/cm}^2 \approx 4 \bar{\sigma}_b = 4 \times 5,9 = 23,6 \text{ kgf/cm}^2$$

(une difference de 1,6%)

c-2: Aciers de coutures:

les armatures propres du hourdis peuvent être considérées comme armatures de coutures. Il faut verifier que leurs contraintes sous l'effet de l'effort tangent de glissement ne depasse pas $\frac{2}{3} \sigma_{at} = \bar{\sigma}_{at}$.

En appui B : Les armatures du hourdis sont:

$$A = A_s + A_i = 1,13 + \frac{1,13}{2} = 1,7 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{S}{A} = \frac{19200}{1,7} = 11294 \text{ kgf/cm}^2 \gg \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

Les fissures qui pourraient se produire dans le hourdis devront être conçus par des armatures de section A_1 par unite de longueur, telle-que:

$$A_1 \geq \frac{S}{\bar{\sigma}_{at}} = 6,86 \text{ cm}^2.$$

on est amené à renforcer la section des armatures resultante du calcul du hourdis à la flexion. On prendra donc pour la dalle dans le sens de l_y :

$$A_i = A_{yt} = 8T8/ml = 4,02 \text{ cm}^2/ml \text{ avec } t = 12,5 \text{ cm: sans les arrêter.}$$

$$A_s = A_{ya} = 6T8/ml = 3,01 \text{ cm}^2/ml \text{ avec } t = 16,5 \text{ cm.}$$

En appui A :

$$T = 28082 \text{ kgf}$$

$$S = \frac{T}{z} \cdot \frac{b_1}{b} = \frac{28082}{67,38} \cdot \frac{55}{145} = 158 \text{ kgf/cm} = 15800 \text{ kgf/ml}$$

$$A_1 \geq \frac{S}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{15800}{2800} = 5,64 \text{ cm}^2$$

On prendra donc pour la dalle:

$A_t = A_yt = 8T8/ml = 4,02 \text{ cm}^2$ avec: $t=12,5\text{cm}$ ss les arrêter.

$A_s = A_ya = 6T6/ml = 1,69\text{cm}^2$ avec : $t = 16,5\text{cm}$.

d) Adhérence d'entraînement des armatures de traction:

L'effort d'entraînement des barres doit être équilibré par l'adhérence de celle-ci. Ce sont les armatures en travée prolongées jusqu'à l'appui. $\tau_d = \frac{T}{z \cdot \text{Pui}} \frac{A_i}{A}$

A : section totale des armatures tendues.

A_i : section d'une barre(i).

Pui: périmètre utile d'une barre(i).

$$\tau_d = \frac{T}{z \cdot \pi \cdot \phi_i} \frac{\pi \cdot \phi_i^2}{4 \cdot A} = \frac{T \cdot \phi_i}{4 \cdot z \cdot A} \quad \text{on doit avoir } \tau_d < \bar{\tau}_d$$

avec $\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kgf/cm}^2$

En A on a :

$$T = 28082 \quad ; \quad A = 2T20 + 2T16 = 10,3\text{cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{28082 \cdot \phi_i}{4 \cdot 67,38 \cdot 10,3} = 10,1\phi_i \quad \left\{ \begin{array}{l} \phi=16\text{mm} \rightarrow \tau_d = 16,16 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d \\ \phi=20\text{mm} \rightarrow \tau_d = 20,2 \text{ Kgf/cm}^2 > \bar{\tau}_d \end{array} \right.$$

donc les barres T20 risquent d'être entraînées.

On est amené à laisser filer les 2T16 extrêmes de la 2° nappe

on a : $A = 2T20 + 4T16 = 14,32 \text{ cm}^2$.

$$\tau_d = 7,27 \cdot \phi = 7,27 \cdot 2 = 14,54 \text{ Kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_d \rightarrow \text{vérifiée}$$

En B on a : $T = 34184\text{Kgf} \quad ; \quad M = 37940 \text{ Kgf.m}$

l'effort de traction est égal à :

$$T + M/z \leq 0 \quad (\text{calculé précédemment})$$

donc l'entraînement des barres n'est pas à craindre.

8-2) Vérification à la fleche :

$$ht/l = 83/660 = 0,1258 > 1/16$$

$$ht/l > \frac{I}{I_0} \frac{M_t}{M_0} = \frac{I}{I_0} \frac{36772}{54200} = 0,0678$$

$$A/(bh) = 18,34/(35 \cdot 77) = 0,0068 < 43/\bar{\sigma}_{en} = 43/4200 = 0,0102.$$

LES conditions ci dessus étant vérifiées, la vérification de la fleche devient inutile.

8-3) Vérification à la fissuration:

$$\sigma_s = \frac{K \cdot \tau}{\phi} \frac{w_f}{I - I_0 \cdot w_f} \quad ; \quad = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \tau}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$ Fissuration peu nuisible

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

$$\tilde{w}_f = \frac{\Lambda}{B_f} = \frac{\Lambda}{2 \cdot d \cdot b_0}$$

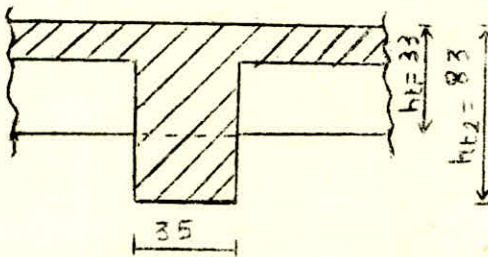
Travée AB : $\phi = 2\text{cm}$; $\tilde{w}_f = \frac{18,38}{2 \cdot 6 \cdot 35} = 0,04376$; $\sigma_1 = 3653 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

En appui A : $\phi = 14\text{mm}$; $\tilde{w}_f = \frac{6,16}{2 \cdot 4 \cdot 35} = 0,022$; $\sigma_1 = 3091 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

En appui B : $\phi = 20\text{mm}$; $\tilde{w}_f = \frac{20,53}{2 \cdot 6 \cdot 35} = 0,049$; $\sigma_1 = 3946 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

En travée BC : $\phi = 16\text{mm}$; $\tilde{w}_f = \frac{15,18}{2 \cdot 6 \cdot 35} = 0,03614$; $\sigma_1 = 3982 \text{ kgf/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$

8-4) LIASON POUTRE - POUTRELLE :



Dans la croiséé des poutres et poutrelles, la nervure est soumise à un moment négatif (beton comprimé en bas) et la poutre à un moment positif (beton comprimé en haut). Donc le beton tendu de cette dernière tend à se fissurer sous l'effort concentré apporté par la

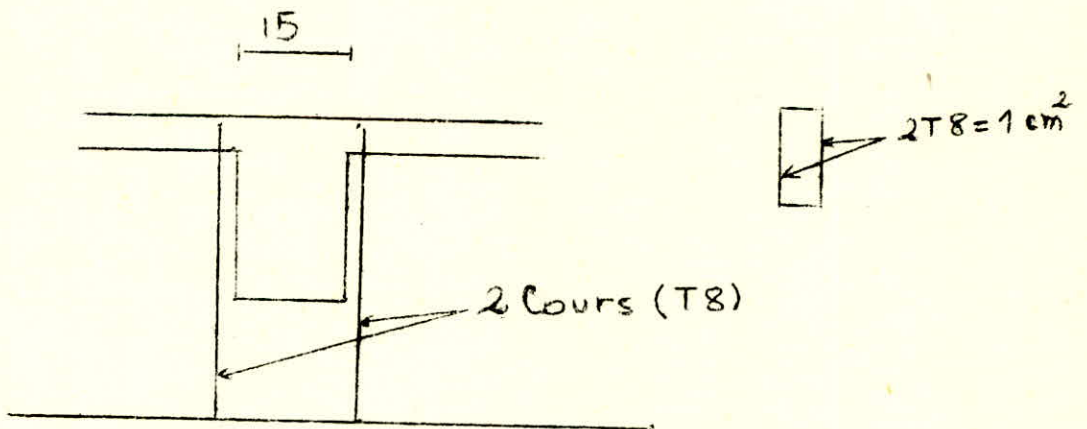
poutrelle. Pour éviter cette fissuration il est nécessaire de prévoir des armatures suspendues reliant les membrures comprimées des 2 poutres qui sont opposés et tendent à se séparer. Ce sont des armatures verticales d'axe de la poutre, disposées dans le volume commun aux 2 poutres où à sa proximité immédiate. Elles servent à ramener les charges des poutrelles vers la partie comprimée du beton de la poutre.

La section d'acier de ces suspendues est déterminée comme suit:

On détermine la valeur de la charge à suspendre: N

$N = \psi R$ avec $0 \leq \psi \leq 1$ $\psi = 2,5 - \frac{ht_2}{ht_1} = 2,5 - \frac{33}{83} = 0$
R: réaction max.

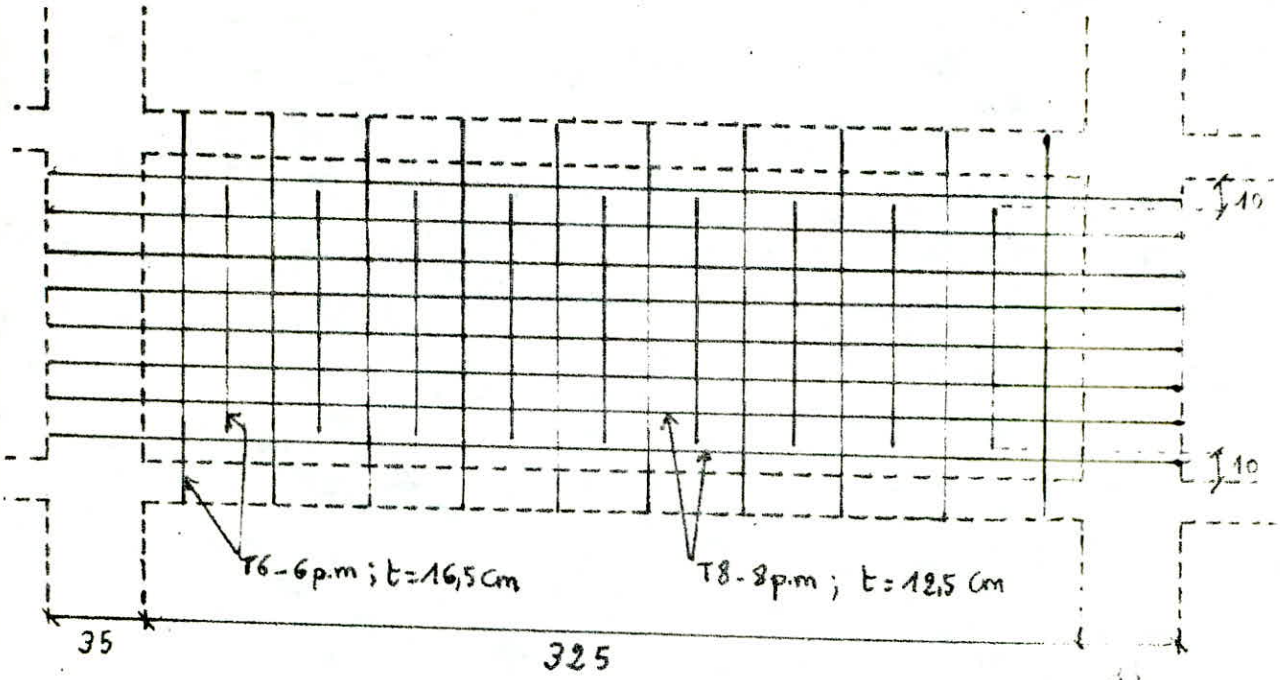
D'où $N = 0$ les armatures ne sont pas nécessaires (suspendues) mais par précaution, on mettra: 2T8



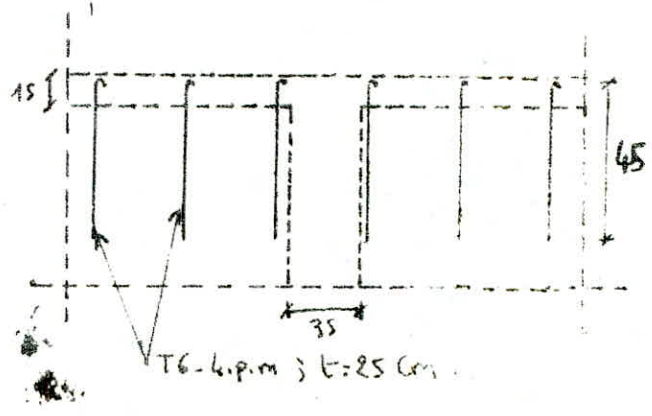
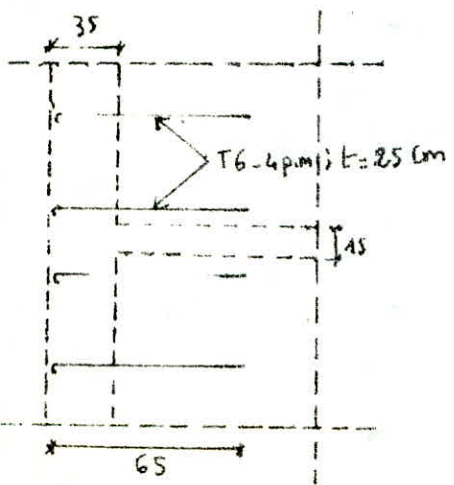
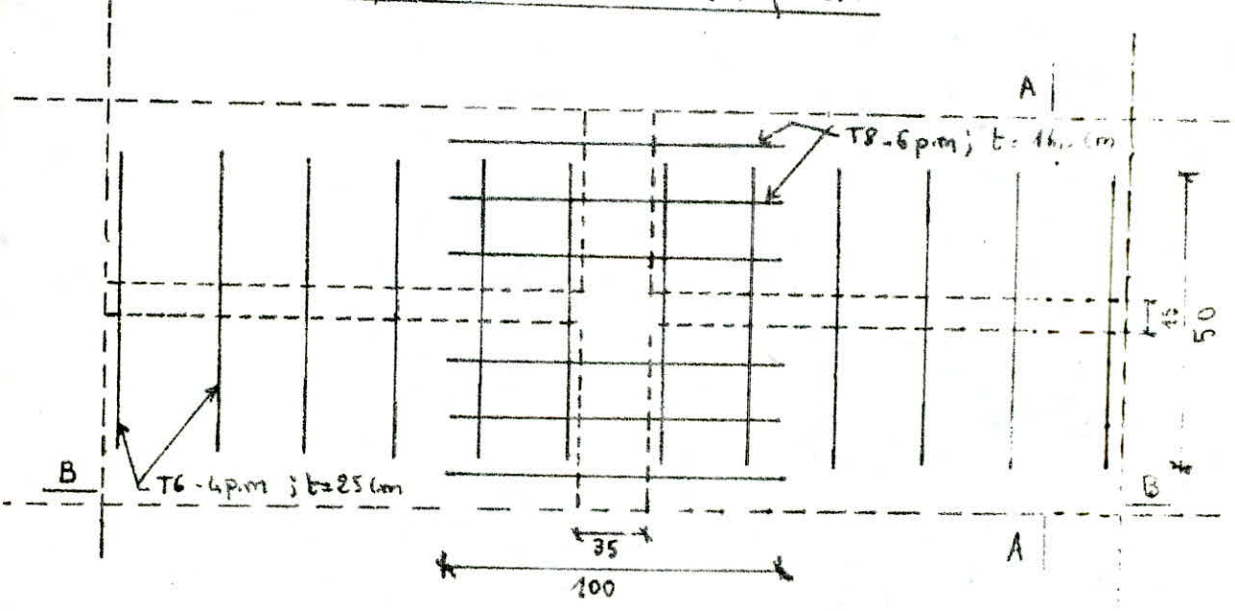
SCHEMA DE FERRAILLAGE DE LA DALLE

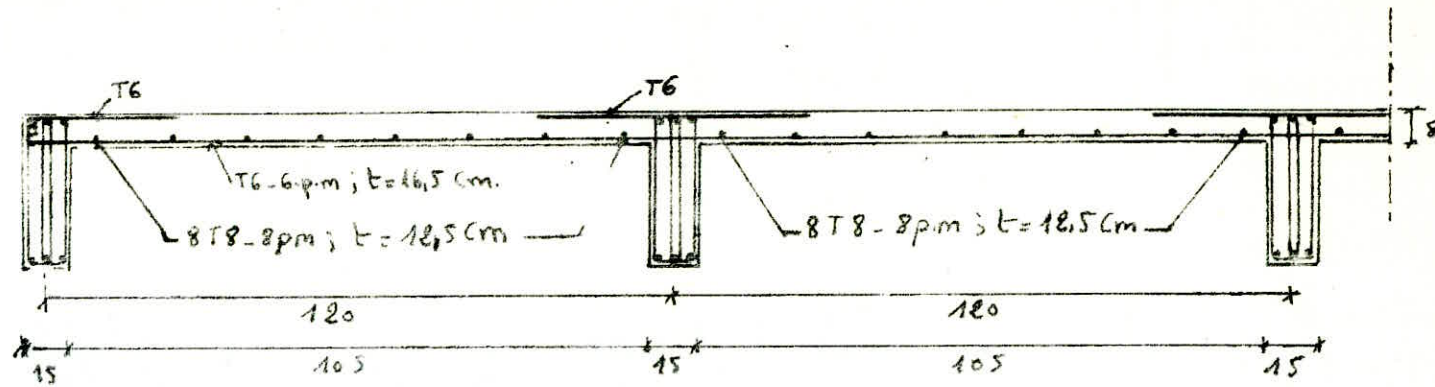
- Armatures inférieures - Vue en plan.

(bloc "Archives")

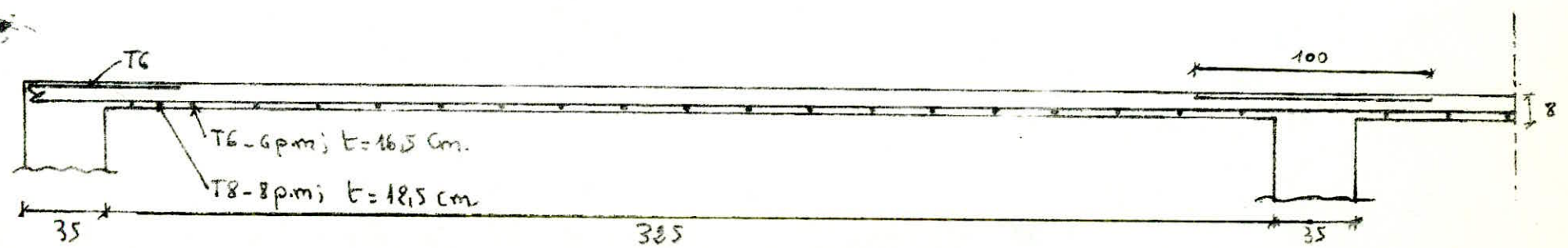


- Armatures Supérieures - Vue en plan.



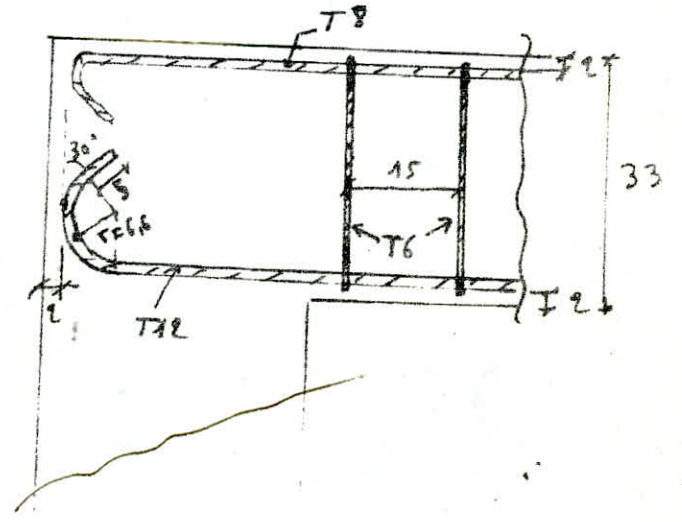
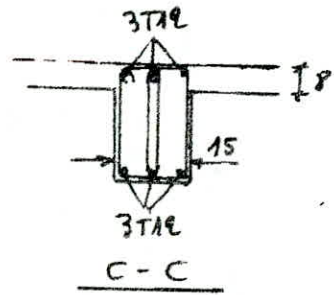
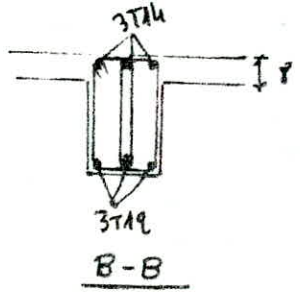
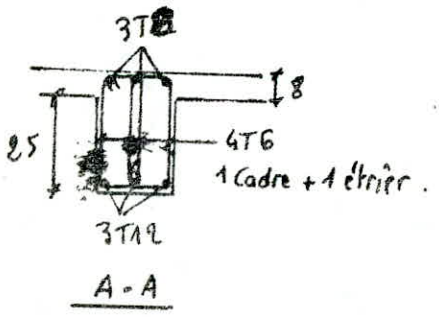
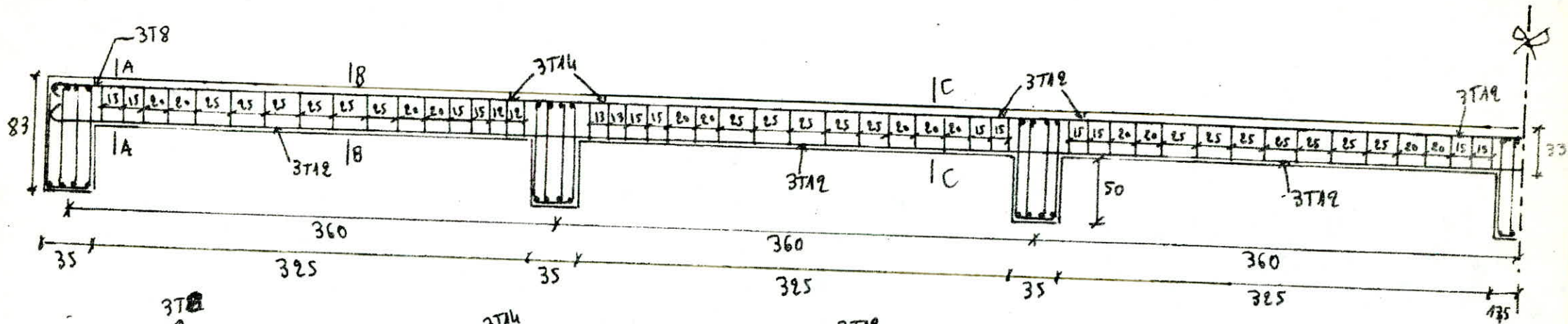


SECTION A-A (suivant l_x).



SECTION B-B (suivant l_y)

ARMATURES DE LA DALLE - VUE EN COUPE (blocth Archives)



Recouvrement :



FERRAILLAGE DES NERVURES

(bloc Archives)

 CALCUL DE LA CHAMBRE DES COFFRES

Pour des raisons de sécurité la chambre des coffres formera un bloc uni complètement fermé, constitué:

- d'un voile de 30cm d'épaisseur
- d'un plancher sous forme de radier.

Etant donné que celle-ci n'est soumise, approximativement, à aucune charge et vu la grosseur du voile, ce dernier sera ferrillé conformément au pourcentage minimal prescrit par le R.P.A 81.

On prendra comme pourcentage minimal: 0,15 %.

Ce pourcentage est calculé par rapport à la section brute du béton:

$$A = 0,15bh \cdot I / 100$$

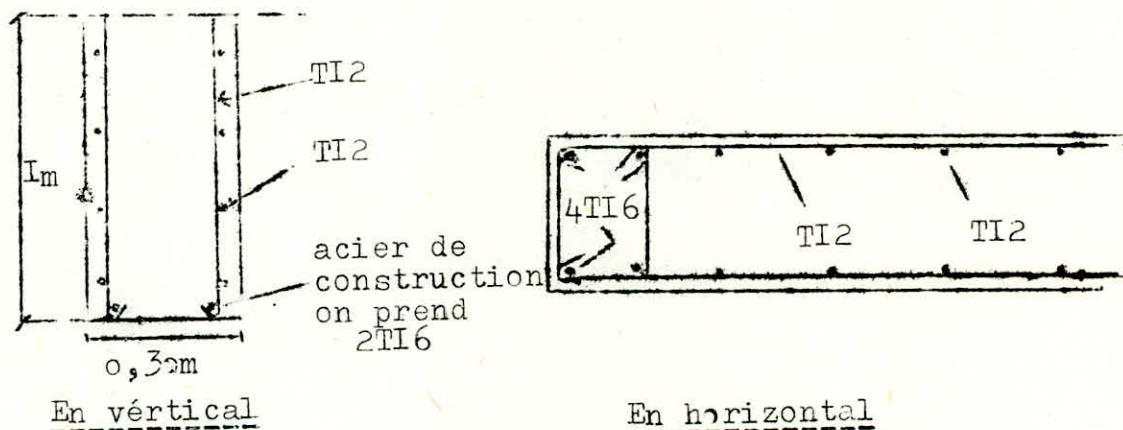
avec $h = I_m$ (par mètre linéaire de hauteur)

$b =$ épaisseur du voile.

$$A = \frac{0,15}{100} \cdot 30 \cdot 100 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ /par face}$$

$$\text{soit } 4 \text{ T } 12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

avec un espacement de 25cm.



CALCUL DU PLANCHER:

Le plancher est sollicité par la réaction du sol uniformément répartie; il sera calculé comme une dalle uniformément chargée reposant sur quatre (4) cotés (sur les 4 voiles de la chambre des coffres).

I- COFFRAGE:

la petite portée entre nus des appuis est $l_x = 460 \text{ cm}$

la grande portée entre nus des appuis est $l_y = 690 \text{ cm}$

le rapport $\rho = l_x / l_y = 0,67$

l'épaisseur de la dalle est donné par:

$$l_x / 30 \leq e \leq l_x / 20 \quad \Rightarrow \quad 15,33 \leq e \leq 23 \text{ cm}$$

on prend : $e = 20 \text{ cm}$.

2- CALCUL DES SOLLICITATIONS:

a) charges:

- charges permanentes: $g = 2500 \times 0,2 = 500 \text{ Kg/m}^2$
- surcharges nominales: $s = 2 \text{ t/m}^2$ (dues aux coffres)

b) Moments fléchissants:

comme $0,4 \leq f \leq 1$; nous utiliserons pour le calcul des moments la méthode exposée dans l'annexe A₂ du CCBA 68; les moments développés au centre du panneau sont :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q l_x^2 \\ M_y = \mu_y M_x \end{cases}$$

les valeurs de μ_x et μ_y sont données en fonction de dans notre cas:

$$= 0,67 \quad \text{alors } \mu_x = 0,0764 \quad \text{et } \mu_y = 0,516$$

-pour les charges permanentes:

$$M_{oX} = 0,0764 \cdot 500 \cdot 4,6^2 = 808 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{oY} = 0,516 \times 808 = 417 \text{ Kg.m/ml}$$

-pour les surcharges:

$$M_{oX}'' = 0,0764 \times 2000 \times 4,6^2 = 3233 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{oY}'' = 0,516 \times 3233 = 1668 \text{ Kg.m/ml}$$

Détermination des armatures:

-Armatures longitudinales:

le diamètre des barres doit respecter la condition suivante:

$$\phi_L \leq h_t / 10 \quad \text{c-à-d} \quad \phi_L \leq 200 / 10 = 20 \text{ mm}$$

$$\text{on prend } \phi_L = 16 \text{ mm}$$

$$\text{l'enrobage } e = \max(\phi_L; a)$$

$a \geq 1 \text{ cm}$: parois de locaux couverts et clos non exposées aux condensations.

$$\text{donc: } e = 1,6 \text{ cm}$$

$$\text{d'où: } h_x = h_t - e - \phi_{Lx} / 2 = 20 - 1,6 - 1,6 / 2 = 17,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \phi_{Lx} - \phi_{Ly} / 2 = 20 - 1,6 - 1,6 - 1,6 / 2 = 16 \text{ cm}$$

-Armatures inférieures dans le sens de l_x:

$$M_{rb} = k b h^2 = 0,5 \cdot \bar{\sigma}_s \cdot \bar{\sigma} \cdot b h_x^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,42$$

$$\bar{\sigma}_s = 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma} = 0,86$$

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

$$\left. \begin{aligned} M_{rb} &= 7,7 \text{ tm} \\ M_{xt} &= 3,516 \text{ m/ml} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &< \bar{\sigma}'_b \\ A' &= 0 \end{aligned}$$

$$A_{xt} = M_{xt} / (\bar{\sigma}'_b \cdot h) = 3,516 \cdot 10^5 / (2800 \cdot 0,86 \cdot 17,6) = 8,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures inférieures dans le sens de l_y :

$$M_{yt} = 1,814 \text{ tm/ml} < M_{rb}$$

$$A_{yt} = 1,814 \cdot 10^5 / (2800 \cdot 0,86 \cdot 16) = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

-Armatures supérieures dans les deux sens:

$$\text{sens x-x: } A_{ax} = M_{ax} / z \cdot \bar{\sigma}'_o = 2,344 \cdot 10^5 / (7/8 \cdot 17,6 \cdot 2800) = 5,44 \text{ cm}^2$$

$$\text{sens y-y: } A_{ay} = M_{ay} / z \cdot \bar{\sigma}'_o = 1,21 \cdot 10^5 / (7/8 \cdot 16 \cdot 2800) = 3,09 \text{ cm}^2$$

la combinaison de charge:

$$M_{ox} = 808 + 1,2 \cdot 3233 = 4668 \text{ Kgf.m/ml}$$

$$M_{oy} = 417 + 1,2 \cdot 1668 = 2419 \text{ Kgf.m/ml}$$

En supposant que nous sommes en présence d'appuis continus

alors: $M_t = 0,75 \cdot M_o$ moment en travée

$M_a = 0,75 \cdot M_o$ moment sur appui

d'où suivant l_x :

$$M_{xt} = 0,75 \cdot M_{ox} = 0,75 \cdot 4668 = 3516 \text{ Kgf m/ml}$$

$$M_{ya} = 0,5 \cdot M_{ox} = 0,5 \cdot 4668 = 2344 \text{ Kgf m/ml}$$

suivant l_y :

$$M_{yt} = 0,75 \cdot M_{oy} = 2419 \cdot 0,75 = 1814 \text{ Kgf m/ml}$$

$$M_{ya} = 0,5 \cdot M_{oy} = 0,5 \cdot 2419 = 1210 \text{ Kgf m/ml}$$

CALCUL DE L'EFFORT TRANCHANT PAR UNITE DE LONGUEUR:

il est donné par: $T = P / (2l_x l_y)$

$$q = g + 1,2 \cdot s = 500 + 1,2 \cdot 2000 = 2900 \text{ Kgf/m}^2$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 2900 \cdot 4,6 \cdot 6,9 = 92046 \text{ Kgf}$$

d'où: $T = 92046 / (2 \cdot 6,9 + 4,6) = 5003 \text{ Kg/ml}$

$$z_b = T / b_o \cdot z \quad b_o = 1 \text{ m} \quad z = 7/8 \cdot h \quad ht = 18 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{aligned} z_b &= 5003 / (1000 \cdot 7/8 \cdot 18) = 3,18 \text{ Kgf/cm}^2 \\ z_b &= 1,15 \cdot 5,92 = 6,81 \text{ Kgf/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow z_b < \bar{z}_b$$

les aciers transversaux ne sont pas nécessaires.

Choix des diamétre et des éspacement:

| | | |
|--------------------------|---------------------|--------------------------------------|
| $A_{xt} = 5 \text{ TI6}$ | $t = 25 \text{ cm}$ | $A_x = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ |
| $A_{yt} = 5 \text{ TI6}$ | $t = 25 \text{ cm}$ | $A_y = 10,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$ |
| $A_{ax} = 5 \text{ TI2}$ | $t = 25 \text{ cm}$ | $A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ |
| $A_{ay} = 5 \text{ TI2}$ | $t = 25 \text{ cm}$ | $A_a = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$ |

Vérifications:I-Condition de non fragilité:

-armatures inférieures disposées suivant l_x :

on doit vérifier $A \geq \max \left(\begin{array}{l} A_0 \\ \min(A_I; A_2) \end{array} \right)$

avec:

A_0 = section d'acier correspondant à la sollicitation de calcul.

A_I = " " nécessaire pour résister aux sollicitations majorées de 20%.

A_2 = section d'acier équilibrant les efforts de fissuration.

$$A_2 = 0,69(2 - f) / 2 \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} \quad (\text{sens } x)$$

$$A/bh = 0,69(1 + f) / 4 \cdot \bar{\sigma}_b / \sigma_{en} \quad (\text{sens } y)$$

Dans notre cas:

$$A_0 = 8,30 \text{ cm}^2 \quad A_I = 1,2 \cdot A_0 = 9,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 0,69(2 - 0,67) / 2 \cdot 5,92 / 4200 \cdot 100 \cdot 17,6 = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A \geq \max \left(\begin{array}{l} 8,30 \\ \min(9,96 ; 1,14) \end{array} \right) \quad A \geq 8,3 \text{ cm}^2 \quad \text{ce qui est vérifié}$$

de plus on doit avoir:

$$\frac{\sum \text{aciers tendus}}{\text{section totale de béton}} \geq \frac{1,2}{en-2200}$$

$$\text{d'où } 10,05 / (100 \cdot 20) = 5,03 \cdot 10^{-3} > 0,6 \cdot 10^{-3}$$

Selon l_y :

$$A_0 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_I = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = 0,69(1 + 0,67) / 4 \cdot 5,92 / 4200 \cdot 100 \cdot 16 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A \geq \max \left(\begin{array}{l} 4,71 \\ \min(5,65; 0,65) \end{array} \right) = 4,71 \quad \text{ce qui est vérifié.}$$

2-VERIFICATION DE LA FLECHE:

On doit vérifier la relation suivante:

$$\Delta f_t = f_g + f_{q_0} - f_{q_0} \leq \bar{f}$$

Δf_t = fleche résultante du chargement et du poids propre de la dalle.

\bar{f} = fleche admissible qui est égale à $B/500$ (1/500)

$$f_{g_0} = Mtg \cdot l^2 / 10E_v I_{fv}; \quad f_{q_0} = Mtq \cdot l^2 / 10E_i I_{fi}; \quad f_{g_0} = \frac{Mtg \cdot l^2}{10E_i I_{fi}}$$

$$I_f = I_t / (1 + \lambda \cdot u)$$

Calcul des valeurs λ et u

$$\bar{w} = A/bh = 10,05 / (100 \cdot 17,6) = 0,006$$

a) pour les charges de faible durée d'application (instantanée) fleche

$$A_1 = \sqrt{\frac{1}{72(2+3(b_0/b))\bar{w}}} = 5,92 / (72(2+3)0,006) = 2,74$$

b) pour les charges de longue durée d'application:

$$\lambda_v = \lambda_i / 2,5 = 1,1$$

c) pour la charge q: la contrainte des aciers tendus

$$Mtq = (800 + 225) \cdot 0,75 = 3031 \text{ Kg m/ml}$$

$$\sigma_a = 3031 \cdot 10^2 / (10,05 \cdot 7/8 \cdot 17,6) = 1958 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$u_i = u_v = 1 - \frac{5 \cdot \sigma_b}{4 \cdot w + 3} = 1 - \frac{5 \cdot 5,92}{4 \cdot 0,006 \cdot 1958 + 3 \cdot 5,92}$$

d) pour la charge g:

$$Mtg = 800 \cdot 0,75 = 606 \text{ Kg m/ml}$$

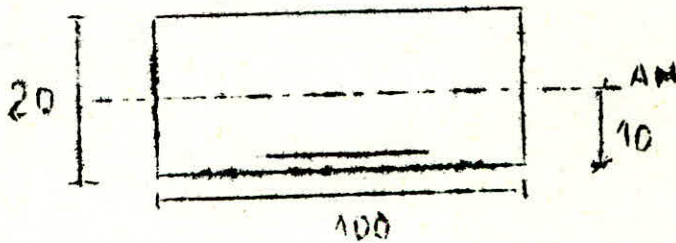
$$\sigma_b = 606 \cdot 10^2 / (10,05 \cdot 7/8 \cdot 17,6) = 392 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$u_i = u_v = 1 - \frac{5 \cdot 5,92}{4 \cdot 0,006 \cdot 392 + 3 \cdot 5,92} = -0,09 \quad u_i = u_v = 0$$

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \cdot \frac{1}{28}} = 126 \cdot 10^3 \text{ bars} = 128,5 \cdot 10^3 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$E_i = 3E_v = 385,6 \cdot 10^3 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$I_t = \frac{100 \cdot 20^3}{12} + 10,05(17,6 - 10)^2 = 67247 \text{ cm}^4$$



-Flèche:

a) calcul de $f_{g_{00}}$:

$$I_f = \frac{I}{1 + \lambda_v u_v} = 67247 / (1+0) = 67247 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_{00}} = 606 \cdot 10^2 \cdot 460^2 / (10 \cdot 128,5 \cdot 10^3 \cdot 67247) = 0,15 \text{ cm}$$

b) calcul de f_{g_0}

$$I_{fi} = I_t / (1 + \lambda_i \mu_i) = 67247 / (1 + 2,74 \cdot 0,54) = 27120 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_0} = 3051 \cdot 10^2 \cdot 460^2 / (10 \cdot 385,6 \cdot 10^3 \cdot 27120)$$

c) calcul f_{g_c}

$$I_{fi} = I_t / (1 + \lambda_i \mu_i) = 67247 / (1+0) = 67247 \text{ cm}^4$$

$$f_{g_c} = 606 \cdot 10^2 \cdot 460^2 / (10 \cdot 385,6 \cdot 10^3 \cdot 67247) = 0,05 \text{ cm}$$

donc: $\Delta f_t = 0,15 + 0,61 - 0,05 = 0,71 \text{ cm}$

la flèche admissible est:

$$\bar{f} = 1/500 = 460/500 = 0,92 \text{ cm}$$

alors: $\Delta f_t < \bar{f} = 0,92 \text{ cm}$

CALCUL DES POTEAUX (BLOC "ARCHIVE")

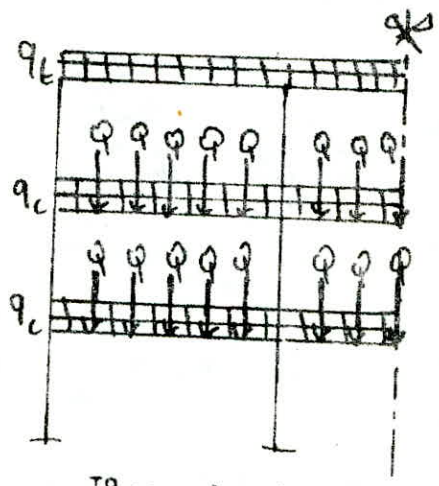
1/ COFFRAGE/:

Tous les poteaux ont une même section rectangulaire: 40x60
 60cm suivant les poutre
 40cm suivant les poutrelles

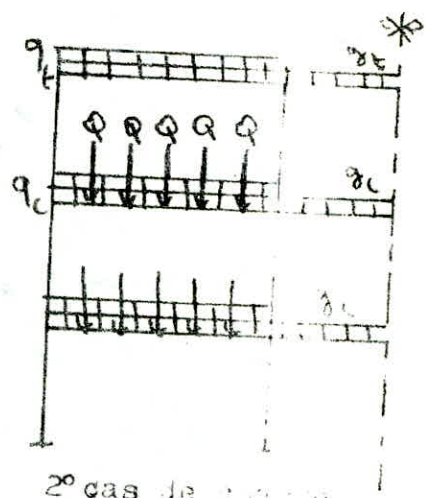
2/ CHARGES ET SURCHARGES:

Pour la détermination des moments fléchissants dans les poteaux on utilisera la méthode de "Caquot" en considérant les cas de charges qui semblent défavorables. On considérera le portique intermédiaire transversal. Dans le sens longitudinal les moments apportés par les poutrelles sont faibles, donc on peut considérer que les poteaux travaillent en compression simple. De plus il est à constater que le RPA III limite la distance entre deux barres longitudinales suivant une même face d'un poteaux à 25cm (au plus). On est amené donc à mettre 4 files d'armatures au moins suivant la grande face.

Deux cas de charge à considérer:



1° cas de charge



2° cas de charge

- q_t : charge totale/ml de poutre au niveau terrasse = 3,166t/ml
- q_c : " " " " " " courant = 2,514t/ml
- g_t : charge permanente/ml de poutre terrasse = 2,634t/ml
- g_c : " " " " " " courant = 0,939t/ml
- Q : charge concentrée amenée par la poutrelle chargée = 8,712t/ml

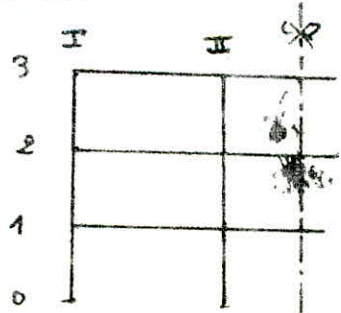
Pour les efforts normaux ils seront obtenus en sommant les efforts tranchants amenés par poutres et poutrelles dans les deux sens.

3/ CALCUL DES EFFORTS:

3-1 MOMENTS FLECHISSANTS:

On utilise la méthode "CAQUOT". Pour son exposé se référer à l'annexe "A" du CCBA68.

Notation:



CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

| no | type | b_w (cm) | b_e (cm) | h_w (cm) | I_w (cm ⁴) | I_e (cm ⁴) | I_n (cm ⁴) | I_y (cm ⁴) | E_w (cm) | E_e (cm) | h_n (cm) | h'_n (cm) | K_w (cm ³) | K_e (cm ³) | K_n (cm ³) | K_s (cm ³) | D (cm ³) |
|----|------|---------------|---------------|---------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------|---------------|---------------|----------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| 3 | I | / | 660 | / | 339 | 4146 | 4146 | 712 | / | 528 | / | 271 | / | 788 | / | 2657 | 3445 |
| | II | 660 | 660 | / | 339 | 4146 | 4146 | 712 | 528 | 528 | / | 271 | 788 | 788 | 2657 | 2657 | 2657 |
| 2 | I | / | 660 | 339 | 325 | 1667 | 1667 | 712 | / | 528 | 305 | 260 | / | 3159 | 2361 | 2769 | 2289 |
| | II | 660 | 660 | 339 | 325 | 1667 | 1667 | 712 | 528 | 528 | 305 | 260 | 3459 | 3159 | 2361 | 2769 | 2289 |
| 1 | I | / | 660 | 335 | 325 | 1667 | 1667 | 712 | / | 528 | 260 | 260 | / | 3159 | 2769 | 2769 | 8697 |
| | II | 660 | 660 | 325 | 325 | 1667 | 1667 | 712 | 528 | 528 | 260 | 260 | 3459 | 3159 | 2769 | 2769 | 41876 |

MOMENTS DANS LES POUTRES :

| no | type | q_w k/m | q_e k/m | Q_w k | Q_e k | Q_n (cm) | Q_y k | k_w | a_e | a_e P_e | k_e | M'_w k/m | M'_e k/m | M_n k/m | M_s k/m |
|----|------|--------------|--------------|------------|------------|---------------|------------|-------|-------|----------------|-------|---------------|---------------|--------------|--------------|
| 3 | I | / | 3,156 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 7,98 |
| | II | 3,156 | 3,156 | / | / | / | / | / | / | / | / | 10,35 | 10,35 | / | 7,9 |
| 2 | I | / | 2,514 | / | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | / | / | / | 0,63 |
| | II | 2,514 | 2,514 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | 34,73 | 34,73 | 9,9 | 11,6 |
| 1 | I | / | 2,514 | / | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | / | / | / | 0,24 |
| | II | 2,514 | 2,514 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | 34,73 | 34,73 | 0,206 | 0,24 |
| 3 | I | / | 3,156 | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 7,98 |
| | II | 3,156 | 2,634 | / | / | / | / | / | / | / | / | 10,35 | 8,64 | / | -1,07 |
| 2 | I | / | 2,514 | / | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | / | / | / | 0,63 |
| | II | 2,514 | 0,939 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | 34,73 | 3,07 | -6,527 | -7,6 |
| 1 | I | / | 2,514 | / | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | / | / | / | 0,24 |
| | II | 2,514 | 0,939 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 8,712 | 90 | 0,17 | 0,133 | 34,73 | 3,08 | -7,39 | -7,39 |

3-2 : EFFORTS NORMAUX :

Notion :

T_{ig} : effort tranchant amené par la poutre à gauche du poteau "i"

T_{id} : " " " " " " " " droite " " " " " "

T : Somme des efforts tranchants amenés par les 2 poutrelles qui arrivent sur le poteau "i".

$$N_i = |T| + |T_{ig}| + |T_{id}|$$

| niv. | 1 ^{er} Cas de charge | | | | | | 2 ^e Cas de charge | | | | | |
|-----------------|-------------------------------|--------|--------|--------|-------|--------|------------------------------|---------|--------|--------|-------|--------|
| | 1 | | 2 | | 3 | | 1 | | 2 | | 3 | |
| noeud | I | II | I | II | I | II | I | II | I | II | I | II |
| T_{ig} (t) | 0 | 34,184 | 0 | 34,184 | 0 | 11,717 | 0 | 34,184 | 0 | 34,184 | 0 | 11,717 |
| T_{id} (t) | 28,082 | 30,077 | 28,082 | 30,077 | 9,221 | 10,523 | 28,082 | 8,102 | 28,082 | 8,102 | 9,221 | 8,102 |
| T (t) | 4,79 | 8,712 | 4,79 | 8,712 | / | / | 4,79 | 8,712 | 4,79 | 8,712 | / | / |
| Pot. | 0-1 | | 1-2 | | 2-3 | | 0-1 | | 1-2 | | 2-3 | |
| N (t) | 74,965 | 168,19 | 42,093 | 95,214 | 9,221 | 22,24 | 74,965 | 122,514 | 42,093 | 71,515 | 9,221 | 20,51 |

4/ FERRAILLAGE DES POTEAUX : on prend : $h = 56 \text{ cm}$

Poteau de rive :

| niv. | secl | M (k.m) | N (t) | e_s (cm) | e_d (cm) | Soll | σ'_b | α | $\bar{\sigma}$ | M_{rb} | \bar{M} | σ'_a | A'_{cm^2} | μ | ϵ | A_s (cm ²) | λ (cm) |
|------|------|------------|----------|---------------|---------------|------|-------------|--------------|----------------|-------------------|-----------------|-------------------|------------------|--------|------------|-----------------------------|-------------------|
| 0-1 | T | 7,98 | 9,221 | 86,5 | 10 | P.C | 137,7 | 0,425 | 25,12 | 31,51 | 10,38 | / | 0 | 0,0663 | 0,9111 | 7,27 | 3,9 |
| | b | 9,9 | | 109,4 | 10 | P.C | 137,7 | 0,425 | 25,12 | 31,51 | 12,3 | / | 0 | 0,0525 | 0,9064 | 8,68 | 5,3 |
| 1-2 | T | 11,6 | 42,093 | 27,6 | 10 | P.C | 129,6 | 0,440 | 22,74 | 27,78 | 22,54 | / | 0 | 0,0963 | 0,8762 | 16,44 | 1,3 |
| | b | 11,06 | | 26,3 | 10 | P.C | 126,7 | 0,404 | 22,15 | 27,78 | 22,0 | / | 0 | 0,0960 | 0,8773 | 16,0 | 0,9 |
| 2-3 | T | 11,06 | 74,97 | 14,8 | 10 | P.C | 100,8 | 0,351 | 15,62 | 19,59 | 30,55 | 12,05 | 17,4 | / | / | 21,62 | -5 |
| | b | 5,53 | | 7,4 | 10 | E.C | 84,15 | $\rho = 2,7$ | $\beta = 0,74$ | $\epsilon = 0,54$ | $\delta = 1,72$ | $\epsilon = 0,96$ | $\omega = -0,72$ | / | / | $A' = 0$ | / |

Poteau intermédiaire : 1^{er} Cas de charge.

Les moments étant très faibles, on calculera le poteau en compression simple puis on augmentera très légèrement la section d'armature calculée.

$$\text{on a : } \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \sigma'_{en} = 2800 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 15 \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_a \Rightarrow \sigma'_b \leq \frac{\bar{\sigma}'_a}{15} = \frac{2800}{15} = 186,7 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{on prend : } \sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ Kgf/cm}^2$$

C.C.BA 68 \Rightarrow % Δ ac. min = $A_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}_b'}$

N' : l'effort axial de Compression.

$\theta_1 = 1 \rightarrow$ poteau interieur.

$\theta_2 = \frac{l_c}{4a - 2c} = \frac{0,7 \times 4,07}{6,40 - 2 \times 2} = 2,84$

$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_b'} = 1 + \frac{2160}{1480} = 1,52$

d'où, $A_m = 8 \cdot 10^5 \cdot N'$

Resistance de la section du beton Seul :

Pour cela il faut : $\bar{\sigma}_m' = \frac{N'}{B'} \leq \bar{\sigma}_b'$. B' : section du poteau.

$\Rightarrow N' \leq B' \bar{\sigma}_b' = 40 \times 60 \times 67,5 = 162000 \text{ kgf} = 162 \text{ t}$.

Donc pour les niveaux (1-2) et (2-3) on a respectivement:

$N' = 22,24 \text{ t}$ et $N' = 95,21 \text{ t} \Rightarrow$ on mettra A_m .

niv: 1-2 $\rightarrow A_m = 8 \cdot 10^5 \times 22,24 \times 10^3 = 1,8 \text{ cm}^2$. (C.C.BA 68)

niv: 2-3 $\rightarrow A_m = 8 \cdot 10^5 \times 95,21 \times 10^3 = 7,6 \text{ cm}^2$

R.P.A. 71 $\Rightarrow A_{\min} = 1\% = 0,01 \times 40 \times 60 = 24 \text{ cm}^2$

niveau 0-1 $N' = 168,19 \text{ t}$. ; $A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N'}{\bar{\sigma}_b'} - B' \right]$.

$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{168190}{67,5} - 40 \times 60 \right] = 6,1 \text{ cm}^2 < A_m$. $\Rightarrow A' = A_m$.

Poteau intermediaire : 2 cas de charge.

| Niv | cas | M (t.m) | N (t) | e_0 (cm) | e_1 (cm) | Soll | $\bar{\sigma}_b'$ | α | κ | M_{rb} | \bar{M} | $\bar{\sigma}_a'$ | A'_{cm} | μ | ϵ | A_c (cm ²) |
|-----|-----|---------|--------|------------|------------|------|-------------------|----------|----------|----------|-----------|-------------------|-----------|--------|------------|--------------------------|
| 3 | b | 6,527 | 20,517 | 34,8 | 10 | P.C | 137,7 | 0,425 | 25,12 | 34,51 | 11,86 | / | 0 | 0,0507 | 0,9057 | 8,3 |
| 2 | T | 7,657 | 71,515 | 10,7 | 10 | P.C | 91,58 | 0,329 | 13,4 | 16,8 | 26,25 | 1084 | 16,8 | / | / | 18, |
| | b | 7,39 | | 10,3 | 10 | P.C | 90,7 | 0,327 | 13,2 | 16,56 | 25,98 | 1069 | 16,9 | / | / | 18, |

| Niv | cas | M | N | e_0 | e_1 | Soll | $\bar{\sigma}_b'$ | ρ | B | C | D | E | $\bar{\omega}^3$ |
|-----|-----|------|---------|-------|-------|------|-------------------|--------|------|------|------|------|------------------|
| 3 | T | 1,07 | 20,517 | 5,9 | 10 | E.C | 79,2 | 9,26 | 0,52 | 1,85 | 2,12 | 7,74 | -1,4 |
| 1 | T | 7,39 | 122,514 | 6,03 | 10 | E.C | 81,7 | 1,6 | 0,6 | 0,32 | 0,6 | 0 | 0 |
| | b | 3,7 | | 3,9 | 10 | E.C | 86,2 | 1,45 | 0,3 | 0,23 | 0,64 | 0,15 | -0,26 |

SECTIONS D'ARMATURES LONGITUDINALES ADOPTEES:

séction : axb avec $b > a$.

| Pot. | niv. | Séct. | barres adoptées | | Aadopt. par section | Amin (cm ²) | Amax (cm ²) |
|------------------|------|-------|------------------|------------------|---------------------|-------------------------|-------------------------|
| | | | face suivant "a" | face suivant "b" | | | |
| Poteau de rive | 3 | T | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | | b | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | 2 | T | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | | b | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | I | T | 6T20 | 2T20 + 2TI6 | 45,72 | 24 | 96 |
| | | b | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| Poteau interméd. | 3 | T | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | | b | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | 2 | T | 6T20 | 2T20 + 2TI6 | 45,72 | 24 | 96 |
| | | b | 6T20 | 2T20 + 2TI6 | 45,72 | 24 | 96 |
| | I | T | 2T20 + ITI6 | 2T20 + 2TI6 | 24,62 | 24 | 96 |
| | | b | 2T20 + ITI6 | 2T20 + ITI6 | 24,62 | 24 | 96 |

ARMATURES TRANSVERSALES :

Leffort tranchant le plus grand dans les poteaux est égal à :

$$T = \frac{11,6 + 11,06}{4,08} = 5,55 \text{ t}$$

R.P.A 8I $\frac{At}{t} = \frac{1,25 \cdot T}{b \cdot \sigma_{en}}$

pour At on adoptera: (2cadres + Iétrier) T8

$$t = \frac{At \cdot b \cdot \sigma_{en}}{1,25 \cdot T} = 109 \text{ cm}$$

En zone nodale : $\bar{t} = \min(100 \text{ min} ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$

En zone courante: $\bar{t} = 120 \text{ min} = 19,2 \text{ cm}$

on adoptera donc:

en zone nodale à la base des poteaux RDC $t = 10 \text{ cm}$
 ailleurs $t = 15 \text{ cm}$

Dans cette zone on maintient ces espacements sur une distance: $h' = \max(h_e/6; a; b; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}$; ($h_e = 3,25 \text{ m}$)

En zone courante :

t = 18 cm

pour t = 18cm on a: A_{min} = 2,88cm² < A_{adoptée} = 6T8 ± 3,01cm²
donc le pourcentage minimal est respecté.

VERIFICATIONS:

-Flambement :

$\lambda = l_c / i$; $l_c = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 408 = 286 \text{ cm}$
 $i = \sqrt{I/B} = \sqrt{720000/2400} = 17,32 \text{ cm}$

$\lambda = 286/17,32 = 16,5 < 35$

donc le flambement n'est pas à craindre.

- Effort tranchant :

T = 5,55 t ; $\tau = 0,15 \cdot 28 = 41,3 \text{ Kg/cm}^2$

$b = \frac{n \cdot T}{b_0 \cdot z}$

n = 2 puisque I5 (R.P.A 81)

d'où : $= \frac{2 \cdot 5550}{40 \cdot 7/8 \cdot 56} = 5,66 \text{ Kg/cm}^2$ b

- Déformations:

le déplacement relatif du niveau est: $\Delta = \frac{T \cdot h^3}{12 \cdot E_i \cdot I_p}$

doit vérifier la condition: $\Delta \leq \frac{1,3 \cdot h}{1000}$

c-à-d : $T \leq 34t$

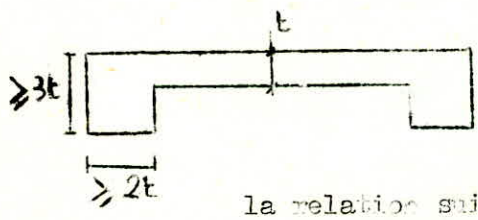
condition qui est très largement vérifiée.

= CALCUL DES VOILES =
=====

Le bloc B est constitué de 2 sous blocs identiques, séparés par un joint de dilatation. Ils sont contreventés par des voiles en B.A et pour le calcul on a supposé que les voiles reprennent la totalité des charges horizontales: vent ou seisme sans qu'ils n'interviennent sous les charges verticales.

1. PREDIMENSIONNEMENT.

Pour cela nous adopterons le predimensionnement prescrit par le R.P.A. 81:



t: épaisseur du voile.
he: hauteur entre étages.

la relation suivante doit être satisfaite.

$$t \geq \frac{he}{25}$$

Dans notre cas:

$$he = 3,75m \quad \text{d'où} \quad t \geq \frac{3,75}{25} = 0,15m$$

Prenons $t = 15cm$

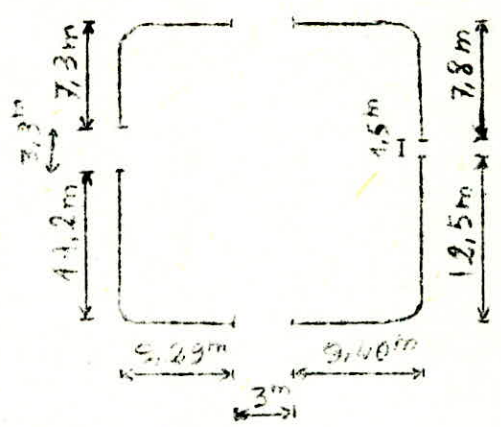
les dimensions des poteaux sont: 60×40

$$60 > 3 \times 15 = 45 \text{ cm}$$

$$40 > 2 \times 15 = 30 \text{ cm}$$

Donc nous adopterons un voile de 15 cm.

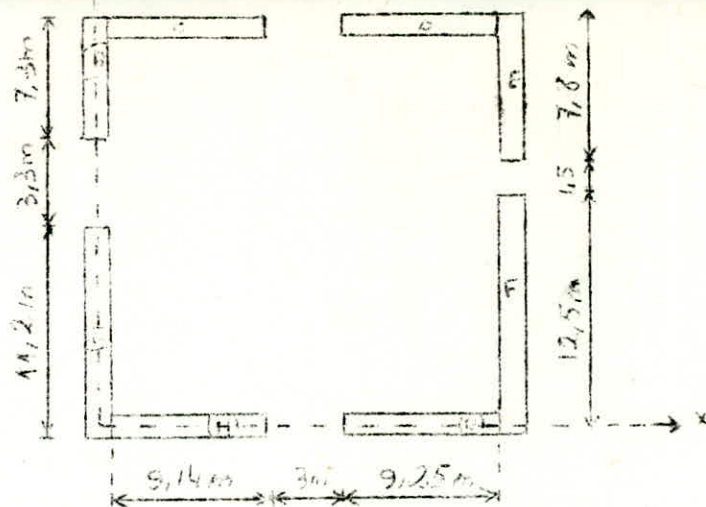
le schéma de la structure sera le suivant:



2. ETUDE A LA TORSION.

Les constructions peuvent être le siège d'oscillations particulièrement préjudiciables à leurs stabilités. Ces oscillations se trouvent considérablement accentuées dès que la résultante des forces est excentrée.

Le schéma de calcul sera le suivant:



a) Excentricité théorique:

Le centre de masse est caractérisé par ses coordonnées: x_G et y_G données par les formules suivantes:

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A_i} \qquad y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i}$$

A_i : désigne la section du voile; on a utilisé des voiles car le béton armé qui les constitue à la même masse volumique: 2500 kg/m³, le repère des axes est représenté sur la figure du haut.

Donc:

$$G \begin{cases} x_G = 11,03m \\ y_G = 10,73m \end{cases}$$

Calcul du centre de torsion:

Il évalué par:

$$x_t = \frac{\sum I_{x_i} x_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$y_t = \frac{\sum I_{y_i} y_i}{\sum I_{y_i}}$$

I_x : moment d'inertie du voile considéré par rapport à son axe.

x_i et y_i : coordonnées du centre de gravité du voile considéré, le tableau suivant nous résume le calcul:

| VOILES | $I_{x_i} (m^4)$ | $I_{y_i} (m^4)$ | $x_i (m)$ | $y_i (m)$ | $I_{x_i} x_i (m^5)$ | $I_{y_i} y_i (m^5)$ |
|--------------|-----------------|-----------------|-----------|-----------|---------------------|---------------------|
| A | 17,56 | 0,003 | 0 | 5,53 | 0 | 0,017 |
| B | 4,86 | 0,002 | 0 | 18,08 | 0 | 0,036 |
| C | 0,0026 | 9,54 | 4,65 | 21,65 | 0,012 | 206,54 |
| D | 0,0026 | 9,89 | 4,70 | 21,65 | 0,012 | 214,12 |
| E | 5,93 | 0,0022 | 21,54 | 17,83 | 127,73 | 0,039 |
| F | 24,41 | 0,0035 | 21,54 | 6,18 | 525,79 | 0,022 |
| G | 0,0026 | 9,89 | 4,70 | 0 | 0,012 | 0 |
| H | 0,0026 | 9,54 | 4,65 | 0 | 0,012 | 0 |
| SOMME | 52,77 | 38,87 | | | 653,57 | 420,77 |

Donc:

$$T \begin{cases} X_t = 12,4m \\ y_t = 10,8m \end{cases}$$

L'excentricité théorique sera:

$$e_x = x_G - x_t = 11,03 - 12,4 = -1,37m.$$

$$e_y = y_G - y_t = 10,73 - 10,8 = -0,07m.$$

Comme le R.P.A.81 impose pour toutes les structures comportants des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leurs plans une excentricité accidentelle de 5% de la plus grande dimension du bâtiment.

donc:

$$e_x = e_y = \frac{5}{100} \times 1 = \left(\frac{5}{100} \times 21,8 \right) = \pm 1,09m$$

alors l'excentricité qui sera prise en compte sera:

$$e_x = -1,37m$$

$$e_y = -1,09m$$

en définitive le centre de torsion aura pour coordonnées.

$$T \begin{pmatrix} 12,4 \\ 11,82 \end{pmatrix}$$

$$\text{avec } G \begin{pmatrix} 11,03 \\ 10,73 \end{pmatrix}$$

3- EVALUATION DE LA FORSE SISMIQUE.

le R.P.A. propose

$$F = A.D.BQ.W.$$

A= coef d'accélération de zone: dans notre cas A=0,15

B= facteur de comportement de la structure: 0,25

Q= facteur de qualité = 1,2

{ groupe
d'usage 2
zone II

Afin de déterminer la valeur de D; nous devons calculer la période d'oscillation de notre bâtiment et ceci dans les 2 sens.

la période est donné par la relation empérique:

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

H= hauteur du batiment à partir du sol.

L= longueur du bâtiment dans le sens considéré.

Dans notre cas: H= 12,84m

$$L_x = 21,69m \text{ sens transversal.}$$

$$L_y = 21,8 \text{ m sens longitudinal.}$$

donc:

$$T_x = 0,134 \text{ s} \quad)$$

$$T_y = 0,134 \text{ s} \quad)$$

d'où

$$D = \text{Facteur d'amplification dynamique moyen} = 2$$

-Calcul de la charge sismique: W.

Plancher Terrasse:

$$\text{plancher } 16 \times 4: \quad 0,617 \times 366,7 = 226t$$

$$\text{poutre} \quad : 2,5 \times 0,3 \times 0,55 [6,3 + 6,6 + 6,4] \times 7 = 55,7t$$

$$\text{Chainage: } 2,5 \times 0,3 \times 0,4 \times 4 [3,1 \times 2 + 3,2 \times 4] = 22,8t$$

$$\text{Acrotère: } 2,5 \times 0,1 \times 0,6 \times 2 [21,8 + 21,69] = 13t$$

$$1/2 \text{ Poteau: } 2,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 2,04 \times 28 \text{ fois} = 34,3t$$

$$\text{Brise soleil: } 2,5 \times 0,5 \times 0,1 \times 10 \times 1,62 = 2t$$

$$1/2 \text{ Voile} : 2,5 \times 0,15 \times 2,04 \times 76,18 = 58,3t$$

$$G_t = 412t$$

Plancher courant.

$$\text{Dalle} : 2,5 \times 0,08 \times 19,29 \times 17,6 = 67,9t$$

$$\text{Retombée de poutre: } 2,5 \times 0,35 \times 0,75 \times 7 (6,3 + 6,6 + 6,4) = 88,7t$$

$$\text{" " de poutrelles: } 2,5 \times 0,15 \times 0,25 \times 19 \times (3,2 \times 4 + 3,1 \times 2) = 33,8t$$

$$\text{Poteaux: } 2,5 \times 0,4 \times 0,6 \times 4,08 \times 28 = 68,5t$$

$$\text{Voile} : 2,5 \times 0,15 \times 4,08 \times 76,18 = 116,6t$$

$$\text{Brise-soleil} : 2,5 \times 0,5 \times 0,1 \times 10 \times 4,08 = 5,1t$$

$$\text{Rev. Plancher: } 0,198 \times 19,29 \times 17,6 = 67,2t$$

$$G_c = 447,8t$$

N.B: le revêtement des planchers est idem qu'à celui du Bloc A

-Surcharge d'exploitation

$$\text{Pour la terrasse} \quad S_t = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Pour le plancher courant: } S_c = 1500 \text{ kg/m}^2$$

D'après l'article du R.P.A. 81; la surcharge des planchers courants sera de 50% de la surcharge totale.

Donc:

$$W = G + \frac{P}{2}$$

Ainsi

$$P_c = 1,5 \times 19,29 \times 17,6 = 509t$$

$$W_c = G_c + \frac{P_c}{2} = 447,8 + \frac{509}{2} = 702,3t.$$

$$W_t = G_t = 428t$$

$$W = 2W_c + W_t = 2 \times 702,3 + 428 = 1833t$$

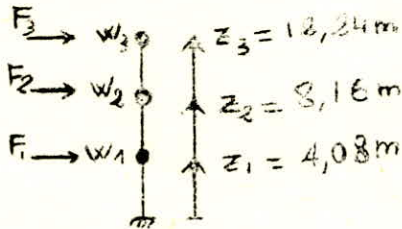
d'où l'effort dû au seisme:

$$V = A.D.B.Q.W. = 0,15 \times 2 \times 0,25 \times 1,2 \times 1833 = 165t$$

$$V = 165t$$

Détermination des forces agissant à chaque niveau:

Pour cela nous appliquerons la relation de l'article 3.3.3. du R.P.A. 81; mais dans notre cas; la force concentrée Ft au sommet de la structure est nulle du fait que la période du bâtiment est inférieure à 0,7 s. la modélisation du bâtiment sera:



$$F_1 = V \frac{w_1 z_1}{\sum w_i z_i} \quad \left. \begin{array}{l} \text{avec} \\ w_1 = w_2 = w_c \end{array} \right\}$$

$$F_2 = V \frac{w_2 z_2}{\sum w_i z_i}$$

Après calcul on a:

$$(F_1 = 34,2t$$

$$(F_2 = 68,4t$$

$$(F_3 = 62,5t$$

$$F_3 = V \frac{w_3 z_3}{\sum w_i z_i} \quad \text{avec } w_3 = w_T$$

Répartition des forces sismiques dans les refends.

Du fait que les voiles ont des ouvertures continues allant du R.D.C. aux niveaux supérieurs alors nous les considérerons séparément: Pas d'inertie équivalente. Ayant une excentricité entre le centre de gravité et le centre de torsion; une redistribution de l'effort tranchant est engendrée dans les refends.

Par définition du centre de torsion; les refends subissent:

-Des translations dont la direction est parallèle à la force.

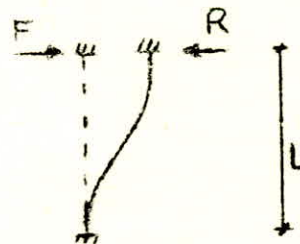
-Des rotations dont le sens est identique à celui du moment.

La force sismique se répartira en fonction de leurs rigidités qui est la force (ou le couple) de rappel par lequel le refend réagit.

La rigidité des refends est donnée par:

$$R = \frac{12EI}{L^3}$$

(Double encastrement)
parfait



I: Moment d'inertie
R: Rigidité
E: Module d'élasticité.

Comme nos refends possèdent le même module d'élasticité et que la hauteur est la même donc:

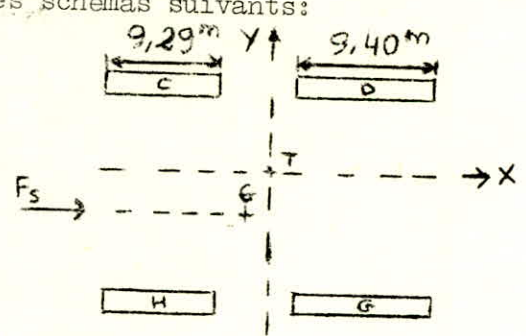
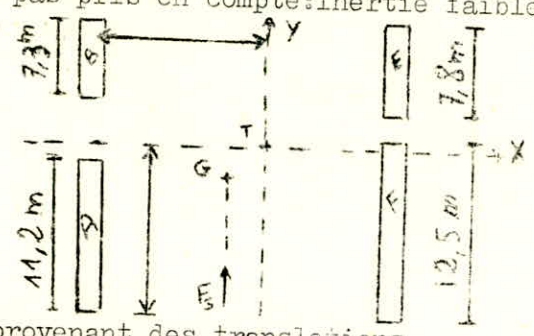
$$R=AI$$

A=cste; alors au lieu de travailler avec la rigidité;

on prendra le moment d'inertie.

Les rigidités des refends sont donc proportionnelles à leurs moments d'inertie. La force sismique se répartira en fonction de leurs rigidités qui est la force (ou le couple) de rappel par lequel le refend réagit.

Afin de simplifier le calcul nous supposons que les refends perpendiculaires à l'effort ne seront pas pris en compte: Inertie faible, d'où les schémas suivants:



a) Forces provenant des translations.

Les planchers sont supposés indéformables et que les éléments subissent le même déplacement au niveau du même plancher.

$$F'_{ij} = F_s \frac{I_i}{\sum I_i}$$

b) Forces provenant des rotations.

Les rotations tiennent compte des refends perpendiculaires à l'effort.

$$F''_x = M \frac{y I_y}{J} \quad F''_y = M \frac{x I_x}{J}$$

avec : $J = \sum I_x x^2 + \sum I_y y^2$

Ainsi les forces finales distribuées dans les refends sont:

$$\begin{cases} F_x = F'_x + F''_x \\ F_y = F'_y + F''_y \end{cases}$$

soient les caractéristiques des voiles:

| voiles | I_x (m ⁴) | y (m) | x^2 (m ²) | $I_x x^2$ (m ⁶) | $I_y x^2$ (m ⁶) | $I_y y^2$ (m ⁶) | $I_x y$ | $I_y y$ |
|----------|-------------------------|---------|-------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|---------|---------|
| A | 17,56 | -12,4 | 153,76 | 2700,3 | | | | |
| B | 4,86 | -12,4 | // | 747,75 | | | | |
| E | 5,93 | 9,14 | 83,54 | 495,4 | | | | |
| F | 24,41 | 9,14 | // | 2039,2 | | | | |
| C | | -3,19 | 10,18 | | 7,54 | 9,83 | 96,63 | 93,78 |
| D | | 4,59 | 21,07 | | 7,89 | 9,83 | 96,63 | 97,22 |
| G | | 4,59 | // | | // | 11,82 | 139,7 | 116,9 |
| H | | -3,19 | 10,18 | | 7,54 | 11,82 | 139,7 | 112,8 |
| Σ | | | | 5944,7 | 28,86 | | | 459,2 |

les coordonnées x et y sont prises par rapport au centre de torsion T .

$$J = 5982,66 + 4592 = 10575 \text{ m}^6$$

A) Sens longitudinal.

| Voiles | NIVEAUX | F_z (t) | e (m) | $F_z \cdot e$ (t.m) | F'_y (t) | F''_y (t) | $F_c = F'_y + F''_y$ |
|--------|---------|-----------|---------|---------------------|------------|-------------|----------------------|
| A | III | 62,5 | 1,37 | 85,63 | 20,80 | -1,76 | 19,04 |
| | II | 68,4 | 1,37 | 93,71 | 22,76 | -1,93 | 20,83 |
| | I | 34,2 | 1,37 | 46,85 | 11,38 | -0,96 | 10,42 |
| B | III | 62,5 | 1,37 | 85,63 | 5,76 | -0,49 | 5,27 |
| | II | 68,4 | 1,37 | 93,71 | 6,30 | -0,53 | 5,77 |
| | I | 34,2 | 1,37 | 46,85 | 3,15 | -0,27 | 2,88 |
| E | III | 62,5 | 1,37 | 85,63 | 7,02 | 0,44 | 7,46 |
| | II | 68,4 | 1,37 | 93,71 | 7,69 | 0,48 | 8,17 |
| | I | 34,2 | 1,37 | 46,85 | 3,84 | 0,24 | 4,08 |
| F | III | 62,5 | 1,37 | 85,63 | 28,92 | 1,79 | 30,71 |
| | II | 68,4 | 1,37 | 93,71 | 34,65 | 1,96 | 33,61 |
| | I | 34,2 | 1,37 | 46,85 | 15,82 | 0,98 | 16,8 |

B) Sens transversal.

| | | F_z (t) | e (m) | $F_z \cdot e$ (t.m) | F'_x (t) | F''_x (t) | $F_c = F'_x + F''_x$ |
|---|-----|-----------|---------|---------------------|------------|-------------|----------------------|
| C | III | 62,5 | 1,09 | 68,13 | 15,34 | 0,60 | 15,94 |
| | II | 68,4 | 1,09 | 74,56 | 16,8 | 0,66 | 17,46 |
| | I | 34,2 | 1,09 | 37,28 | 8,4 | 0,33 | 8,73 |
| D | III | 62,5 | 1,09 | 68,13 | 15,94 | 0,63 | 16,54 |
| | II | 68,4 | 1,09 | 74,56 | 17,41 | 0,69 | 18,10 |
| | I | 34,2 | 1,09 | 37,28 | 8,7 | 0,34 | 9,04 |
| G | III | 62,5 | 1,09 | 68,13 | 15,94 | -0,75 | 15,16 |
| | II | 68,4 | 1,09 | 74,56 | 17,41 | -0,82 | 16,60 |
| | I | 34,2 | 1,09 | 37,28 | 8,7 | -0,44 | 8,30 |
| H | III | 62,5 | 1,09 | 68,13 | 15,34 | -0,73 | 14,61 |
| | II | 68,4 | 1,09 | 74,56 | 16,79 | -0,80 | 16 |
| | I | 34,2 | 1,09 | 37,28 | 8,4 | -0,40 | 8 |

Calcul des efforts sous la sollicitation horizontale.

Les voiles ne sont soumis qu'aux moments provoqués par le séisme; l'inexistence d'efforts normaux est due au fait que l'on a négligé le poids propre des voiles et que les charges verticales sont reprises par les portiques.

la valeur des moments est déterminée par:

$$M_i = M_{i+1} + T_{i+1} h.$$

M_i = Moment du niveau i .

M_{i+1} = Moment établi pour le niveau $i+1$.

T_{i+1} = EFFORT Tranchant établi pour le niveau $i+1$.

h = hauteur d'étage = 4,08m.

les tableaux ci-dessous nous donne les valeurs:

(I)

(II)

| Voiles | Niveaux | $F_i(t)$ | $\Sigma F_i(t)$ | $M(t.m)$ |
|--------|---------|----------|-----------------|----------|
| A | III | 19,04 | 19,04 | 0 |
| | II | 20,83 | 39,87 | 77,7 |
| | I | 10,48 | 50,29 | 240,4 |
| | 0 | 0 | 50,29 | 445,5 |
| B | III | 5,27 | 5,27 | 0 |
| | II | 5,77 | 11,04 | 21,5 |
| | I | 2,88 | 13,92 | 66,5 |
| | 0 | 0 | 13,92 | 123,3 |
| E | III | 7,46 | 7,46 | 0 |
| | II | 8,17 | 15,63 | 30,4 |
| | I | 4,08 | 19,71 | 94,2 |
| | 0 | 0 | 19,71 | 174,6 |
| F | III | 30,71 | 30,71 | 0 |
| | II | 33,61 | 64,32 | 125,3 |
| | I | 16,8 | 81,12 | 387,7 |
| | 0 | 0 | 81,12 | 718,7 |

| Voiles | Niveaux | $F_i(t)$ | $\Sigma F_i(t)$ | $M(t.m)$ |
|--------|---------|----------|-----------------|----------|
| C | III | 15,94 | 15,94 | 0 |
| | II | 17,46 | 33,4 | 65,04 |
| | I | 8,73 | 42,13 | 201,3 |
| | 0 | 0 | 42,13 | 373,2 |
| D | III | 16,54 | 16,54 | 0 |
| | II | 18,1 | 34,64 | 67,5 |
| | I | 9,04 | 43,68 | 208,8 |
| | 0 | 0 | 43,68 | 387,03 |
| G | III | 15,16 | 15,16 | 0 |
| | II | 16,6 | 31,76 | 61,9 |
| | I | 8,30 | 40,06 | 191,4 |
| | 0 | 0 | 40,06 | 354,9 |
| H | III | 14,61 | 14,61 | 0 |
| | II | 16 | 30,61 | 59,6 |
| | I | 8 | 38,61 | 184,5 |
| | 0 | 0 | 38,61 | 342,03 |

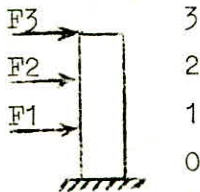
(I): sens longitudinal. (II) sens transversal.

Ferraillage des voiles.

Nous supposons que les voiles sont des poutres en console; encastrés au sol. En principe cette supposition est applicable pour les voiles de hauteurs élevées; ce qui n'est pas le cas pour les nôtres.

Dans nos calculs nous négligerons le poids propre des voiles; de même nous supposerons que les planchers ne rigidifient pas les voiles et ceci afin d'obtenir un cas défavorable.

le schéma statique



les voiles seront calculés en flexion simple.

la méthode de détermination des armatures sera celle de P.CHARRON.

Nous exposerons un exemple et les résultats des autres seront donnés sur un tableau.

VOILE A:

| | | |
|-----------------|-----------------|-----------------|
| $F1 = 10,42t$ | $F2 = 20,83t$ | $F3 = 19,04t$ |
| $M0 = 445,5t.m$ | $M1 = 240,4t.m$ | $M2 = 77,7 t.m$ |
| $T0 = 50,3t.$ | $T1 = 39,3$ | $T2 = 19,04t.$ |
| $ht = 11,2m$ | $b = 0,15 m$ | |

SECTION: 0

| | | |
|----------------------------|--------------------------|---|
| $M0 = 445,5t.m$ | $T0 = 50,3t.$ | |
| $\mu = 0,0127$ | d'où $\epsilon = 0,9498$ | $K = 84,5$ |
| d'où $A = 15 \text{ cm}^2$ | | $\sigma'_c = 33 \text{ kg} / \text{cm}^2$ |

D'après l'article 4.3.3.3. le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%

$$A \text{ min} = \frac{0,5 \text{ lt } b}{100}$$

lt: longueur de la zone tendue = $ht - y$

b = l'épaisseur du voile.

$y = \alpha h$ (position de l'axe neutre par rapport à la fibre comprimée la plus éloignée).

$$\alpha = \frac{15}{15+K}$$

h : hauteur utile.

Pour le voile A:

$$lt = 11,2 - \frac{15}{15+84,5} \times (11,2 - 0,02) = 9,51m.$$

$$\text{d'où } A_{\text{min}} = \frac{0,5}{100} \times 9,51 \times 0,15 = 71,36 \text{ cm}^2 \text{ (à répartir sur } 9,51m).$$

alors nous prendrons $A=15\text{cm}$

choisissons 8T 16 = 18,85 cm²

avec un espacement de 10cm sur 1/10 de la largeur du voile (Art.4.3.37 du R.P.A 81).

L'espacement est donné par l'art. 4334 du R.P.A.81.

$$t \leq \min \begin{cases} 1,5e \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{avec } e = \text{épaisseur du voile.}$$

Comme $e = 15\text{cm}$ alors $t \leq \min \begin{cases} 22,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} = 22,5\text{cm}$

Prenons $t=20\text{cm}$

Dans les autres cas.

Zone courante:

Nous appliquons l'Art. 4.3.3.2. du R.P.A. 81; qui donne un pourcentage minimum total qui est:

$$\begin{aligned} \text{de: } 0,15\% & \quad \text{si } \bar{\epsilon}_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \\ \text{de: } 0,25\% & \quad \text{si } 0,025 \sigma'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \end{aligned}$$

donc pour le voile A:

$$\bar{\epsilon} = 1,4 \frac{T_0}{b z} = 1,4 \frac{50,310^3}{15 \times 7 \times 1102} = 4,86 \text{ kg / cm}^2 \quad (d=18\text{cm})$$

$$0,025 \sigma'_{28} = 0,025 \times 275,4 = 6,885 \text{ kg / cm}^2 = \bar{\epsilon}_b$$

on voit que $\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}$

alors

$$A_c = \frac{0,15 \times b \times 100}{100} = \frac{0,15 \times 15 \times 100}{100} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc nous choisirons:

5T8/ml/face. (l'espacement est $e = 20\text{cm}$)

Armatures horizontales.

Nous appliquerons l'Art. 4.3.3.1.

$$\tilde{\omega}_t = \frac{\bar{\epsilon} - 8}{\sigma_{en}} \quad \bar{\epsilon} = 1,4 \frac{T}{b z}$$

$\bar{\epsilon}$: contrainte de cisaillement.

σ : limite élastique des aciers en bars.

comme $\bar{\epsilon} = 4,86 \text{ kg / cm}^2 < 8$ donc $\tilde{\omega}_t < 0$

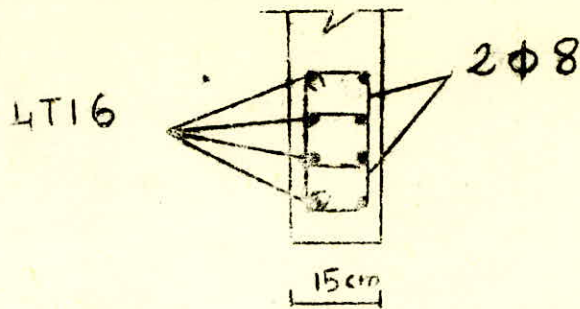
alors on prendra A_{min} .

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times 100$$

$$A_{min} = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Nous choisirons:

5T8/ml/face. ($e = 20\text{cm}$).



section 1: $M_1 = 240,4 \text{ t.m}$

$T_1 = 39,9 \text{ t}$

$$\mu = 0,0069$$

$$\epsilon = 0,9624 \quad K = 118$$

$$\sigma'_b = 24 \text{ kgf/cm}^2$$

$$A = 8 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\epsilon} = 3,55 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 6,885 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_t = 0,15\% \quad \text{d'où } A_{\min} = 74,8 \text{ cm}^2 \text{ avec } \alpha = 0,11$$

$$l_t = 997 \text{ cm}$$

On prendra 4 T16 = $8,04 \text{ cm}^2$

Zone courante:

$$d = 8 \text{ cm}$$

$$h = 1112 \text{ cm}$$

$$\bar{\epsilon} = 3,83 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 6,885 \text{ kgf/cm}^2 \Rightarrow \tilde{\omega}_t = 0,15\%$$

donc

$$A_c = 5T8 / \text{face/ml}$$

$$(e = 20 \text{ cm}).$$

Armatures horizontales.

$$\tilde{\omega}_t < 0 \text{ alors } A_{\min} = 5T8 / \text{face/ml}$$

section 2:

$$M_2 = 77,7 \text{ t.m}$$

$$T_2 = 19,04 \text{ t}$$

$$\mu = 0,0022$$

$$\epsilon = 0,9783$$

$$K = 215$$

$$A = 2,54 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 0,07$$

$$l_t = 1041,7 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = 78,1 \text{ cm}^2$$

On prendra 4T14.

Zone courante:

$$d = 8 \text{ cm} \quad h = 1112 \text{ cm}$$

$$\bar{\epsilon} = 1,82 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 6,885 \text{ kgf/cm}^2 \text{ d'où } \tilde{\omega}_t = 0,15\%$$

$$A_c = 2,25 \text{ cm}^2$$

On prendra: 5T8/face/ml (e = 20 cm).

Armatures horizontales:

$$\tilde{\omega}_t < 0 \text{ d'où } A_{\min} = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ nous prendrons}$$

$$5T8 / \text{face/ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$$

Après calcul nous avons trouvé que tous les voiles sont ferrailés en zone courante par $A_c = 5T8 / \text{face/ml}$; et ont pour armature horizontales:

$A_{\min} = 5T8 / \text{face/ml}$ avec un espacement de 20 cm.

16

Pour les armatures verticales de voile nous établissons le tableau suivant:

| Voies | sect. | $m_c (U)$ | $T_c (U)$ | $h_c (m)$ | μ | E | K | $A (cm^2)$ calcul. | α | $l_c (cm)$ | $A_{min} (cm^2)$ | $A_{adopt.}$ |
|-------|-------|-----------|-----------|-----------|--------|--------|------|-----------------------|----------|------------|------------------|--------------|
| B | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 20,5 | 5,87 | 7,3 | 0,0015 | 0,9821 | 265 | 1,08 | 0,054 | 694 | 51,83 | 4T14 |
| | 1 | 66,8 | 14,04 | 7,3 | 0,0065 | 0,9693 | 148 | 3,39 | 0,092 | 662,2 | 49,74 | 4T14 |
| | 0 | 123,3 | 13,94 | 7,3 | 0,0074 | 0,9587 | 106 | 6,33 | 0,124 | 640 | 48 | 4T16 |
| E | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 30,4 | 7,46 | 7,8 | 0,0018 | 0,9809 | 240 | 1,43 | 0,06 | 734,3 | 55,07 | 4T14 |
| | 1 | 94,8 | 15,63 | 7,8 | 0,0056 | 0,966 | 132 | 4,49 | 0,102 | 701 | 52,6 | 4T14 |
| | 0 | 174,6 | 19,7 | 7,8 | 0,0104 | 0,9543 | 94,5 | 8,42 | 0,14 | 674,4 | 50,4 | 6T14 |
| F | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 125,3 | 30,71 | 12,5 | 0,0029 | 0,9854 | 188 | 3,68 | 0,074 | 1158 | 86,9 | 4T14 |
| | 1 | 387,73 | 64,32 | 12,5 | 0,0089 | 0,9576 | 103 | 11,61 | 0,13 | 1094,6 | 81,87 | 6T16 |
| | 0 | 718,7 | 81,12 | 12,5 | 0,0165 | 0,9432 | 73 | 24,84 | 0,17 | 1037,6 | 79,82 | 8T20 |
| C | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 65,04 | 15,94 | 9,14 | 0,0028 | 0,9756 | 190 | 2,63 | 0,07 | 843,4 | 63,3 | 4T14 |
| | 1 | 201,3 | 33,4 | 9,14 | 0,0087 | 0,9580 | 104 | 8,25 | 0,126 | 799,3 | 59,9 | 6T14 |
| | 0 | 333,2 | 42,13 | 9,14 | 0,0161 | 0,9438 | 74 | 15,52 | 0,17 | 760,6 | 57 | 8T16 |
| D | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 67,5 | 16,54 | 9,25 | 0,0028 | 0,9756 | 190 | 2,68 | 0,07 | 860,5 | 64,57 | 4T14 |
| | 1 | 208,8 | 34,64 | 9,25 | 0,0088 | 0,9576 | 103 | 8,5 | 0,13 | 808 | 60,6 | 6T14 |
| | 0 | 387 | 43,68 | 9,25 | 0,0163 | 0,9435 | 73,5 | 15,9 | 0,17 | 769 | 57,7 | 8T16 |
| G | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 61,9 | 15,16 | 9,25 | 0,0026 | 0,9765 | 198 | 2,46 | 0,07 | 860 | 64,5 | 4T14 |
| | 1 | 191,4 | 31,76 | 9,25 | 0,0081 | 0,9593 | 108 | 7,74 | 0,122 | 813 | 60,98 | 6T14 |
| | 0 | 354,9 | 40,06 | 9,25 | 0,0149 | 0,9457 | 77 | 14,55 | 0,163 | 775 | 58,13 | 8T16 |
| H | 3 | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — | — |
| | 2 | 59,6 | 14,6 | 9,14 | 0,0026 | 0,9765 | 198 | 2,39 | 0,07 | 850 | 63,74 | 4T14 |
| | 1 | 184,8 | 30,6 | 9,14 | 0,008 | 0,9594 | 109 | 7,55 | 0,12 | 804 | 60,3 | 4T16 |
| | 0 | 348 | 38,6 | 9,14 | 0,0148 | 0,9460 | 77,5 | 14,2 | 0,16 | 764,4 | 57,63 | 8T16 |

En ce qui concerne les armatures transversales nous choisirons :

- des cadres ϕ 8
- des épingle ϕ 8

Pour la disposition des armatures; on se réfère aux Articles :

A.3.3.5. jusqu'à l'Article 4.3.3.11. du R.P.A.81

Vérifications des contraintes.

On doit vérifier que $\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a$ et $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$

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

$$\bar{\sigma}'_b = 137,7 \text{ kgf/cm}^2$$

Pour cela nous utiliserons la méthode de CHARRON :

On calcul :

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} \quad \text{on détermine } \epsilon \text{ et } K \text{ du tableau N}^\circ 5 \text{ de CHARRON.}$$

et trouver ensuite

$$z = \epsilon h$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A z}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Afin de ne pas répéter le calcul inutilement pour chaque section et pour chaque voile;

nous prenons le voile le plus défavorable c'est à dire ayant :

- un moment max
- une grande longueur
- une section d'acier importante.

la section "O" du voile F remplit ces conditions.

$$M = 718,7 \text{ t.m} \quad l = 12,5 \text{ m} \quad A = 8 \text{ T } 20 = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$d'où \quad \bar{\omega} = \frac{100 \times 25,13}{15 \times 1232} = 0,136 \quad (d = 18 \text{ cm})$$

$$\epsilon = 0,939$$

$$K = 67$$

$$z = \epsilon h = 0,939 \times 1232 = 1157 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{718,710^5}{25,13 \times 1157} = 2472 \text{ kgf/cm}^2 < 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2472}{67} = 37 \text{ kgf/cm}^2$$

Vérification au cisaillement: (Art. 4.3.22 du R.P.A.81).

On doit vérifier que :

$$\tau_b = 14 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad \alpha = \frac{7 h}{8}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_28.$$

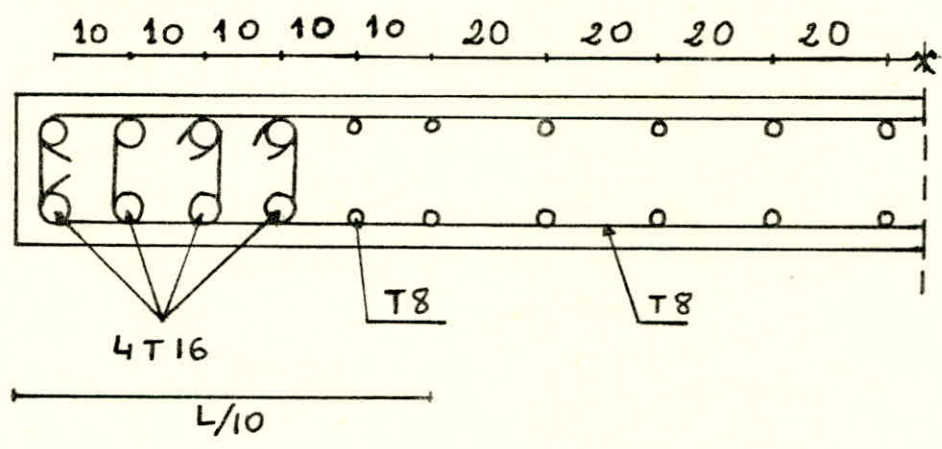
Le plus grand effort tranchant vaut : 81,12 t. Le h correspondant est égal: 1232cm donc:

$$b = 1,4 \frac{81,12 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 1232} = 7,02 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0,12 \times 275,4 = 33 \text{ kgf/cm}^2$$

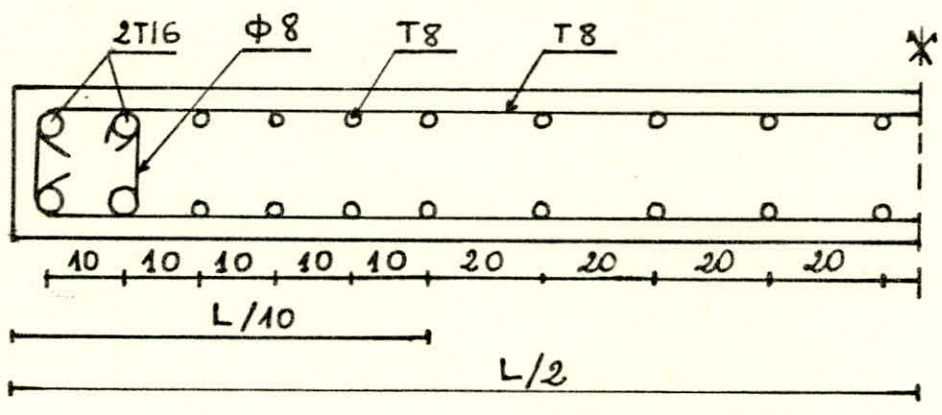
Verifiée

Parties libres du Voile "A"

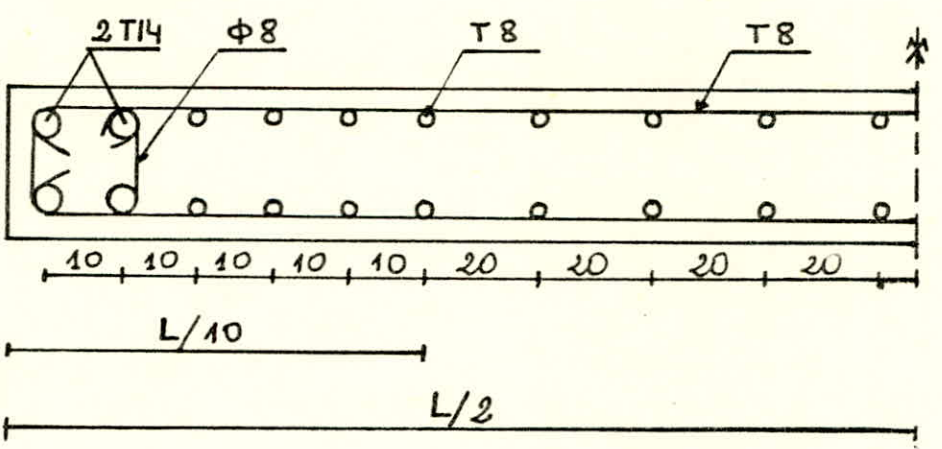
SECTION: "0"



SECTION: "1"

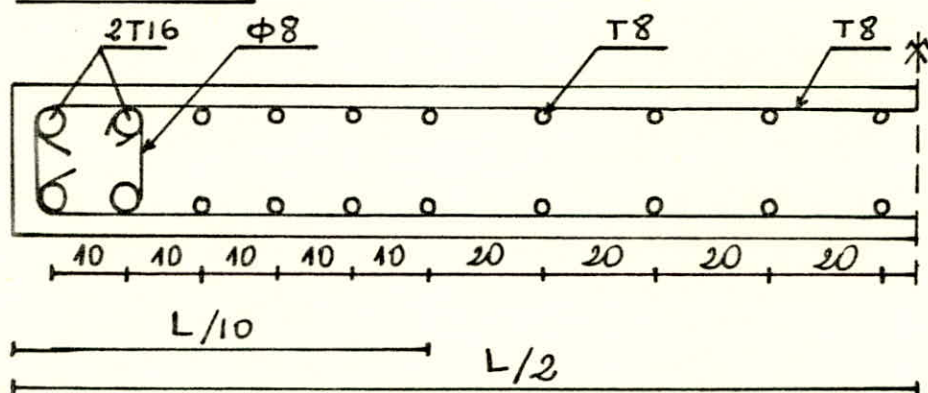


SECTION: "2"

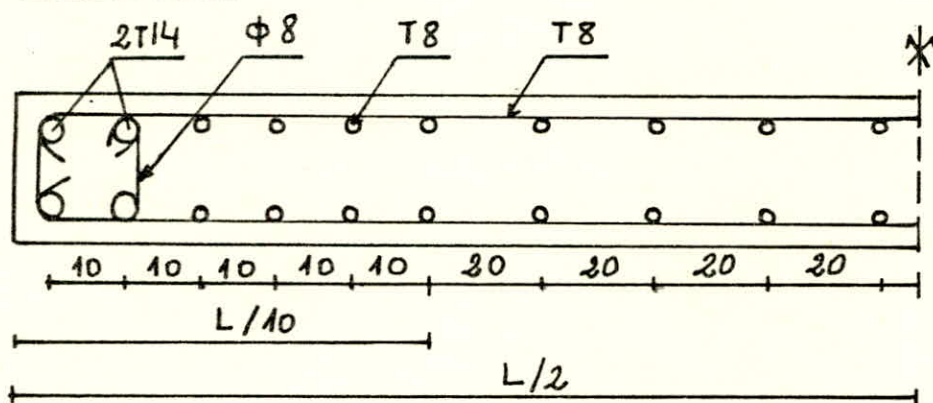


PARTIES LIBRES du voile "B"

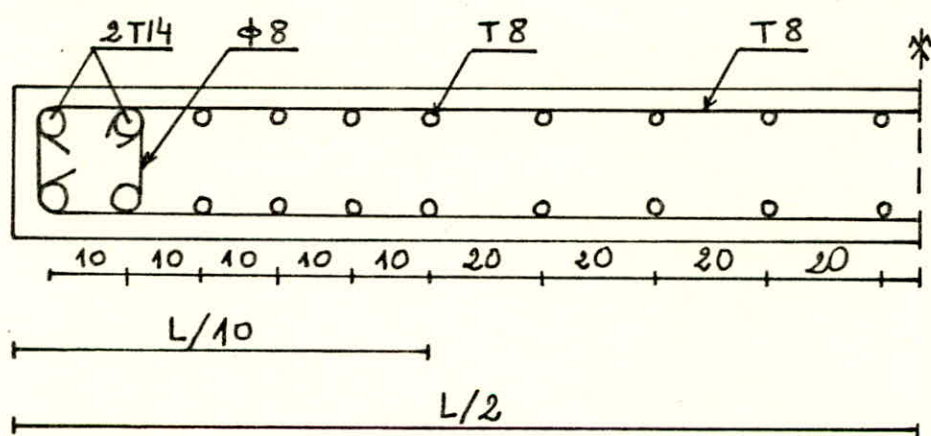
SECTION : "0"



SECTION : "1"

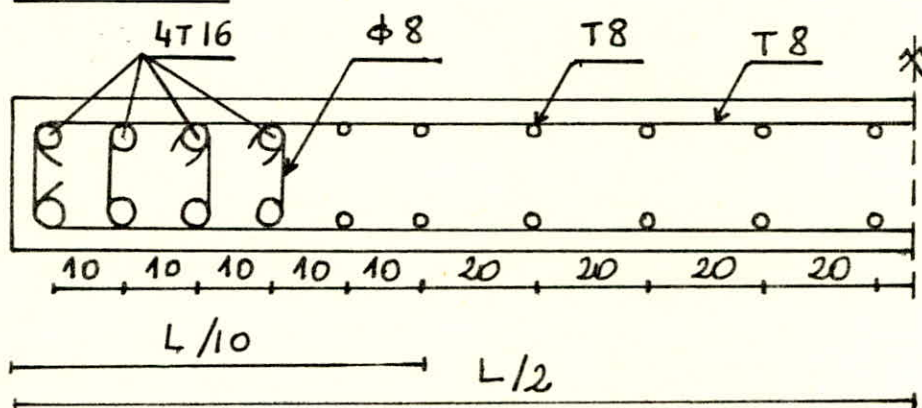


SECTION : "2"

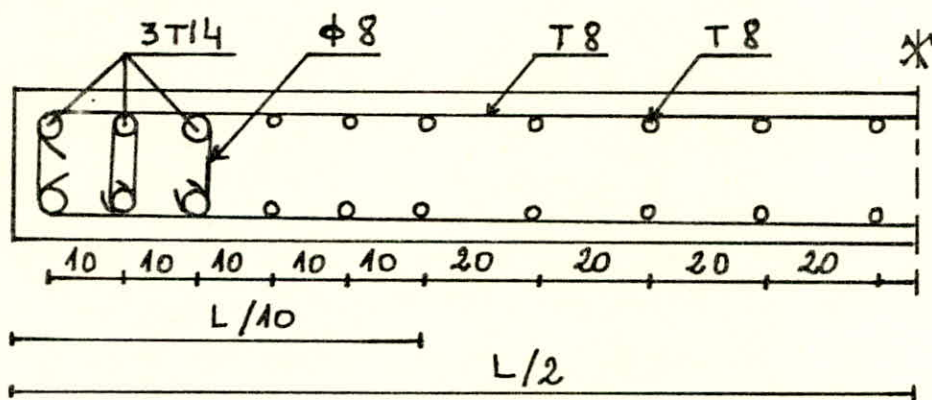


Parties Libres du Voile "c"

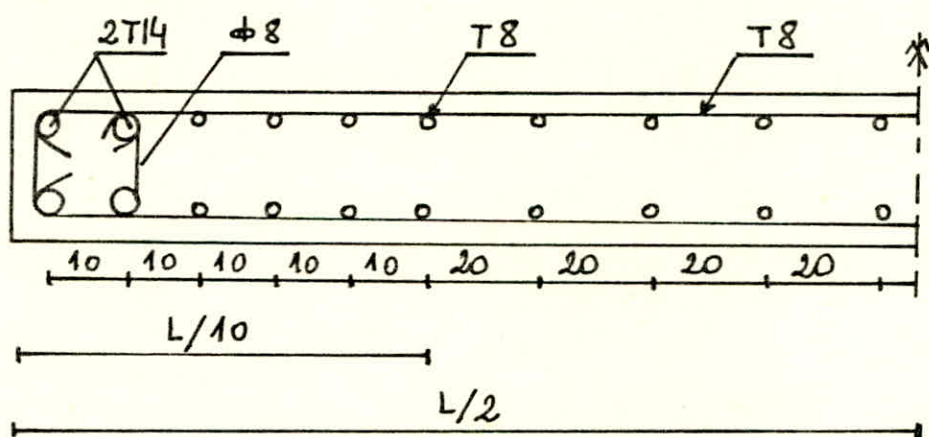
SECTION: "0"



SECTION: "1"

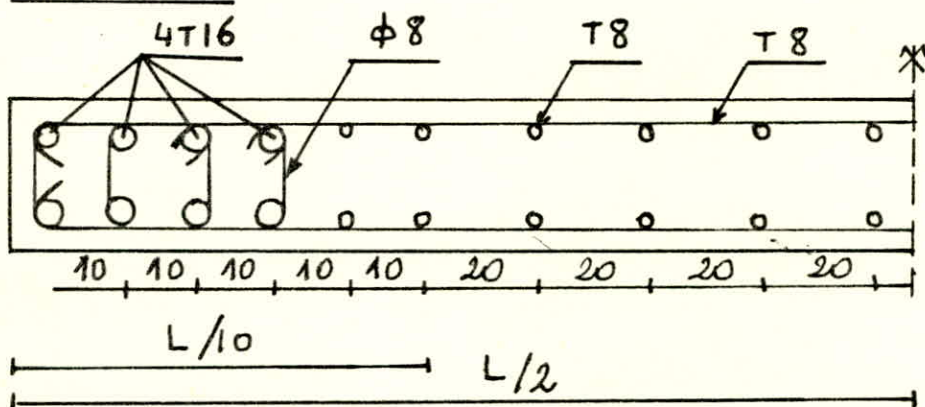


SECTION: "2"

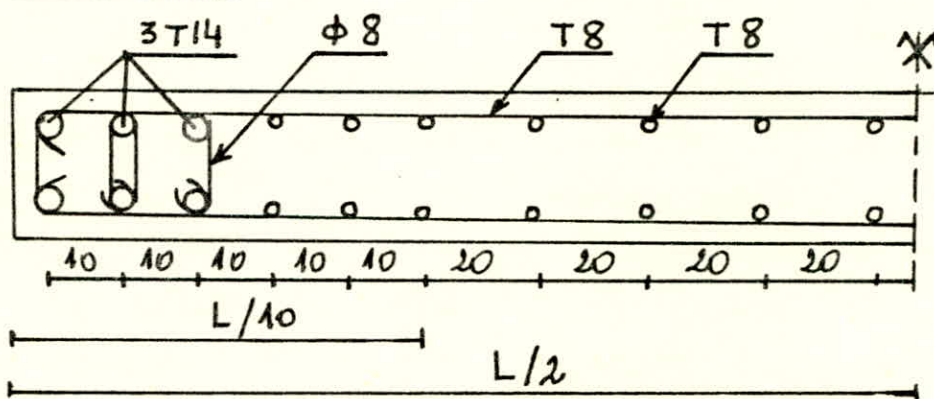


Parties libres du Voile "D"

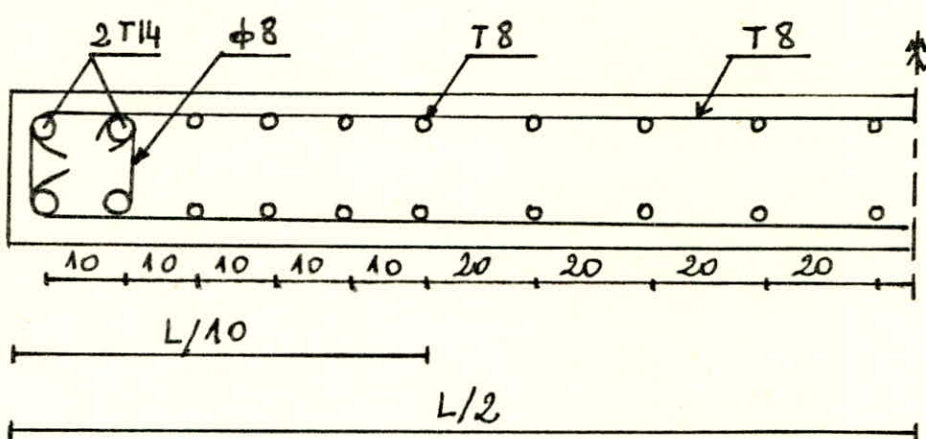
SECTION: "0"



SECTION: "1"

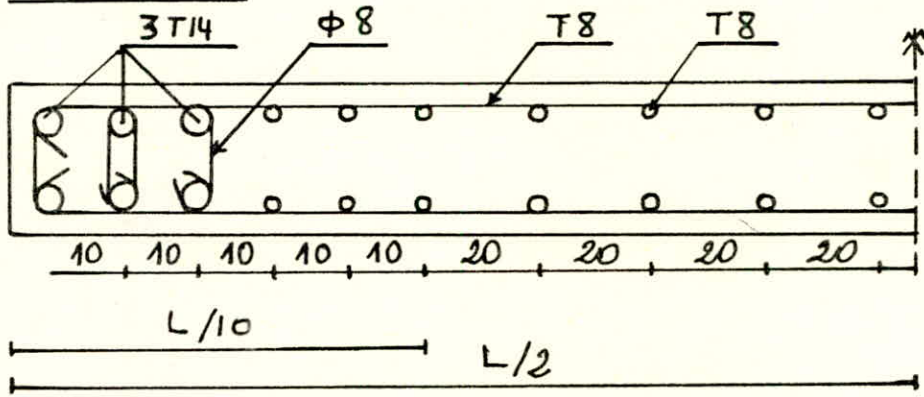


SECTION: "2"

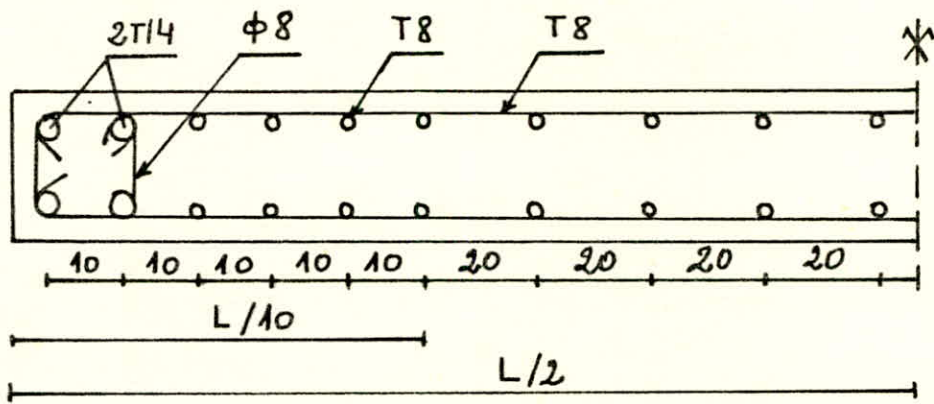


PARTIES LIBRES du voile "E"

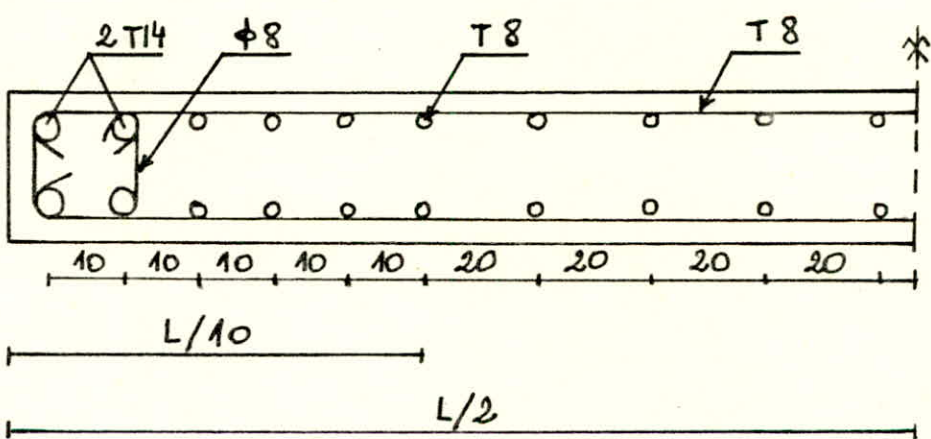
SECTION : "0"



SECTION : "1"

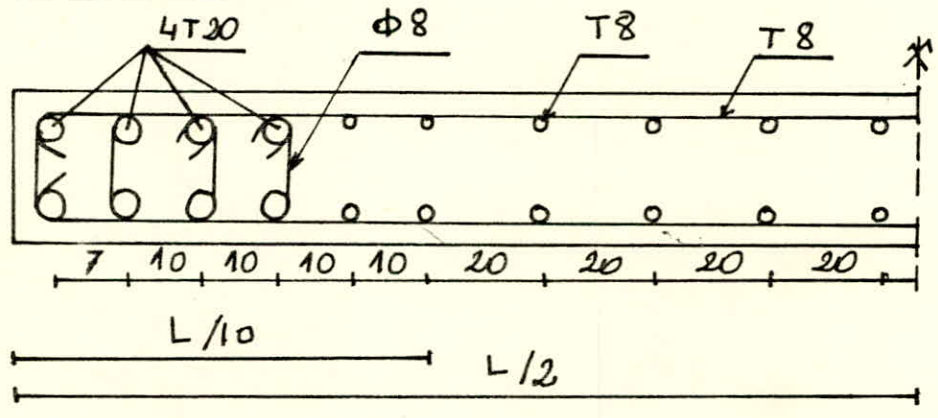


SECTION : "2"

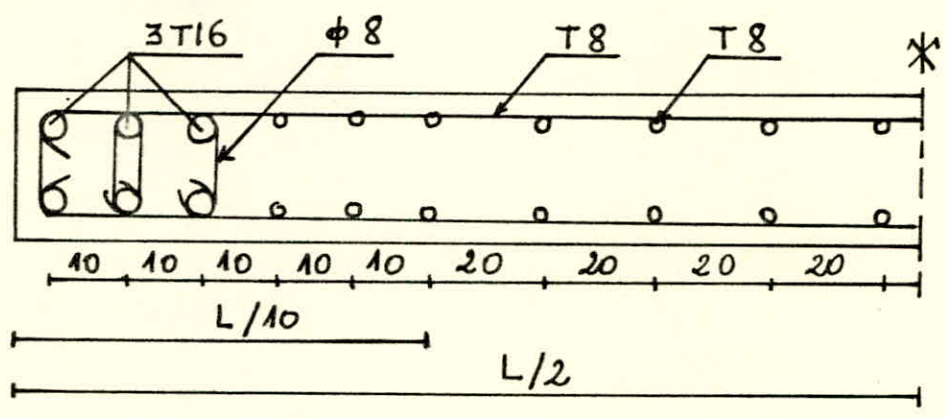


Parties libres du Voile "F"

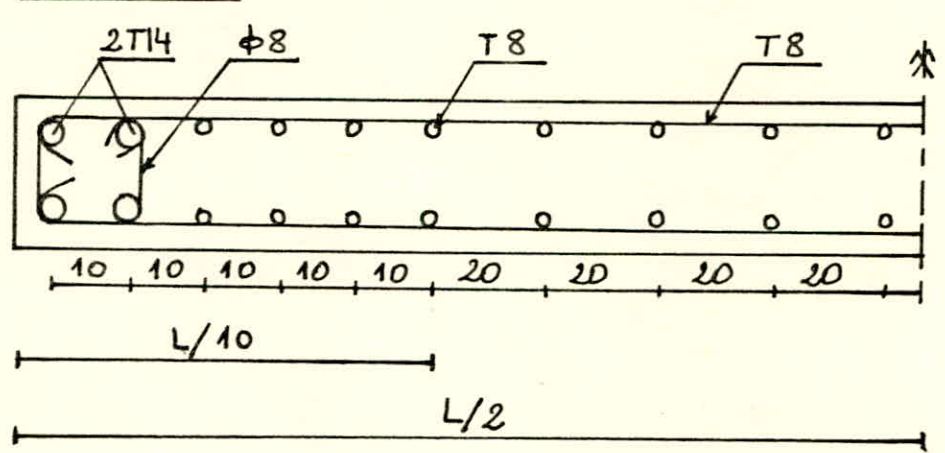
SECTION: "0"



SECTION: "1"

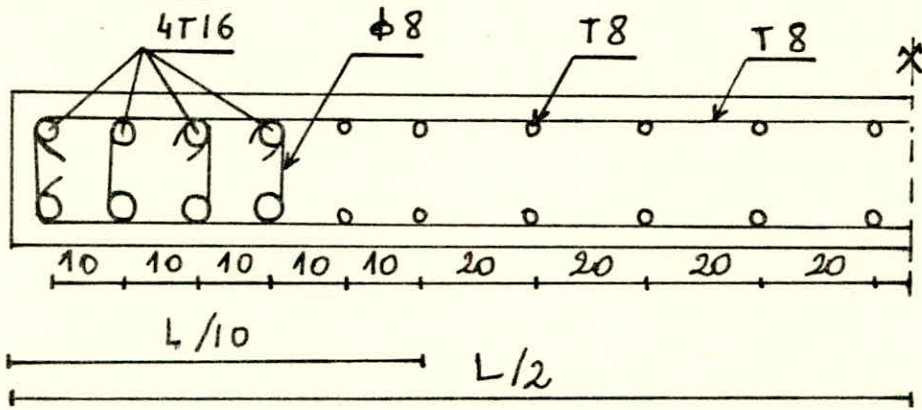


SECTION: "2"

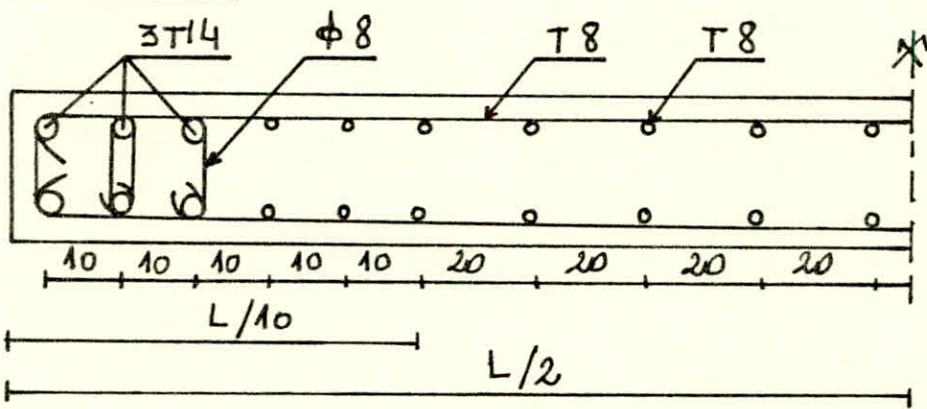


Parties Libres du Voile "G"

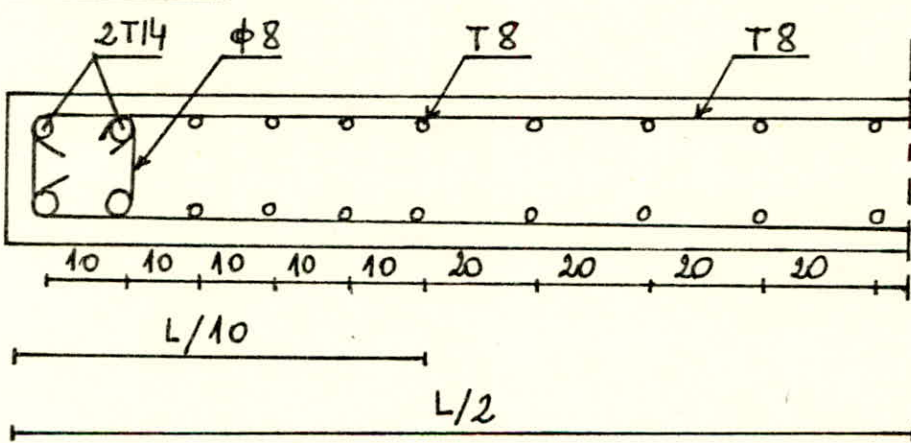
SECTION: "0"



SECTION: "1"

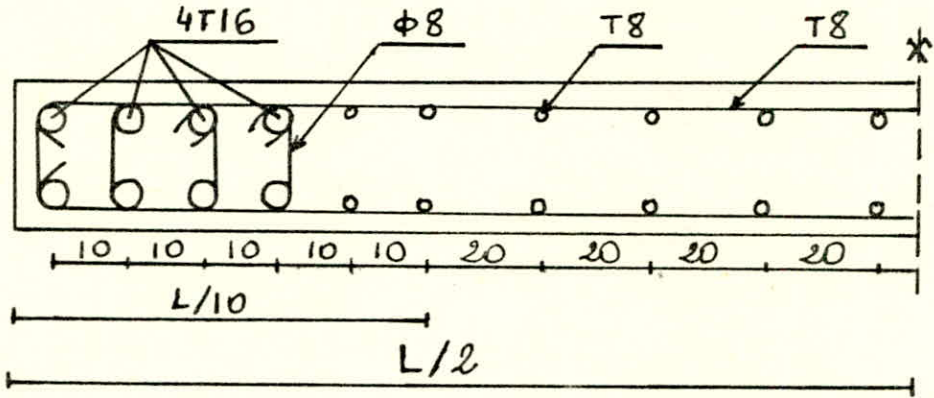


SECTION: "2"

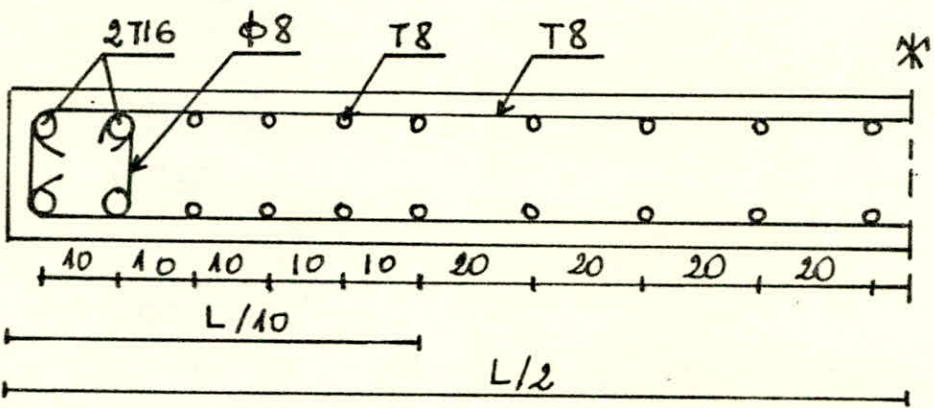


Parties libres du Voile "H"

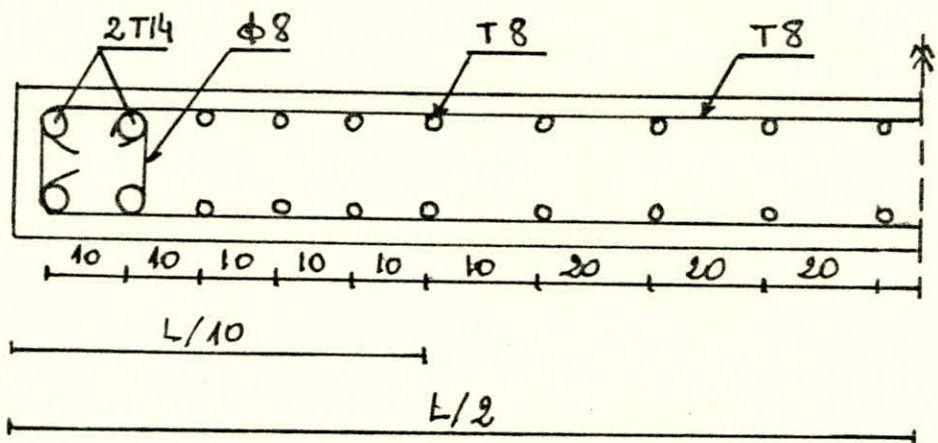
SECTION: "0"



SECTION: "1"

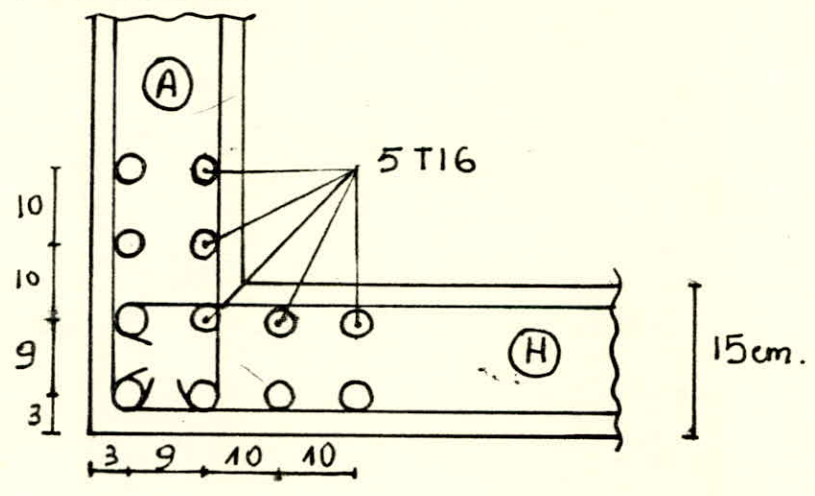


SECTION: "2"

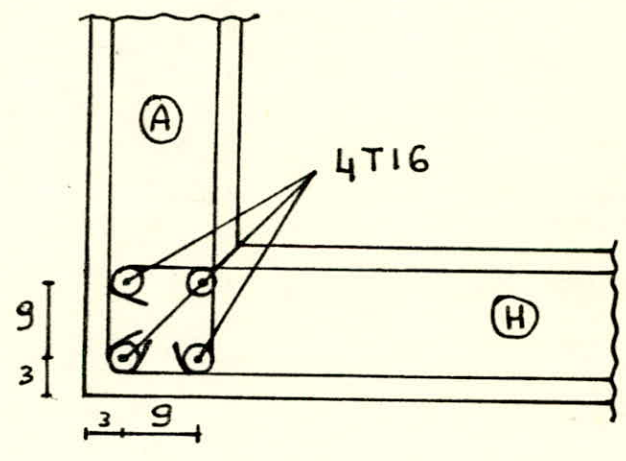


Jonction Des voiles A et H

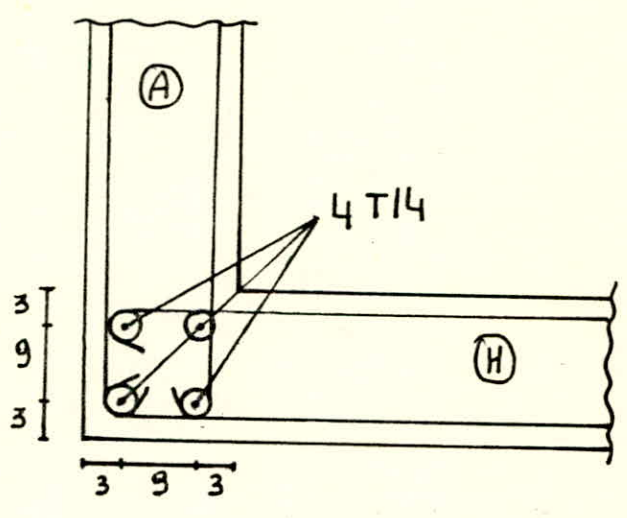
SECTION 0''



Section 1''

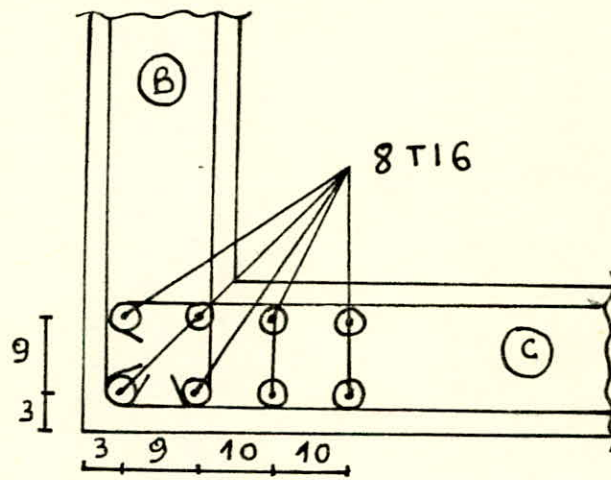


Section 2''

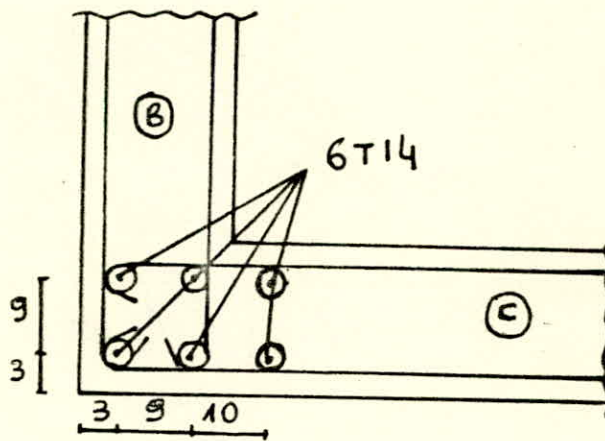


Jonction Des voiles Bet C

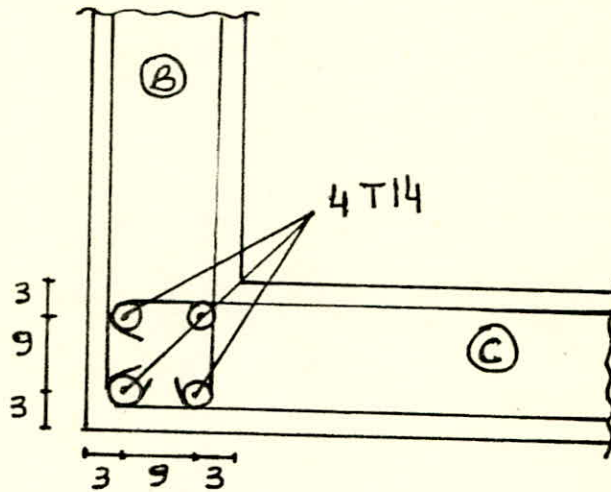
SECTION "0"



Section "1"

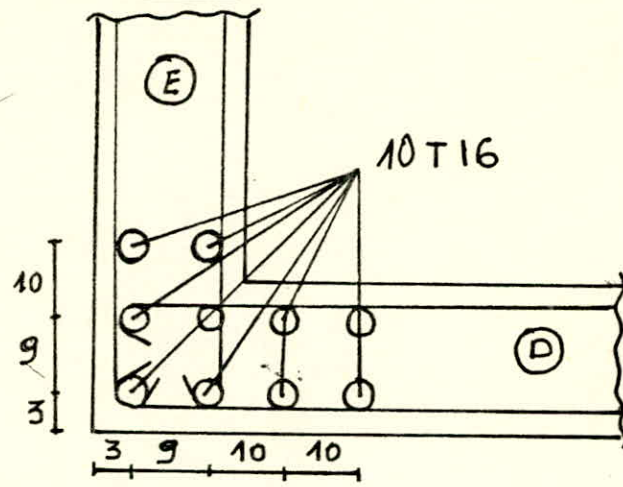


Section "2"

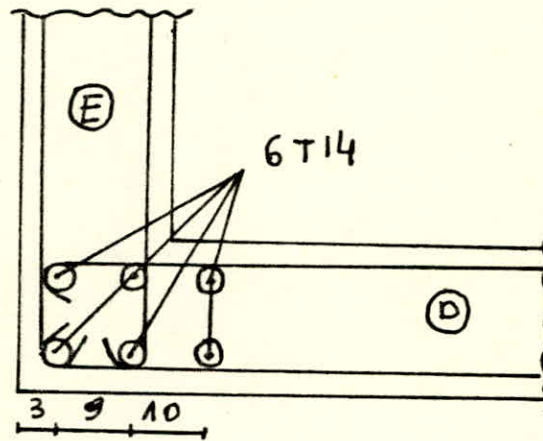


Jonction Des voiles D et E

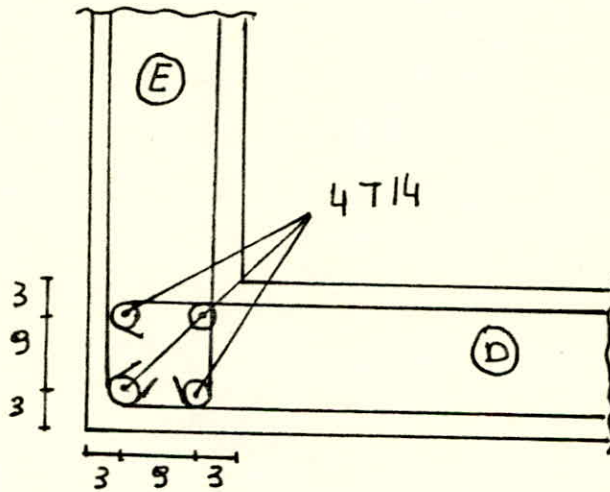
SECTION 0''



Section 1''

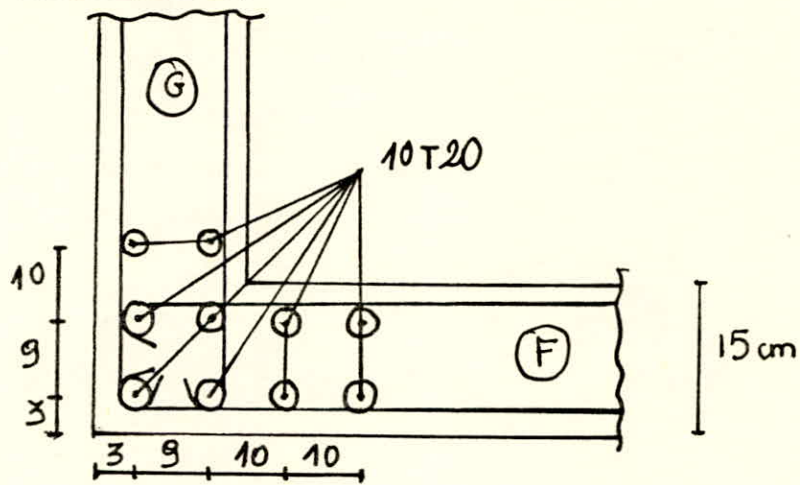


Section 2''

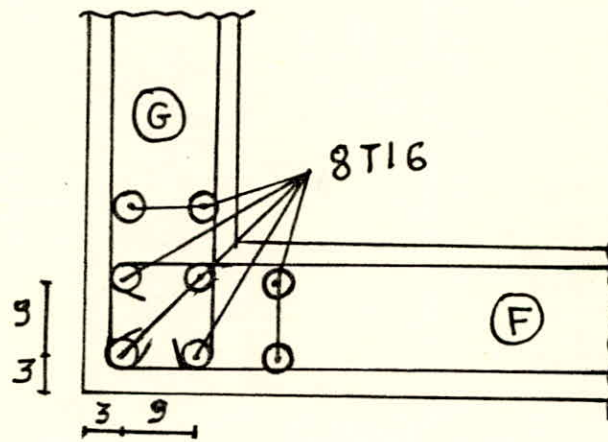


Jonction Des voiles F et G

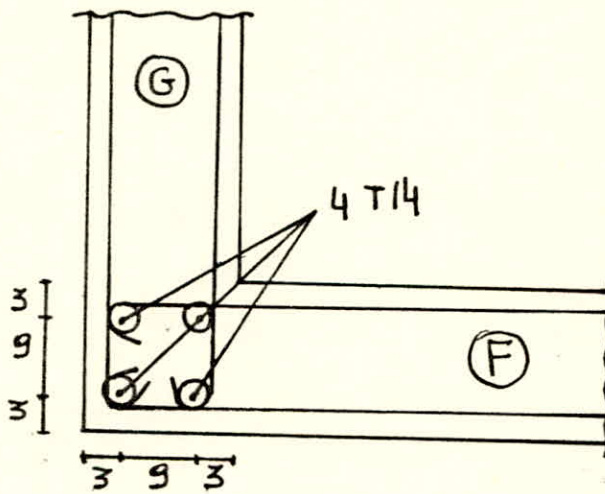
SECTION 0''



Section 1''



Section 2''



Verification des contraintes de fissuration:

- Fiss.systematique: $\sigma_1 = K \cdot \frac{m}{\phi} \cdot \frac{w_f}{I \cdot 10 \cdot w_f}$ bars.

- Fiss.accidentelle: $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot m \cdot \sigma_b}{\phi}}$ bars

Avec:

$$w_f = \frac{A}{B_f}$$

$\left\{ \begin{array}{l} A: \text{section d'acier.} \\ B_f: \text{section de beton tendu.} \end{array} \right.$

$K = 10^6$ elements exposés aux intemperies.

$m = 1,6$ H.A

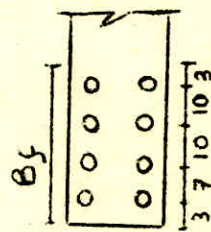
ϕ = diametre des barres en mm.

On prend le cas le plus defavorable c.à.d où w_f est élevé:
donc c'est le voile avec 8T20.

$A = 25,13 \text{ cm}^2$ $B_f = 33 \times 15 = 495 \text{ cm}^2$.

$w_f = 0,051$ $\phi = 20\text{mm}$ $\sigma_b = 5,92 \text{ kgf/cm}^2$

$\Rightarrow \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2702 \text{ bars} = 2756 \text{ kgf/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1635 \text{ bars} = 1668 \text{ kgf/cm}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1; \sigma_2) = 2756 \text{ kgf/cm}^2$



Vu qu'on a calculé avec $\bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ et que la difference entre (2756) et (2800) n'est que de 1,6% donc on gardera les resultats trouvés.

CALCUL DES ELEMENTS

I) ACROTERE

L'acrotère est assimilée à une console encadrée dans le plancher terrasse le calcul sera fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

ép : e = 8cm ; largeur : b = 100 cm ; haut h = 60 cm

L'acrotère est sollicité par les efforts suivants :

-poids propre : G = 0,08 X 0,6 X 2500 = 120 kg f/ml (compression)

-surcharge due à la main courante : P = 100 kg f/ml

Le calcul de l'acrotère revient à considérer une section rectangulaire (0,08 X 1m) soumise à la flexion composée

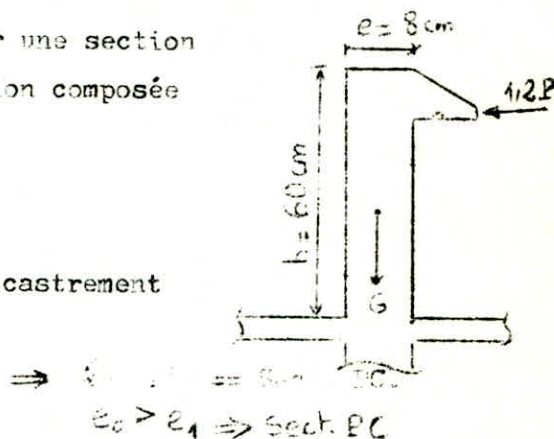
N = G = 120kg f

M = 1,2 X 100 X 0,6 = 72 kg f X m

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

Excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{120} = 0,6 \text{ m}$

$e_1 = \frac{e}{6} = \frac{0,08}{6} = 0,013$



-Moment fictif : (Mf) :

Mf = N . fa avec fa : distance du centre de pression aux armatures tendues

$f_a = e_0 + \frac{ht}{2} - d \Rightarrow Mf = N f_a = 120 X (60 + 4 - 2) = 7440 \text{ kg f cm}$
 $= 74,4 \text{ kg f m}$

On calcule la section en F.S sous le moment M = 74,4 kg.m

Moment résistant du béton : $Mrb = \frac{1}{2} f_c' \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) b \cdot h^2$

h = ht - d = 8 - 2 = 6 cm

b = 100 cm

$\bar{\alpha} = \frac{15 \frac{Mf}{b \cdot h^2}}{15 \frac{Mf}{b \cdot h^2} + f_c' a} = \frac{15 X 137,7}{15 X 137,7 + 2800} = 0,4245$

$Mrb = 0,5 X 137,7 X 0,425 (1 - \frac{0,4245}{3}) X 100 X 6^2 = 0,903 \cdot 10^5 \text{ kg cm } Mf = 7440$

⇒ A' = 0 Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures tendues : Méthode "CHARON"

$$\rho = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_b b h^2} = \frac{15 \times 74,4 \times 100}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0,0111 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9528 \\ K = 91 \end{matrix}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_s \epsilon h} = \frac{74,4 \times 100}{2800 \times 0,9528 \times 6} = 0,465 \text{ cm}^2$$

$$\text{d'où : } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 0,465 - \frac{120}{2800} = 0,422 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cr}} b \cdot h \longrightarrow A \geq 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 100 \times 6 = 0,58 > 0,465 \text{ cm}^2$$

Donc on adoptera 4T6/ml (A = 1,13 cm²) avec un espacement e = 25 cm.

On prévoit aussi des armatures perpendiculaire aux armatures principales (elles sont constructives)

Vérification de la contrainte du béton:

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{K} = \frac{2800}{91} = 30,76 \ll 137,7 \text{ kg f / cm}^2$$

Condition de non fissuration :

$$\omega_s = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 d \cdot b} = \frac{1,13}{2 \times 2 \times 100} = 0,00283$$

K = 10⁶ → fissuration préjudiciables ; r_s = 1,6 (acc. à H A) ; ϕ = 6 mm

$$\sigma_1 = \frac{K r_s}{\phi} \frac{\bar{\sigma}_f}{1 + 10 \omega_s} = \frac{10^6 \times 1,6}{6} \times \frac{0,00283}{1 + 0,0283} = 734 \text{ kg f/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K r_s \bar{\sigma}_c}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \times 1,5 \times 5,9}{6}} = 3010,38 \text{ kg f/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) = 3010,66 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} : Z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 6 = 5,25 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{Z} = 1,2 \times 100 - \frac{7200}{5,25} = - 1251,43 \text{ kg} < 0$$

Vérifications - INUTILES.

la Vérification au seisme local de l'acrotère :

R P A 81 art. 3.3.9 => vérifier le seisme local dans les éléments secondaires de la structure : l'acrotère sera vérifié sous l'effet de la force : $F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$.

W_p : poids de l'élément = 120 kg.

$$Z = A \text{ (groupe d'usage II ; zone II)} = 0,15 = 0,6$$

$$A \text{ (groupe d'usage II ; zone III)} = 0,25$$

$$I = \text{Valeur de A pour le gr. d'us. du bat.} = 0,15 = 1$$

$$\text{Valeur de A pour le gr. d'us. II} = 0,15$$

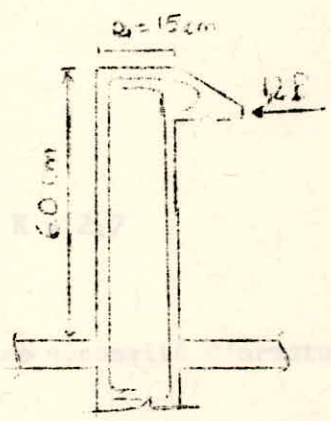
$$C_p = \text{Facteur de force horizontale} \rightarrow C_p = 0,8$$

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \times 1 \times 0,8 \times 120 = 57,6 \text{ kg f/ml} < 1,2 P = 120 \text{ kg f/ml}$$

Conclusion :

l'acrotère a été calculé sous un effort supérieur à F_p . Donc il est automatiquement capable au seisme local :

Schema de ferrailage :



II PLANCHER

Les planchers sont à corps creux et poutrelles préfabriquées associées aux corps de dimension 20 X 60 et la table a une épaisseur de 5 cm.

II 1-Plancher courant :

charge revenant au plancher

$$G + 1,2 P = 463 + 1,2 \cdot 250 = 763 \text{ kg f/m}^2$$

2e étape :

-Largeur de la table de compression :

b : distance entre nos intérieurs des poutrelles

l : portée de la poutrelle

l_0 : distance entre points de moments nuls (largeur efficace de la table de compression définissant la dimension de la zone comprimée participant à la capacité de résistance).

$$L = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$$

$$l = 360 \text{ cm}$$

$$M_t = \frac{q l_0^2}{8} \Rightarrow l_0 = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}}$$

$$M_t = 0,65 M_0 = 0,65 \frac{q l^2}{8}$$

$$\text{Donc : } l_0 = l \sqrt{0,65} = 360 \sqrt{0,65} = 290 \text{ cm.}$$

La largeur de la table doit satisfaire aux conditions suivantes :

$$\bullet \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{L}{2} = 24 \text{ cm}$$

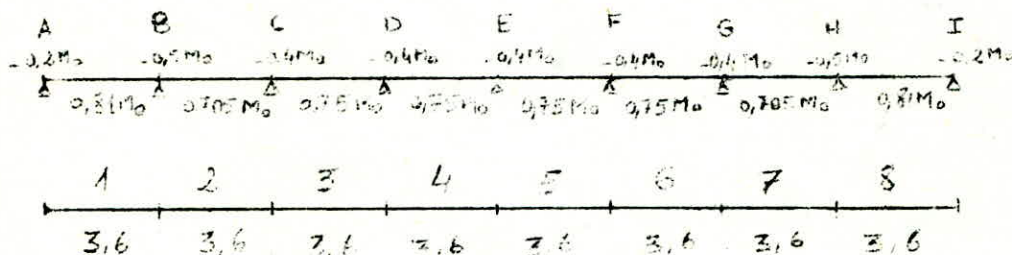
$$\bullet \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\bullet \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \left(\frac{l_0}{2} \right) = \frac{2}{3} \cdot 145 = 96,7 \text{ cm}$$

La 1ere condition est plus restrictive donc on prendra : $b = 60 \text{ cm}$

-Evaluation des moments dans les poutrelles :

La poutrelle sera calculée comme une poutre continue à 8 travées égales :



$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{458 \times 3,6^2}{8} = 749 \text{ kgf.m}$$

Moments en travées :

$$M1 = M8 = 0,81 M_0 = 601 \text{ kg.m}$$

$$M2 = M7 = 0,705 M_0 = 523 \text{ ---}$$

$$M3 = M4 = M5 = M6 = 0,75 M_0 = 556,5 \text{ ---}$$

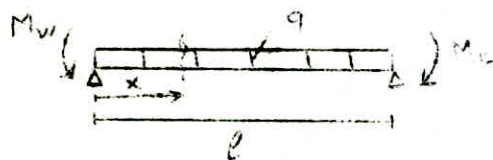
Moments aux appuis :

$$M_A = M_I = -0,2 M_0 = 148,4 \text{ kg.m}$$

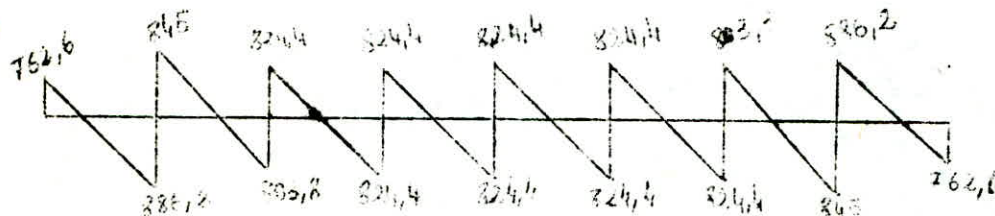
$$M_B = M_H = -0,5 M_0 = 371 \text{ ---}$$

$$M_G = M_C = M_D = M_E = M_F = -0,4 M_0 = 297 \text{ ---}$$

Evaluation des efforts tranchants :



$$T(x) = T_0(x) + \frac{M_w - M_e}{l} = \frac{q}{2}x + \frac{M_w - M_e}{l}$$



- TA = 762,6 kg
- TBi = 886,2
- TCi = 803,8
- TDi = 824,4
- TEi = 824,4
- TFi = 824,4
- TGi = 824,4
- THi = 845
- TI = -762,6

- TBS = 845 kg
- TCS = 824,4
- TDS = 824,4
- TES = 824,4
- TFS = 824,4
- TGS = 803,8
- THS = 886,2

Détermination des armatures longitudinales :

La poutrelle est une poutre en T \bar{e}' ayant pour dimensions :

$$ht = 21 \text{ cm} ; h_0 = 5 \text{ cm} ; b = 60 \text{ cm} ; b_0 = 12 \text{ cm}$$

Travée : $M_t = 0,81 M_0 = 601 \text{ kg} \cdot \text{m}$;

$$\mu = \frac{5 M_t}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \times 60100}{2800 \times 60 \times 19^2} = 0,0147$$

$$\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{12}{60} = 0,2$$

$$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{5}{19} = 0,263$$

$$\alpha = 0,022 \Rightarrow x_s = \alpha h = 0,022 \times 19 = 0,418 < h_0$$

L'axe neutre tombe dans la table on considère donc la section rectangulaire 60 X 21 cm.

$$\mu = 0,0147 \Rightarrow K = 78 ; \epsilon = 0,9462$$

$$\sigma_s' = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{2800}{78} = 35,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s'$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_s' \epsilon h} = \frac{60100}{2800 \times 0,9462 \times 19} = 1,19 \text{ cm}^2$$

on choisit : 2 T 12 ($A = 2,26 \text{ cm}^2$)

Appuis : Section rectangulaire $b_0 \times ht = 12 \times 21$ avec $d = 4 \text{ cm}$

$$M_a = 0,5 M_0 = 371 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\sigma_s b h^2} = \frac{15 \times 37100}{2800 \times 12 \times 17^2} = 0,057 \quad K = 35,3 ; \epsilon = 0,9006$$

$$\sigma_s' = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{2800}{35,3} = 79,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s'$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s' \epsilon h} = \frac{37100}{2800 \times 0,9006 \times 17} = 0,865 \text{ cm}^2$$

→ 1 T 12 ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

-VérificationsCondition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_t}{\sigma_{tc}} b \cdot h$$

$$\text{Travée : } A \geq 0,69 \frac{5,9}{4200} \times 60 \times 19 = 1,105 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A \geq 0,69 \frac{5,9}{4200} \times 12 \times 17 = 0,198 \text{ cm}^2$$

-Condition de non entrainement aux appuis :

$$\text{Contrainte d'adhérence admissible : } \bar{\sigma}_a = 2 \psi_1 \bar{\sigma}_t = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte d'adhérence des barres : } \bar{\sigma}_a = \frac{T}{z \cdot \rho} = \frac{A_i}{A}$$

$$T = 886,2 \text{ kg}$$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 19 = 16,63 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{886,2}{16,63 \times 3,8} = 14,02 < \bar{\sigma}_a = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

-Condition de non fissuration :

$$\text{Travée : } \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_1}{\phi} \bar{\sigma}_t} = 2,4 \sqrt{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9} = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{K_1}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{12} \frac{0,04708}{1 + 0,4708} = 6402 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 6402 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

$$\text{Appuis : } \sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0235}{12 \times 1 + 0,0235} = 3805,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3805,7 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{vérifiée})$$

-Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$\text{Armatures inférieures : } A \geq \frac{T + M_u}{z}$$

$$M_{\max} = -0,5 M_0 = -371 \text{ kg.m} \quad ; \quad T = 886,2 \text{ kg}$$

$$\frac{T + M}{\bar{\sigma}_s} = \frac{886,2}{2800} + \frac{371}{16,63} = 0,324 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2$$

Largeur d'appui : $c \geq \frac{2 T_{max}}{b_0 \bar{\sigma}_s} = \frac{2 \times 886,2}{12 \times 68,85} = 2,15 \text{ cm}$

$$c = 2,2 \text{ cm} < 17 \text{ cm}$$

Condition de flèche :

$$\bullet \text{ ht} = 21 \text{ cm} ; \text{ht} \geq \frac{l}{22,5} = \frac{360}{22,5} = 16 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ ht} \geq \frac{l}{25} \frac{M_t}{M_0} = \frac{360}{25} \times 0,81 = 19,44 \text{ cm}$$

$$\bullet \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{\sigma_{cm}} \Rightarrow A < \frac{36}{\sigma_{cm}} b_0 h$$

$$A < \frac{36}{4200} \times 12 \times 19 = 1,95$$

Les 3 conditions étant vérifiées il n'est pas nécessaire de faire une vérification à la flèche.

Armatures transversales

Contrainte tangentielle du béton : $\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z}$

$$\bar{\tau}_b = \frac{886,2}{12 \times 16,63} = 4,44 \text{ kg/cm}^2 \approx \frac{3}{4} \times 5,9 = 4,43 \text{ kg/cm}^2$$

Etant donné qu'on ignore les qualités des matériaux et des conditions d'exécution des corps creux - pour savoir s'ils présentent des résistances mécaniques suffisantes et si on peut compter sur une bonne adhérence du béton - les armatures de traction seront nécessaires même si $\bar{\tau}_b = \frac{3}{4} \bar{\tau}_b$

-Pour limiter la fissuration du béton (suivant bielles inclinées à 45 °) on adoptera un espacement de cadres en spirale au plus égale à la hauteur du hourdis soit 16 cm avec une inclinaison de $\alpha = 60^\circ$

-Section des cadres A_t :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b z} = \frac{886,2}{12 \times 16,63} = 4,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{T_{\max} \times t}{(\sin \alpha + \cos \alpha) \times \sigma_{at}} ; \quad \sigma_{at} = \rho_{at} \times \sigma_{at}$$

Pas de reprise de bétonnage : $\rho_a = \max \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{z_b}{z_u} \right)$

$$\rho_a = \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{4,44}{9 \times 5,9} \right) = 0,916$$

$$\sigma_{at} = 0,916 \times 2400 = 2198,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } A_t = \frac{886,2 \times 15}{1,366 \times 2198,4 \times 16,63} = 0,28 \text{ cm}^2$$

on adoptera : 1 $\phi 8$ en spirale (A = 0,503 cm²)

Donc 1 cadre $\phi 8$ en spirale sur toute la longueur de la poutrelle.

Ancrage des armatures :

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \psi_s^2 \bar{\sigma}_k \quad \text{zone d'ancrage normale}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \times 1,5^2 \times 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{en traction } l_d = \frac{\bar{\sigma}_d}{A \bar{\sigma}_d} \phi = \frac{2800 \times 12}{4 \times 16,6} = 50,6 \text{ cm} > 17 \text{ cm}$$

Le scellement ne pouvant pas être réalisé en barres droites on prévoit un ancrage d'equerre.

Condition d'ancrage totale :

$$11 + 1,89 \times 13 \geq l_d - 2,21 r$$

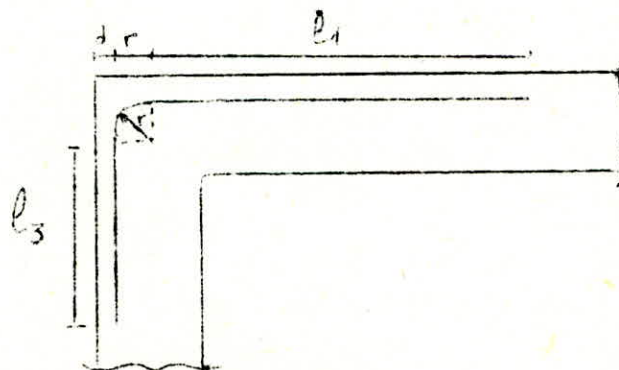
$$\text{Pour } r = 5 \phi \quad l_d = 42 \phi$$

$$11 + 25 - 2 - 5 \phi = 23 - 5 \phi$$

$$13 \geq \frac{l_d - 2,21 r - 11}{1,89} = \frac{42 \phi - 11 \phi - 23 + 5 \phi}{1,89}$$

$$13 \geq \frac{36 \phi - 23}{1,89} = 10,69 \phi - 12,2 \phi - 23 - 5 \phi$$

$$13 = 11 \text{ cm}$$



-DALLE DE COMPRESSION (Art 58,2 CCBA 68)

-Armatures perpendiculaires aux nervures : A_{\perp}

Lorsque l'écartement l_n entre axes des nervures est compris entre :

$50 < l_n < 80$ cm , le A_{\perp} doit vérifier : $A_{\perp} \geq 0,02 l_n \frac{2160}{f_{en}}$

$$l_n = 60 \text{ cm} \Rightarrow A_{\perp} \geq 0,02 \times 60 \times \frac{2160}{5200} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 5 ϕ 6 /ml (1,41 cm² /ml)

avec un espacement de 20 cm (écartement limité)

-Armatures // aux nervures : $A_{//}$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit : 3 ϕ 6 / ml (1,13 cm² / ml)

Avec un écartement de 30 cm (écartement limité = 33 cm) le ferrailage de la table de compression se fera par un treillis soudés (T.S) formé de barres d'acier rond lisse (R.L) de diamètre $\phi 6$. Les panneaux de ce treillis soudés seront de 20X30cm.

II - 2 Plancher terrasse.

on adoptera le même ferrailage pour le plancher terrasse.

II. 3 : Plancher R.DC

On optera pour des dalles flottantes ; à joint sec.

LONGRINES

Les longrines seront calculées conformément à l'article 4.2.33 du R.P.A 81 elles doivent équilibrer un effort axial de traction dû au poteau ; au moins égal à :

$$\frac{N_{max}}{10}$$
 Pour les terrains meubles

où N max représente l'effort maximal, axial du poteau

Donc la longrine qui relie les poteaux de la structure sera soumise : à : $N = \frac{N_{max}}{10}$

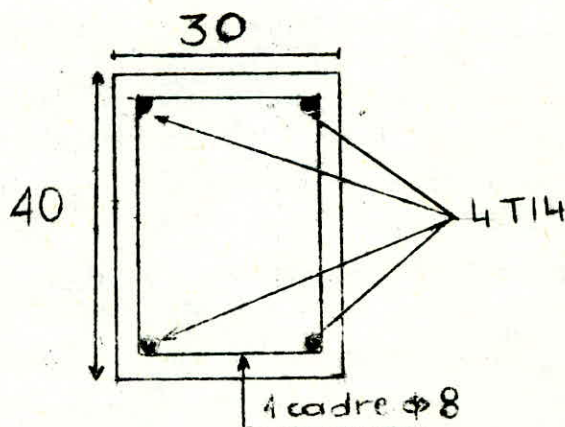
Dans notre cas $N_{max} = 70,307 t$ d'où : $N = \frac{70,307}{10} = 7,0307 t = 7 t$

-le coffrage de la longrine sera : 30 X 40

-le ferrailage sera : $A \geq \frac{N}{\sigma} = \frac{710^3}{2800} = 2,5 \text{ cm}^2$

Donc nous prendrons la section minimale préconisée par le R.P.A 81 : $A_{min} = 6,16 \text{ cm}^2$
4T 14

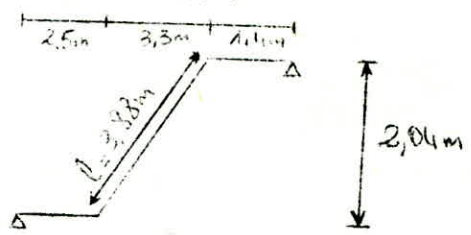
-Pour les armatures transversales : nous prendrons : 1 cadre $\phi 8$, l'espacement sera de 20 cm.



III LES ESCALIERS

Le bloc A comporte des escaliers à double paillasse ; que nous supposerons plus au moins encastrée.

Le schéma statique sera le suivant :



$$\text{tg } \alpha = \frac{2,04}{3,30} = 0,618 \Rightarrow \alpha = 31,72$$

1- Predimensionnement :

L'épaisseur de la paillasse sera donnée par :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \Rightarrow 0,13 \text{ m} \leq e \leq 0,914 \text{ m}$$

prenons $e = 18 \text{ cm}$; nous prendrons $e = 18 \text{ cm}$ comme épaisseur du palier.

Afin d'assurer un bon confort ; on respecte la formule de Blondel :

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66$$

où g : Est la largeur d'une marche : Giron

h : Est la hauteur d'une marche.

Prenons $h = 16 \text{ cm}$ et $g = 28 \text{ cm}$.

Verification de Blondel : $28 + 2 \times 16 = 60 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

2-Determination des charges :

Le calcul prend en compte les surcharges et le poids propre ; les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse ; nous pourrions admettre que ce poids propre est uniformément repartit. On considéra 2 charges :

- $q_1 = \text{Poids propre} + \text{surcharges (Paillasse inclinée)}$
- $q_2 = \text{Poids propre} + \text{surcharges (Palier)}$

Ces charges seront données par metre de projection et pour 1 m d'embranchement.

a) Charge q1

- Poids de la pailleuse d'épaisseur e : $\frac{2500 \times 0,18 \times 1}{\text{Cos } 31,72} = 529 \text{ kg/ml}$
 - Poids des marches de hauteur h : $\frac{2200 \times 0,16 \times 1}{2} = 176 \text{ kg/ml}$
 - Revetement : $2200 \times 0,05 \times 1 = 110 \text{ kg/ml}$
 - Surcharges : $\frac{400 \times 1,2 \times 1}{1} = 480 \text{ kg/ml}$
- $q_1 = 1295 \text{ kg / ml.}$

b) Charge q2

- Poids propre : $2500 \times 0,18 \times 1 = 450 \text{ kg/ml}$
 - Revetement : $2200 \times 0,05 \times 1 = 110 \text{ kg/ml}$
 - Surcharges : $\frac{400 \times 1,2 \times 1}{1} = 480 \text{ kg/ml}$
- $q_2 = 1040 \text{ kg / ml.}$

le schema de calcul sera le suivant :



3-Determination des reactions :

$$\sum M/A = 0 \text{ d'où : } 7,2 RB - q_1 \cdot 3,3 \left(\frac{3,3}{2} + 2,5 \right) - q_2 \cdot 2 \cdot \frac{2,5^2}{2} - q_2 \cdot 1,4 \cdot \left(\frac{4,4}{2} + 5,8 \right) = 0$$

RB = 4,23 t.

RA = 4,10 t.

4-Determination du moment max :

$0 \leq x \leq 2,5m \implies Mx = 4,1x - \frac{1,04 \times x^2}{2}$

$$\left\{ \begin{array}{ll} x = 0 & M = 0 \\ x = 2,5 & M = 7 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$2,5 \leq x \leq 5,8 \text{ m} \Rightarrow M_x = 4,1x - 1,04 \times 2,5 (x-1,25) - 1,295 \frac{(x-2,5)^2}{2} \left. \begin{array}{l} x = 2,5 \quad M = 7 \text{ t.m} \\ x = 5,8 \quad M = 4,9 \text{ t} \end{array} \right\}$$

$$5,8 \leq x \leq 7,2 \text{ m} \Rightarrow M_x = 4,1x - 1,04 \times 2,5 (x-1,25) - 1,295 \frac{(x-2,5)^2}{2} - 1,04 \frac{(x-5,8)^2}{2}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 5,8 \quad M = 4,9 \text{ t.m} \\ x = 7,2 \quad M = 0 \end{array} \right.$$

Le moment max sera :

$$\frac{dM}{dx} = 4,1 - 1,04 \times 2,5 - 1,295 \times 3,3 - 1,04 (x - 5,8) = 0$$

$$\text{d'où } x = 3,13 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{max}} = 7,69 \text{ t.m}$$

5-Calcul des aciers longitudinaux :

Vu qu'on a supposé l'encastrement partiel de nos escaliers alors les moments de calculs seront :

a) En travée :

$$M = 0,75 M_0 = 0,75 \times 7,69 = 5,77 \text{ t.m.}$$

Pour ferrailer nous utiliserons la méthode de P.CHARRON :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 5,77 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,1207$$

$$E = 0,8643 \quad K = 21,85$$

$$A_p = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{5,77 \times 10^5}{2800 \times 0,8643 \times 16} = 14,9 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{21,85} = 128 \text{ kg f / cm}^2 < 137,7 \text{ kg f / cm}^2$$

Prenons comme aciers longitudinaux : (10 T 14 /ml) = 15,39 cm² /ml.

l'espacement sera de 10 cm

Les armatures de repartition seront :

$$A_r \geq \frac{A_p}{4} = \frac{14,9}{4} = 3,725 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ prenons : } (4 \text{ T } 12 \text{ ml}) = 4,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

b) Sur appui :

$$M_a = 0,5 M_{\text{max}} = 0,5 \times 7,69 = 3,85 \text{ t.m.}$$

$$= \frac{15 \times 3,85 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 16^2} = 0,0806 \quad \epsilon = 0,8850 \quad K=28,45$$

$$A_a = \frac{3,85 \times 10^5}{2800 \times 0,885 \times 16} = 9,71 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ prenons } (10 \text{ T } 12 / \text{ml}) = 11,31 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ e = 10 \text{ cm.}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{28,45} = 98,4 < 137,7 \text{ kg f/cm}^2$$

$$A_r \geq \frac{A_a}{4} = \frac{9,71}{4} = 2,43 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ prenons } (3 \text{ T } 12 / \text{ml}) = 3,39 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

6-Verifications :

a) A l'effort tranchant :

$$T_{\text{max}} = 4,23 \text{ t.} \quad b = 100 \text{ cm} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \times 16 = 14 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\tau}_b &= 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,92 = 6,81 \text{ kg f/cm}^2 \\ \bar{\tau}_b &= \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} = \frac{4,23 \times 10^3}{100 \times 14} = 3,02 \text{ kg f/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b \text{ verifiée.}$$

b) Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{en}}} \cdot b \cdot h$$

$$A \geq 0,69 \frac{5,92}{4200} \times 100 \times 16 = 2,26 \text{ cm}^2 \text{ verifiée}$$

c) Condition de fleche :

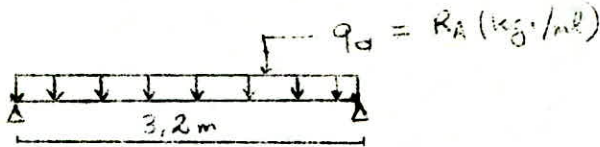
En principe la fleche n'est pas à craindre vu que l'epaisseur est superieure à 12 cm.

$$A \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{\text{en}}} \cdot b \cdot h = \frac{43}{4200} \times 100 \times 16 = 16,38 \text{ cm}^2 / \text{ml} \text{ ce qui est verifiée}$$

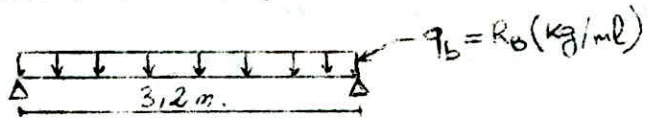
7-Calcul de la poutre palière.

On dispose de 2 poutres palières de même portée l ; mais chargées différemment.

la première : sollicitée sous RA (répartie uniformément)



la seconde : sollicitée sous RB (répartie uniformément)



De ces 2 poutres nous choisissons la plus sollicitée.

Donc ça sera la seconde: $R_B = 4,23$ t/ml.

les reactions seront : $R_1 = R_2 = \frac{4,23 \times 3,2}{2} = 6,77$ t.

d'où $M_{max} = \frac{4,23 \times 3,2^2}{8} = 5,41$ t.m

Ferraillage :

La poutre est supposée partiellement encastrée aux poteaux :

En travée : $M_t = 0,75 M_o = 0,75 \times 5,41 = 4,06$ t.m

Sur appui : $M_a = 0,5 M_o = 0,5 \times 5,41 = 2,71$ t.m

Le coffrage sera identique à celui de la chaînage : 30 X 40.

a) En travée :

$M = 4,06$ t.m.

$$\mu = \frac{15 \times 4,06 \times 10^5}{2800 \times 30 \times 38^2} = 0,0502 \quad E = 0,9060 \quad K = 38,2$$

b) Sur appui :

$$M_o = 2,71 \text{ t.m.} \quad \mu = 0,0335 \quad E =$$

$$A = \frac{4,0610^5}{2800 \times 38 \times 0,906} = 4,21 \text{ cm}^2$$

prenons (3T14) = 4,62 cm²

b) En appui

M_a = 2,71 t.m

μ = 0,0335

E = 0,9225

K=49,5

$$\sigma_b' = \frac{2800}{49,5} = 56,6 < 137,7 \text{ kg f/cm}^2$$

$$A = \frac{2,7110^5}{2800 \times 38 \times 0,9225} = 2,76 \text{ cm}^2$$

prenons : (3T14) = 4,62 cm²

Verification :

$$1- \quad = \quad \frac{T \text{ max}}{bZ} = \frac{5,4110^3}{30 \times 33,25} = 5,42 \text{ kg f / Cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \sigma_b = 6,81 \text{ kg f/cm}^2$$

2- Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{5,92}{4200} \times 30 \times 38 = 1,11 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

3 - Fleche :

$$A < \frac{43}{4200} \times 30 \times 38 = 11,67 \text{ cm}^2 \quad (\text{verifiée})$$

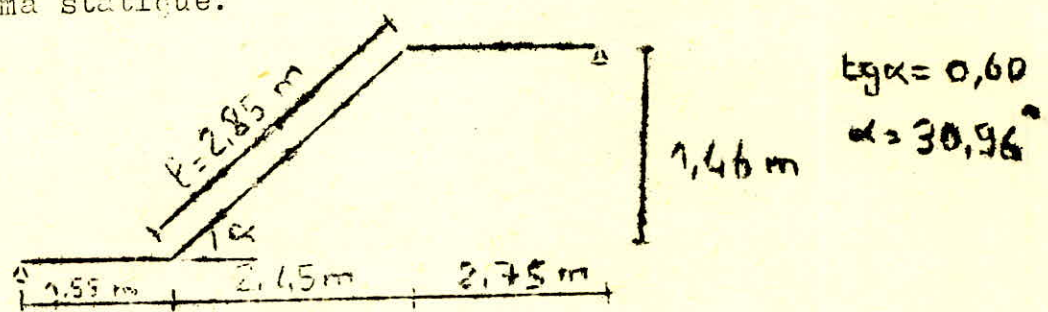
CALCUL DES ESCALIERS (bloc B)

Les escaliers se trouvent dans le bloc sanitaire et il en existe deux types:

- escaliers "a" → menant du vide sanitaire au rez de chauss.
 - escaliers "b" → menant du R.D.C au 1^{er} étage.
- Les deux types d'escaliers sont à double paillasse.

I-Escaliers "a":

Schéma statique:



I-2 Prédimensionnement:

l'épaisseur de la paillasse est donnée par:

$$\left. \begin{aligned} 1/30 \leq e \leq 1/20 \\ l = 2,85 \text{ m} \end{aligned} \right\} \Rightarrow 0,095 \text{ m} \leq e \leq 0,143 \text{ m}$$

- Prenons: $e = 14 \text{ cm}$
- l'épaisseur du palier sera de 10 cm
- on prendra $h = 16 \text{ cm}$ et $g = 28 \text{ cm}$

la relation de Blondel est vérifiée puisque:

$$28 + 2 \cdot 16 = 60 \text{ cm} \begin{cases} > 0,59 \text{ m} \\ < 0,66 \text{ m} \end{cases}$$

la méthode de calcul sera la même que celle proposée au bloc "A".

I-2 Détermination des charges:

On tiendra compte de deux charges

- $q_1 = \text{poids propre} + \text{surcharges (paillasse inclinée)}$
- $q_2 = \text{" " " + " (palier)}$

a) charge q_1 :

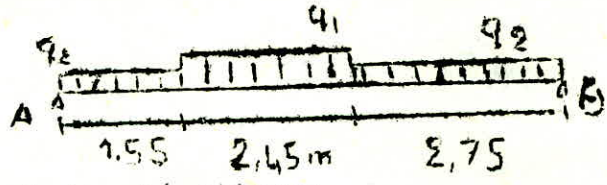
- poids de la paillasse d'épaisseur $e = \frac{2500 \cdot 0,14}{\cos 30,96} \cdot l = 408 \text{ Kg/m}$
 - poids des marches de hauteur $h = 176 \text{ Kg/m}$
 - Revêtement: 110 Kg/m
 - Surcharges: 480 Kg/m
-
- $q_1 = 1174 \text{ Kg/m}$

b) charge q₂:

- poids propre : 450 kgf/ml
- revêtement : 110kgf/ml
- surcharges : 480 kgf/ml

$$q_2 = 1040 \text{ kgf/ml}$$

le schéma statique est le suivant:



I-3 Calcul des réactions:

$$M/A=0 \quad 6,75R_B - 1,04 \frac{1,55^2}{2} - 1,174 \cdot 2,45 \left(\frac{2,45}{2} + 1,55 \right) - 1,04 \cdot 2,75 \left(6,75 - \frac{2,75}{2} \right) = 0$$

d'où: $\begin{cases} R_B = 3,64 \text{ t} \\ R_A = 3,71 \text{ t} \end{cases}$

I-5 Calcul des moments max. :

$$0 \leq x \leq 1,55 \quad \begin{cases} M_x = 3,71 \cdot x - 1,04 \cdot x^2 / 2 & (x=0 \quad M=0) \\ & (x=1,55 \text{m} \quad M=4,5 \text{tm}) \end{cases}$$

$$1,55 \leq x \leq 4 \text{m} \quad M_x = 3,71x - 1,04 \cdot 1,55(x - 0,775) - 1,174 \frac{(x - 1,55)^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 1,55 \text{m} & M = 4,5 \text{ tm} \\ x = 4 \text{m} & M = 6,12 \text{ tm} \end{cases}$$

$$4 \text{m} \leq x \leq 6,75 \text{m} \quad M_x = 3,71x - 1,04 \cdot 1,55(x - 0,775) - 1,174 \cdot 2,45(x - 2,775) - 1,04(x - 4)^2 / 2$$

$$\begin{cases} x = 4 & M = 6,12 \text{ tm} \\ x = 6,75 & M = 0 \end{cases}$$

le moment max.

$$dM/dx = 3,71 - 1,04 \cdot 1,55 - 1,174 \cdot 2,45 - 1,04(x - 4) = 0$$

d'où $x = 3,25 \text{ m} \quad M_{\text{max}} = 6,37 \text{ tm}$

I-5 Calcul des aciers longitudinaux

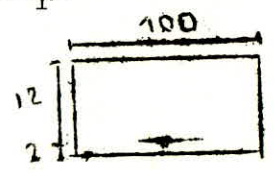
les escaliers sont supposés partiellement encastrés
 alors les moments en travée sont: $M_t = 0,75 M_{\text{max}} = 4,78 \text{ tm}$
 en appui sont: $M_a = 0,5 \cdot M_{\text{max}} = 3,19 \text{ tm}$

a) En travée: $M = 4,78 \text{ tm}$
 soit $M_{rb} = k b h^2$ le moment résistant que peut équilibrer la section ; $\bar{k} = 0,5 \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot \bar{\sigma}_c \cdot \bar{\gamma}$

$= n \bar{\sigma}_b' / (n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_c)$; $\bar{\gamma} = 1 - \alpha / 3$; $\bar{\sigma}_c = 0,42$; $\bar{\gamma} = 0,86$
 d'où $M_{rb} = 3,58 \text{ m}$

comme $M > M_{rb}$ donc il est nécessaire d'introduire des armatures comprimées. On prend : $d' = d = 2 \text{ cm}$
 la quantité d'aciers tendues est:

$A_p = \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma}_c \bar{\gamma} h} + \frac{M - M_{rb}}{\bar{\sigma}_c (h - d')}$ → $A_p = 16,7 \text{ cm}^2$



on prendra : $6 \text{ TI}6/\text{ml} = 16,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 12,5 \text{ cm}$

la quantité d'aciers comprimés est:

$A' = \frac{M - M_{rb}}{\bar{\sigma}_c' (h - d')}$ avec : $\bar{\sigma}_c' = n \bar{\sigma}_c' (1 - \frac{\epsilon'}{\alpha})$; $\epsilon' = d'/h$

$\bar{\sigma}_c' = 15 \cdot 137,7 (1 - 0,17/0,42) = 1246 \text{ Kgf/cm}^2$

d'où : $A' = \frac{(4,78 - 3,58) 10^5}{1246 (12 - 2)} = 9,63 \text{ cm}^2$ → $8 \text{ TI}4 = 12,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $e = 12,5 \text{ cm}$

les armatures de répartition sont données par :

$A_r \geq A_p / 4 = 16,7 / 4 = 4,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $4 \text{ TI}2/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $e = 25 \text{ cm}$

b) sur appui: dans ce cas $h = 16 \text{ cm}$

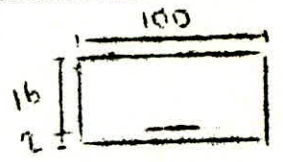
$M_a = 3,19 \text{ tm}$

$\mu = 0,0667$; $\xi = 0,8936$; $K = 32$

$A_a = 7,97 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $8 \text{ TI}2/\text{ml} = 9,04 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 12,5 \text{ cm}^2$

$\bar{\sigma}_b' = 87,5 < 137,7 \text{ Kgf/cm}^2$

$A_r \geq A_a / 4 = 1,99 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit $4 \text{ TI}2/\text{ml} = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $e = 12,5 \text{ cm}$



VERIFICATIONS:

a) A l'effort tranchant:

$T_{\text{max}} = 3,72 \text{ t}$; $b = 100 \text{ cm}$; $z = 7/8 \cdot 16 = 14 \text{ cm}$

$\bar{\tau}_1 = 1,15$; $\bar{\tau}_1 = 1,15 \cdot 5,92 = 6,81 \text{ Kgf/cm}^2$ } $\Rightarrow \bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$
 $\bar{\tau}_2 = T_{\text{max}} / (b z) = 2,65 \text{ Kgf/cm}^2$ }
 vérifiée

b) Condition de non fragilité:

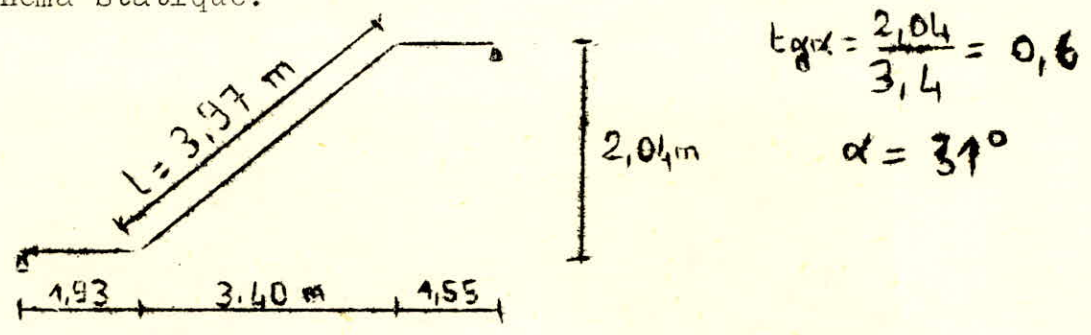
A $0,69(5,92/4200)100.I6 = 2,26 \text{ cm}^2$ vérifiée

c) Condition de fleche :

La fleche n'est pas à craindre vu que l'épaisseur de la paillasse est supérieure à 12 cm.

II-Escaliers "b" :

schéma statique:



II-I Prédimensionnement:

Comme précédemment l'épaisseur de la paillasse est:

$1/30 \leq e \leq L/20$ $0,132m \leq e \leq 0,199m$

on prend: $e = 18\text{cm}$.Pour le palier on prend aussi $e=18\text{cm}$

Relation de Bondel: $0,59 \leq g+2h \leq 0,66 \text{ m}$

En prenant $h=16\text{cm}$ et $g=28\text{cm}$ la relation est vérifiée. La méthode de calcul sera identique à celle utilisée pour les escaliers du bloc "A".

II-2 Détermination des charges:

De la meme façon que pour les escaliers du bloc "A", on a 2 charges à considérer.

$q_1 = \text{poids propre} + \text{surcharges (paillasse inclinée)}$

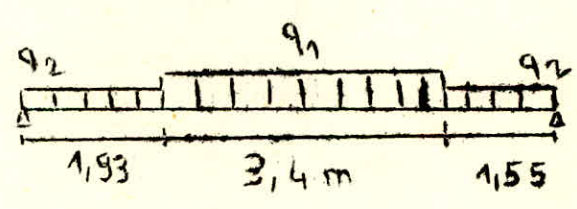
$q_2 = \text{poids propre} + \text{surcharges (palier)}$.

Ces marches seront données par mètre de projection et pour 1m d'embranchement.

Etant donné qu'on a les memes dimensions, de marches ($h=16\text{cm}$) épaisseur de la paillasse ($e=18\text{cm}$) ainsi que le revêtement des escaliers, que le bloc "A", les charges q_1 et q_2 seront celles trouvées pour le bloc "A":

$q_1 = 1295 \text{ Kgf/ml}$; $q_2 = 1040 \text{ Kgf/ml}$

d'où le schéma statique:



II-3 Calcul des réactions :

$$\sum M/A = 0 \text{ d'où: } 6,88R_B - q_1 \cdot 3,4(3,4/2 + 1,93) - q_2 \cdot 1,93^2/2 - q_2(6,88 - 1,55/2)1,55 = 0$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 4,035 \text{ t} \cong 4,04 \text{ t} \\ R_A = 3,987 \text{ t} \cong 4 \text{ t} \end{cases}$$

II-4 Détermination du moment max. :

$$0 \leq x \leq 1,93\text{m} ; \quad Mx = 4x - 1,04 \cdot x^2/2 \rightarrow \begin{cases} x=0 ; & M=0 \\ x=1,93 ; & M=5,78 \text{ tm} \end{cases}$$

$$1,93 \leq x \leq 5,33\text{m} : \quad Mx = 4x - 1,04 \cdot 1,93(x - 0,995) - 1,295 \frac{(x - 1,93)^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x=1,93\text{m} ; & M=5,78 \text{ tm} \\ x=5,33\text{m} ; & M=5,07 \text{ tm} \end{cases}$$

$$5,33 \leq x \leq 6,88\text{m} :$$

$$Mx = 4x - 1,04 \cdot 1,93(x - 0,965) - 1,295 \cdot 3,4(x - 3,63) - 1,04 \frac{(x - 5,33)^2}{2}$$

$$\rightarrow \begin{cases} x=5,33\text{m} ; & M=5,07 \text{ tm} \\ x=6,88\text{m} ; & M=0 \end{cases}$$

Le moment max. sera :

$$dM/dx = 4 - 1,04 \cdot 1,93 - 1,295 \cdot 3,4 - 1,04(x - 5,33) = 0$$

$$\text{d'où: } x = 3,01\text{m} ; \quad M_{\text{max}} = 7,18 \text{ tm}$$

II-5 Calcul des aciers longitudinaux :

L'encastrement partiel des escaliers nous fixe les moments suivant :

a-En travée :

$$M=0,75 \cdot M_{\text{max}} = 0,75 \cdot 7,18 = 5,39 \text{ tm}$$

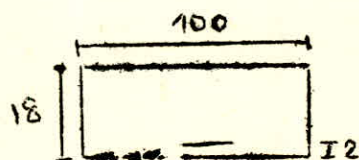
le ferrailage sera le suivant :

$$\mu = 0,1128 ; \quad \xi = 0,8679 ; \quad K = 22,85$$

$$A_p = \frac{5,39 \cdot 10^5}{2800 \cdot 16 \cdot 0,8679} = 13,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{22,85} = 122,5 < 137,7 \text{ Kg/cm}^2$$

on prend : 10T14/ml avec espacement $e = 10 \text{ cm}$



Les armatures de répartition :

$$A_r \geq A_p/4 = 13,86/4 = 3,47 \text{ cm}^2$$

soit : 4T12/ml = 4,52 cm}^2/\text{ml} avec $e = 25 \text{ cm}$

b) Sur appui :

$$M_a = 0,5 \cdot M_{max} = 0,5 \cdot 7,18 = 3,59 \text{ tm}$$

$$u = 0,0751 ; \quad \Sigma = 0,8883 ; \quad K = 29,75 .$$

$$A_a = \frac{3,59 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 9,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit: } 8T12/\text{ml} = 9,04 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec} \quad e = 12 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = 2800/29,75 = 94,12 \text{ Kgf/cm}^2 < 137,7 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$A_r \leq A_a/4 = 9,02/4 = 2,26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{soit: } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec} \quad e = 25 \text{ cm}$$

II-6 Vérifications :

a-Effort tranchant :

$$T_{max} = 4,04 \text{ t} ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad Z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 16 = 14 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \sigma_b = 1,15 \cdot 5,92 = 6,81 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\tau_b = T_{max}/bz = 4,04 \cdot 10^3 / (100 \cdot 4) = 2,89 \text{ Kgf/cm}^2$$

} $\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$
Vérifiée.

b-Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} bh$$

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{5,92}{4200} \cdot 100 \cdot 16 = 1,56 \text{ cm}^2 ; \quad \text{vérifiée .}$$

c-Condition de fleche :

$$A \leq (43/\sigma_{en}) \cdot bh = (43/4200) \cdot 100 \cdot 16 = 16,8 \text{ cm}^2/\text{ml} ; \quad \text{vérifiée .}$$

LONGRINES DU BLOC (B)

Conformement à l'article 4.2.33 du R.P.A 8I; les longrines doivent équilibrer un effort axial de traction dû au poteau, au moins égal à :

$$N = \frac{N_{max}}{15} = (\text{terrain de consistance moyenne})$$

où Nmax : représente l'effort max, axial du poteau .

Dans notre cas : $N_{max} = 168,2 \text{ t}$

Donc :

$$N = \frac{168,2 \cdot 10^3}{15} = 11213 \text{ kg} = 11,213 \text{ t}$$

Ferraillage

On doit avoir : $A \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{11,213 \cdot 10^3}{2800} = 4 \text{ cm}^2$

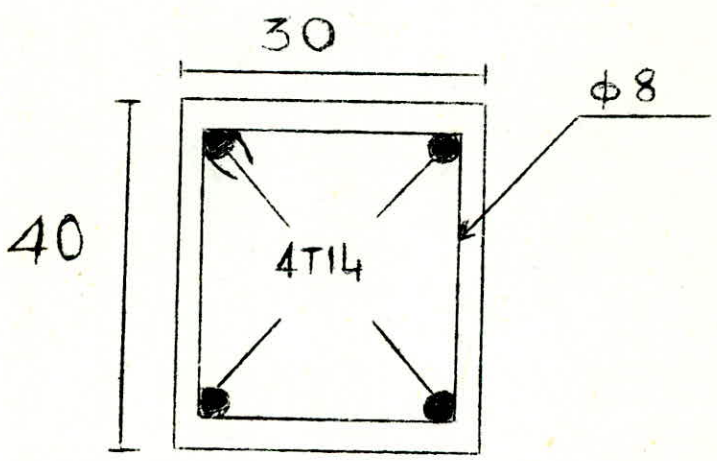
Donc nous prendrons le ferraillage minimum prescrit par le R.P.A (Art.4.2.33)

$$A_{min} = 6,16 \text{ cm}^2 \quad (4 \text{ T } 14)$$

Armatures transversales:

On prend un (OI) cadre $\phi 8$ (e = 20cm)

Le coffrage sera : 30 x 40



CALCUL DES FONDATIONS

INTRODUCTION :

Le type de fondation qu'on adoptera est celui de semelles superficielles ancrées à un (1) mètre au dessous de la surface du sol. On réalisera des semelles isolées sous les poteaux du bloc "A" et les poteaux centraux du bloc "ARCHIVES"; ainsi que des semelles continues sous le voile périphérique de ce dernier.

Les semelles existant au droit du joint de dilatation ne sont pas coupées de ce joint. Le joint est arrêté au niveau supérieur de la semelle. Cette disposition est valable, par exemple, pour les poteaux de rive transversaux du bloc "A" jumelés à un des voiles du bloc "ARCHIVES".

I/ RAPPORT DE SOL :

L'étude du sol de la zone d'implantation de notre bâtiment n'étant pas faite, on a été amenés à choisir un rapport de sol établi par le L.I.H.C (Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction) pour un terrain destiné à une construction d'un bâtiment d'aspect semblable au notre.

-CARACTERISTIQUES GÉOLOGIQUES :

Le terrain se trouve sur une zone composée d'alluvions anciennes pléistocène. Les coupes de sondage montrent que le sol est composé de deux (2) couches. La première couche existe entre 0,0 et 6,0 m de profondeur et se compose d'argile sableuse gréseuse par endroit. A par de 6,0m de profondeur on trouve une couche de marne compacte.

-ESSAIS PHYSIQUES: granulométrie, limite d'Atterberg, poids volumétrique, teneur en eau.

Suivant les analyses granulométriques et la classification de R. FERET il a été conclu que les échantillons prélevés sont de nature argileuses. La teneur en eau naturelle est comprise entre: 10,6 et 14,4%. Les mesures de degrés de saturation montrent que les échantillons sont faiblement saturés (69°, 70°) de valeur de la densité sèche est 1,82 en moyenne, pour la couche comprise entre 2,0 et 4,0 m de profondeur

-ESSAIS MECANIQUES : cisaillement réctiligne;oedomètre.

A partir des essais de cisaillement, on a calculé un taux de travail admissible. Pour cela on a utilisé la valeur de la cohésion $c=0,200 \text{ Kg/cm}^2$ et de l'angle de frottement $\varphi=20^\circ$.

Dans le cas d'une semelle carrée la formule de TERZAGHI devient:

$$\sigma_{adm} = 0,8 \frac{B}{2} \gamma N + \gamma DNq + 1,3CNc.$$

avec ; B: largeur de fondation(2,0)m

D: profondeur à laquelle sont basées les fondations(1m)

N ; N ; N : paramètres sans dimensions en fonction de φ .

Les résultats obtenus sont divisés par un certain coefficient de sécurité F; d'habitude $F = 3$.

D'après les calculs on a obtenu un taux de travail admissible de 26bars. Les calculs des tassements ont été fait d'aorés les essais oedométriques. Les valeurs obtenues pour cet essai sont $Ct=0,159$; $Ct=0,135$.

Pour une semelle carrée de 2,00m de coté et une charge de 2,0bars le tassement est 6,0cm/

-ESSAIS AU PENETROMETRE DYNAMIQUE :

Cinq(5) essais au pénétrömètre dynamique lourd du type BORRO B2 ont été réalisés. Les essais entrepris ont 3 buts:

-donner une idée rapide de la résistance en fonction de la profondeur.

-donner le degré d'homogénéité de sous-sol en détéctant d'éventuelles anomalies(cavernes, roches, etc...)

-obtenir le niveau précis du premier horizon dur rencontré.

Les diagrammes des résistances de pénétration dynamique montrent que la résistance du sol est homogène et la profondeur de refus est à 3m.

Du point de vue des valeurs de la résistance à la pénétration R_p on peut remarquer que ces valeurs sont supérieures à 80bars à partir de la surface.

Cette résistance dynamique correspond à un taux de travail adm. de 2,5 bars environ, si on tient compte d'un coefficient réducteur de 1/30, d'après des codes de bonnes pratiques pour ces types de sol.

-ESSAIS AU LABORATOIRE:

Vu la nature argileuse du sol, on a prélevé des échantillons paraffinés, qui ont été transmis au laboratoire afin de déterminer les caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Le résumé des résultats de ces essais est le suivant:

| sondage puits N° | | 3 | |
|--|--------------------------|-------------|-------------|
| profondeur (m) | | 2,10 ÷ 2,40 | 3,20 ÷ 3,90 |
| poids volumique sec " " | | 1,73 | 1,92 |
| teneur en eau nat. "w" (%) | | 14,4 | 10,6 |
| degré de saturation Sr(%) | | 69 | 70 |
| poids spécifique (t/m ³) | | / | / |
| granulométrie %de grains passant à | 0,005mm | 22 | 11 |
| | 0,005÷0,05 | 43 | 43 |
| | sable 0,05 ÷ 2mm | 34 | 45 |
| | gravier 2 ÷ 80mm | 1 | 1 |
| Limites d'Atterberg | wl (%) | 44,8 | 39,5 |
| | Ip (%) | 25,5 | 23,9 |
| Ind. de cons ^{ce} : Ic=(wl-w)/Ip% | | 1,19 | 1,20 |
| caractéristi- ques oedométriques | Pc (Kg/cm ²) | 1,400 | 1,500 |
| | C _u | 0,159 | 0,135 |
| | C _g | 0,025 | 0,017 |
| perméabilité K (cm/s) | | / | 0,302 |
| compression simple | | / | / |
| Résistance au cisaillement | w(%) initial final | / | 11 14,6 |
| | φ (°) | / | 20 |
| | c (Kg/cm ²) | / | 0,200 |
| | type d'essai | / | C.U |

- CONCLUSION ET RECOMMANDATION :

LE terrain est composé de formation argileuse sableuse en général. Les calculs ont été faits d'après analyses de laboratoire confirmées pour les résultats de pénétration dynamique.

On conclusion on propose la valeur définitive du taux de travail admissible égal à 2,0bars pour des semelles superficielles isolées et de les fondations à 1m de profondeur.

Une valeur max. du tassement pour la couche compressible est de l'ordre de 6,0 cm.

2/ CALCUL DES SEMELLES ISOLEES :

-Etapes de calcul:

- détérmination des charges à prendre en compte.
- détérmination de la contrainte admissible du sol (\bar{s})
- dimensionnement de la semelle.
- vérification des contraintes sous la semelle.
- ferraillage de la semelle.

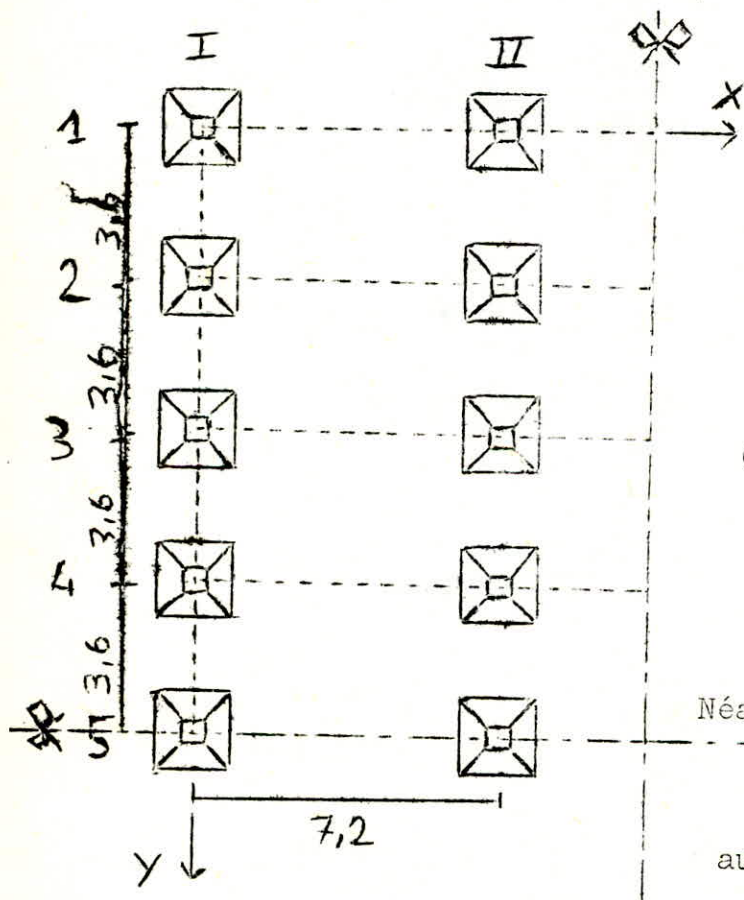
2-I- SEMELLES DU BLOC "A" :

On adoptera des semelles carrées sous des poteaux carrés pour avoir des comportements homothétiques dans les 2 sens.

2-I-I Charges à prendre en compte :

On considère les efforts normaux et moments fléchissants amenés à la base. Ceci en tenant compte de la sollicitation la plus défavorable au 1^{er} ou 2^{em} genre.

on avait vu dans le calcul des poteaux que la sollicitation (SP2) est plus défavorable que celle de (SP1). ($SP2/SP1 > 1,5$)



Semelles suivant la file I:

- t: $M_x = 18,484tm$; $N = 41,33t$
- l: $M_y = 13,718tm$; $N = 40,863t$ Sem. 1
- $= 14,264tm$; $= 26,082t$ Sem. 2
- $= 12,997tm$; $= 30,275t$ Sem. 3
- $= 11,988tm$; $= 29,498t$ Sem. 4
- $= 10,922tm$; $= 29,468t$ Sem. 5

On prendra donc :

dans le sens transversal (t ou x);

$M_x = 18,484tm$; $N = 41,33t$

dans le sens longitudinal (y)

$M_y = 13,718tm$; $N = 40,863t$

Néanmoins, dans le sens longitudinal, on fera une vérification de contrainte avec les autres sollicitations.

suivant la file iii : ...

| | |
|----------------------------------|------------|
| t: Mx = 20,272 tm ; N = 69,561 t | file: I |
| 1: My = 13,718 tm ; N = 70,83 t | semelle: 1 |
| = 14,264 tm ; N = 63,21 t | semelle: 2 |
| = 12,997 tm ; N = 67,4 t | semelle: 3 |
| = 11,988 tm ; N = 66,63 t | semelle: 4 |
| = 10,922 tm ; N = 67,1 t | semelle: 5 |

on prendra donc:

t: Mx = 20,272 tm ; N = 69,561 t.
 1: My = 13,718 tm ; N = 70,83 t.

2-I-2 Contrainte admissible du sol :

La contrainte admissible du sol doit être telle que tout risque de rupture est évité. Pour une semelle excentrée, le DT.U 13-I stipule d'adopter, pour le calcul de , une semelle de largeur fictive:

$B' = B - 2e$ avec: $e = M/N$ excentricité

B = largeur de la semelle

La relation de TERZAGHI donne pour une semelle carrée:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{\sigma_1}{F_s} = \frac{0,4 \cdot \gamma \cdot B' \cdot N_\gamma + \gamma \cdot D \cdot N_q + 1,3 \cdot c \cdot N_c}{3}$$

σ_1 : contrainte de rupture de la semelle

γ : poids spécifique des terres

(mèmes terres au dessus et sous la semelle)

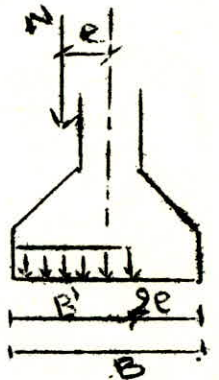
$\gamma = \gamma_d(1 + w) = 1,73(1 + 0,144) = 1,98 \text{ t/m}^3 = 1,98 \cdot 10^3 \text{ Kg/cm}^3$

D: ancrage de la semelle = 1,0 m.

c : cohésion du sol = 0,2 Kg/cm².

N ; Nq ; Nc : facteurs de capacité portante, fonction de φ .

$\varphi = 20^\circ \implies \begin{cases} N = 4,97 \\ Nq = 6,4 \\ Nc = 14,8 \end{cases}$



d'où :
$$\bar{\sigma}_s = 0,0013 \cdot B - 0,0026 \cdot e + 1,705 \quad ; \quad B \text{ et } e \text{ en (cm)}$$

2-I-3 Dimensionnement des semelles :

On suppose une variation trapézoïdale des contraintes afin de réaliser l'équilibre statique de la semelle.

a) Dimensionnement de la sous face :

Il faut éviter d'avoir une contrainte au sol supérieure à $\bar{\sigma}_s$ majorée de 33% (car sollicitation de 2^{em} genre).

Pour une répartition trapézoïdale des contraintes, la contrainte au quart de la largeur de la semelle ne doit pas dépasser (1,33. s), c-à-d :

$$\sigma_{(B/4)} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$$

avec: $\sigma_1 = N/S \cdot (I + 6e/B)$ et $\sigma_2 = N/S \cdot (I - 6e/B)$

d'où : $(B/4) = N / (4B^2) \cdot (4 + (12e/B)) \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$

On va dimensionner les semelles par itérations successives en donnant à chaque fois une valeur à B puis on vérifie que:

$(B/4) \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s$ sans être trop inférieure.

| Semelle | M (t.m) | N (t) | B choisie (cm) | $\bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²) | $1,33 \bar{\sigma}_s$ (kg/cm ²) | $\sigma(B/4)$ | σ_1 | σ_2 | B adopt (cm) |
|---------|---------|--------|----------------|--|---|---------------|------------|------------|--------------|
| File I | 18,484 | 41,33 | 170 | 1,82 | 2,41 | 2,55 | / | / | 175 |
| | | | 175 | 1,82 | 2,42 | 2,38 | 3,42 | -0,7 | |
| File II | 20,272 | 69,561 | 180 | 1,86 | 2,47 | 3,19 | / | / | 200 |
| | | | 200 | 1,89 | 2,51 | 2,5 | 3,26 | 0,22 | |

vérification des contraintes ds le sens longitudinal:

| Semelle | M | N | e (cm) | $\bar{\sigma}_s$ | $1,33 \bar{\sigma}_s$ | $\sigma(B/4)$ | σ_1 | σ_2 |
|---------|---|--------|--------|------------------|-----------------------|---------------|------------|------------|
| File I | 1 | 13,718 | 40,863 | 33,57 | 1,85 | 2,46 | 2,1 | 2,87 -0,2 |
| | 2 | 14,264 | 20,082 | 54,7 | 1,79 | 2,38 | 1,65 | 2,45 -0,7 |
| | 3 | 12,997 | 34,275 | 42,93 | 1,82 | 2,42 | 1,72 | 2,44 -0,47 |
| | 4 | 11,988 | 20,498 | 40,64 | 1,83 | 2,43 | 1,63 | 2,3 -0,4 |
| | 5 | 10,922 | 20,468 | 37 | 1,84 | 2,44 | 1,57 | 2,18 -0,26 |
| File II | 1 | 13,718 | 70,83 | 19,37 | 1,91 | 2,54 | 2,28 | 2,8 0,74 |
| | 2 | 14,264 | 63,21 | 22,57 | 1,91 | 2,54 | 2,12 | 2,65 0,51 |
| | 3 | 12,997 | 67,4 | 19,28 | 1,91 | 2,54 | 2,17 | 2,66 0,71 |
| | 4 | 11,988 | 66,63 | 18,0 | 1,92 | 2,55 | 2,12 | 2,56 0,77 |
| | 5 | 10,922 | 67,1 | 16,3 | 1,92 | 2,55 | 2,09 | 2,5 0,86 |

b) Hauteur de la semelle :

Pour pouvoir utiliser la méthode des bielles, on déterminera la hauteur de la semelle par la condition de raideur ;

$$h = ht - d \geq (B - b)/4 \quad ; \quad b = 40 \text{ cm}$$

Semelles suivant la file I :

$$h \geq (175 - 40)/4 = 33,75 \text{ cm}$$

Semelle suivant la file II :

$$h = (200 - 40)/4 = 40 \text{ cm}$$

On prendra pour toutes les semelles ht = 45 cm

-Poinçonnement :

La condition de raideur ci-dessus nous dispense de la vérification au poinçonnement puisque le sol d'assise permet d'adopter une contrainte moyenne 2 bars.

2-I-4 Ferrailage des semelles : méthode des bielles.

la méthode des bielles consiste à calculer la semelle comme si elle était sollicitée par une charge centrée $N' > N$

où $N' = \sigma(B/4).S$; S : surface de la sous face.

on a donc :

$$\text{File I: } Ax = \frac{N'(B-b)}{8.h. a} \quad ; \quad N' = 2,38.175.175 = 72888 \text{ kgf} \\ h = 40 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } Ax = 10,98 \text{ cm}^2$$

$$Ay = \frac{N'(E-b)}{8.h. a} \quad ; \quad N' = 2,1.175.175 = 64313 \text{ kgf}$$

$$Ay = 9,69 \text{ cm}^2$$

On adoptera donc dans les 2 sens : 10,98 = 11,31 cm²

File II:

$$\text{suivant x: } N' = 2,5.175.175 = 100000 \text{ kgf} \quad ; \quad Ax = 17,86 \text{ cm}^2$$

$$\text{suivant y: } N' = 2,28.175.175 = 91200 \text{ kgf} \quad ; \quad Ay = 16,3 \text{ cm}^2$$

On adoptera dans les 2 sens : 16,31 = 18,09 cm²

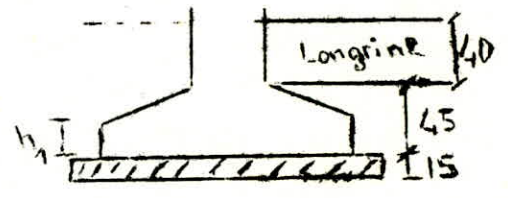
2-I-5 Dispositions réglementaires :

-Semelle :

La hauteur totale des semelles est de 45 cm .Pour éviter d'avoir des poteaux courts(15cm) on mettra une couche de gros béton dosé à 250 Kg/m³ de ciment, sous les semelles, d'épaisseur 15cm avec des débords de 10cm des 4 cotés.

Cette couche permettra de remonter la semelle au niveau des longrines et de supprimer ainsi les poteaux courts.

$h_n \geq 6\phi + 6 = 13,2 \text{ cm} \rightarrow h_n = 15 \text{ cm}$



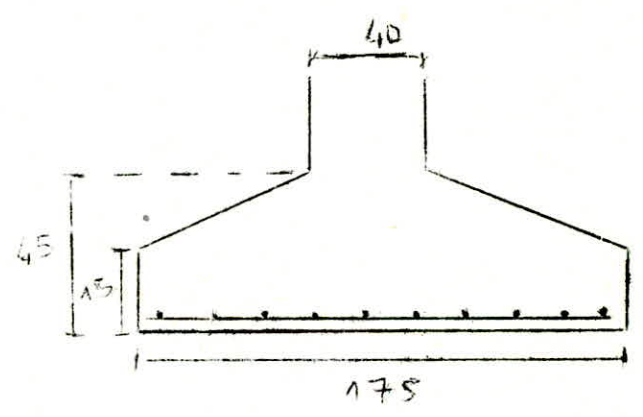
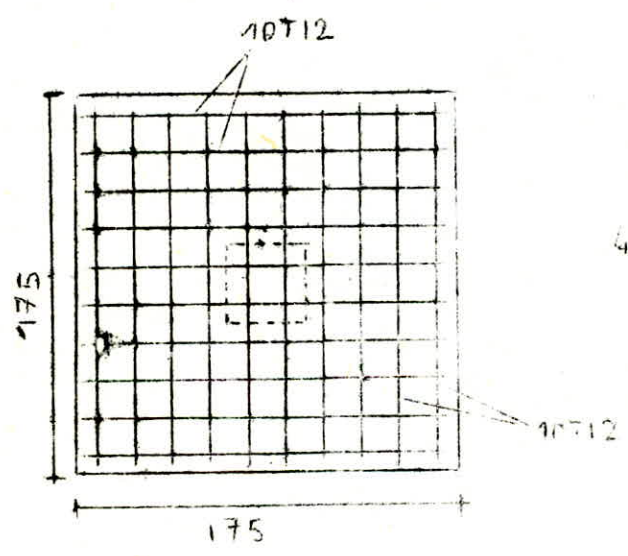
-Armatures :

Si on pose: $l_d = 40\phi \pm 48 \text{ cm}$ on a:

$l_d \quad B/4 = 44 \text{ cm}$ pour la file I

$l_d \quad B/4 = 50 \text{ cm}$ pour la file II

Donc toutes les barres seront prolongées aux extrémités sans crochets.



memme disposition pour les semelles suivant la file II, avec 16T12 dans chaque sens.

Donc $\frac{N}{S} \leq 5,1 \text{ kgf/cm}^2$ $N = 168,2t$
 d'où $A = 185 \text{ cm}$ $S = A^2$

Conclusion:

La semelle à armer sera : 185 x 185

Hauteur de la semelle:

En supposant que la semelle est rigide, on écrit que :

$$h \geq \frac{A - a}{4} \quad a : \text{c'est le plus petit côté du poteau.}$$

Ainsi on évite la vérification au cisaillement.

$$h \geq \frac{185 - 40}{4} = 36,25 \text{ cm}$$

Prenons $h = 40 \text{ cm}$ d'où $h_t = 45 \text{ cm}$.

Calcul des armatures.

Nous utiliserons la méthode des bielle, les forces de traction dans le béton, suivant les sens x et y doivent être équilibrées par les aciers suivant ces directions. On a :

$$F_x = \frac{N(A-a)}{8h} \quad F_y = \frac{N(A-b)}{8h}$$

Dans notre cas : $N = 168,2t$ $A = 185 \text{ cm}$ $a = 40 \text{ cm}$ $b = 60 \text{ cm}$
 $h = 40 \text{ cm}$

$$F_x = 76210,2 \text{ kgf.} \quad F_y = 65698,4 \text{ kgf.}$$

Les sections d'acier seront

$$A_x = \frac{F_x}{\sigma_a} = \frac{76210,2}{2800} = 27,22 \text{ cm}^2 \quad \text{Prenons : 18T14 (t= 9,5)}$$

$$A_y = \frac{F_y}{\sigma_a} = \frac{65698,4}{2800} = 23,5 \text{ cm}^2 \quad \text{Prenons : 16T14 (t= 11cm)}$$

Vérification d'adhérence:

Afin d'éviter de mettre des crochets aux extrémités, on doit avoir

$$\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_a} A \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_d = 2,5 \psi_d \sigma_b = 2,5 \times 1,5 \times 5,92$$

$$\bar{\sigma}_d = 22 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1,4 \leq \frac{22}{2800} \times 185 = 1,454 \text{ cm}$$

Donc on ne mettra pas de crochets.

Vérification au poinçonnement:

Pour cela nous utiliserons la relation empirique de CAQUOT:

$$h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q}{\sigma_{b_0}'}}$$

Dans notre cas ; $h_t = 45 + 30 = 75 \text{ cm}$ (gros béton compris)

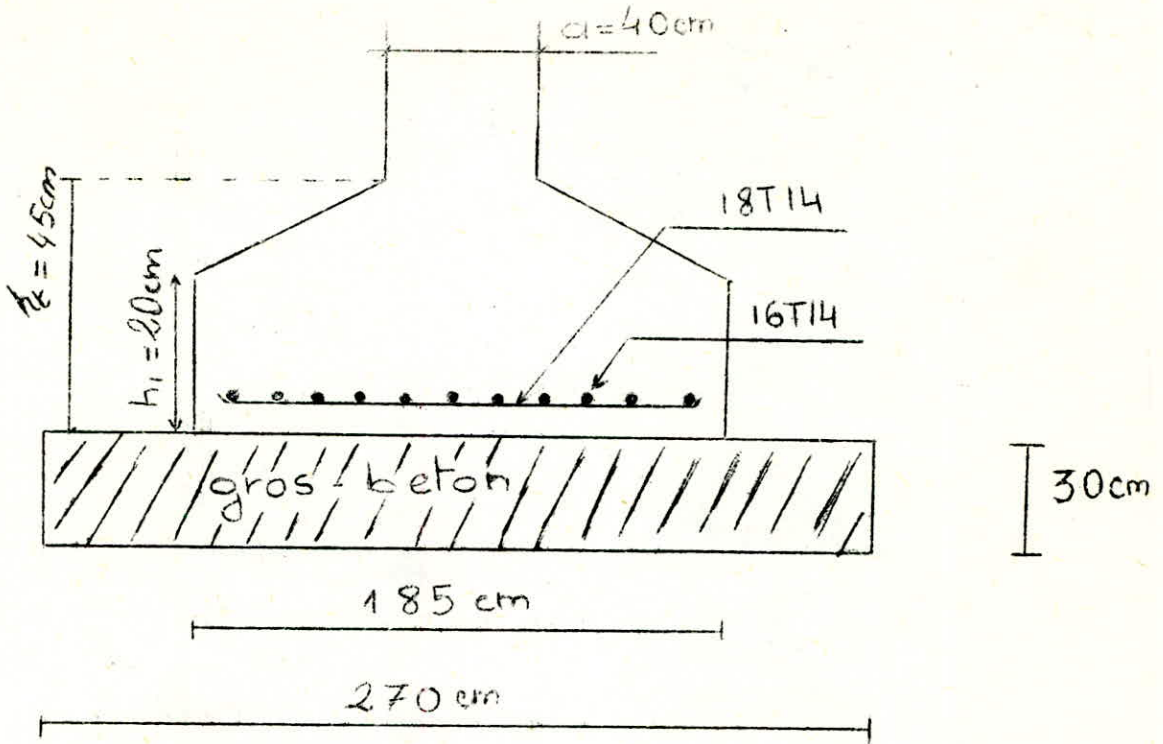
$$d = 3 \text{ cm}$$

$$75 - 3 = 72 > 71,2$$

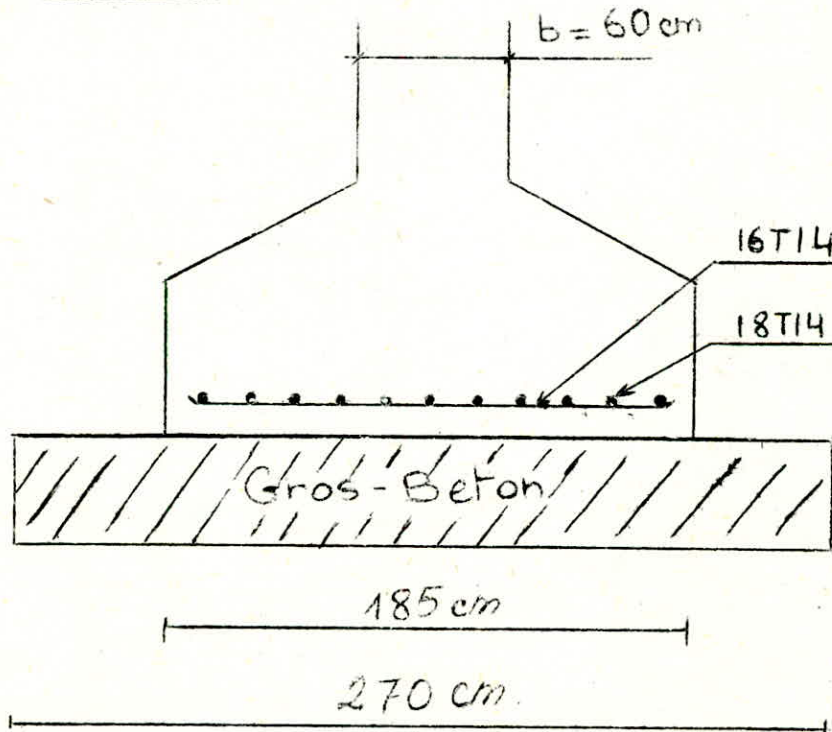
Vérifié ($Q = 168,2t$)

Schemas de ferrailage:

Sens x-x



Sens y-y



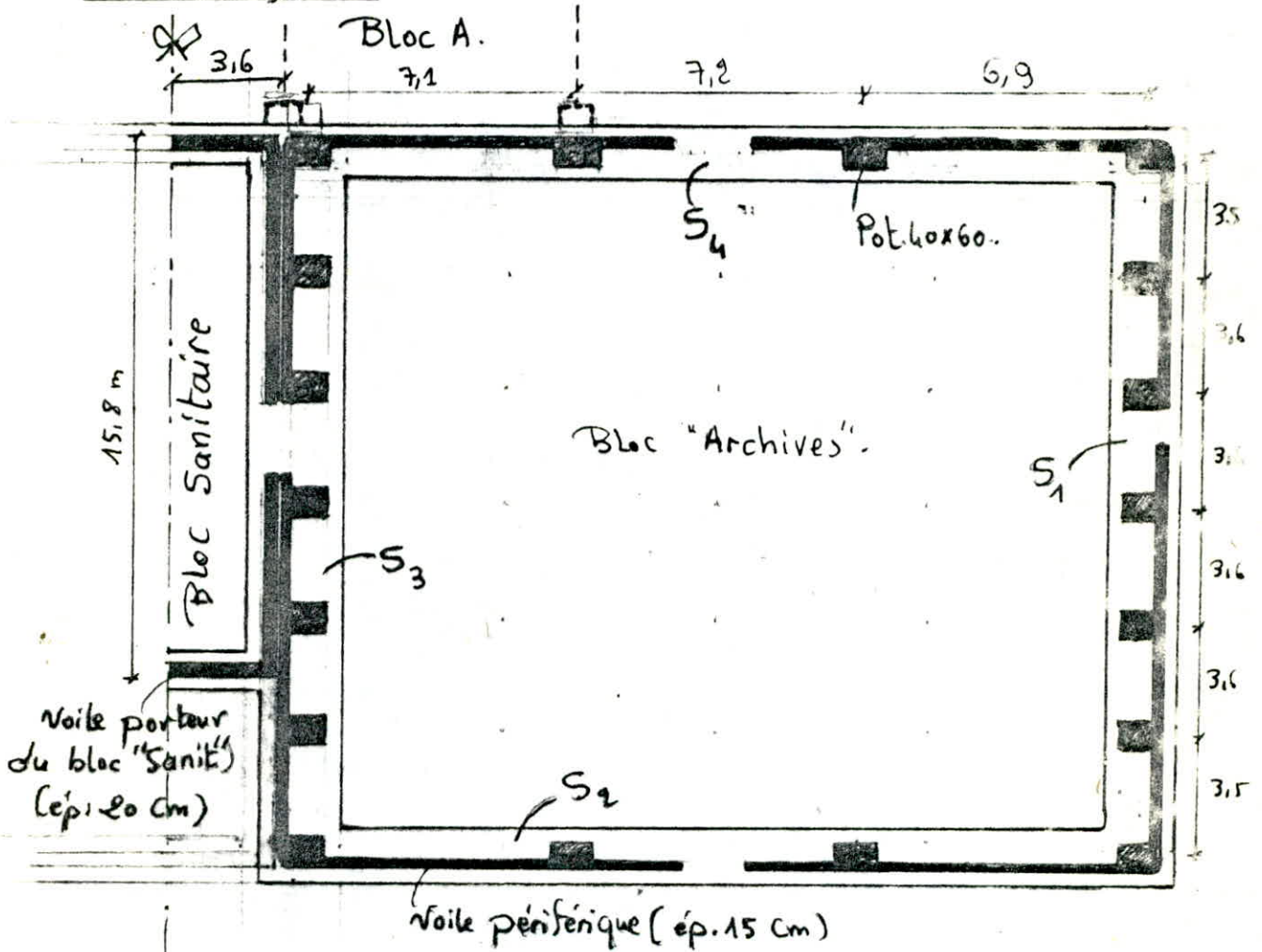
COUPES LONGITUDINALE et TRANSVERSALE .

3/ Calcul des Semelles Continues:

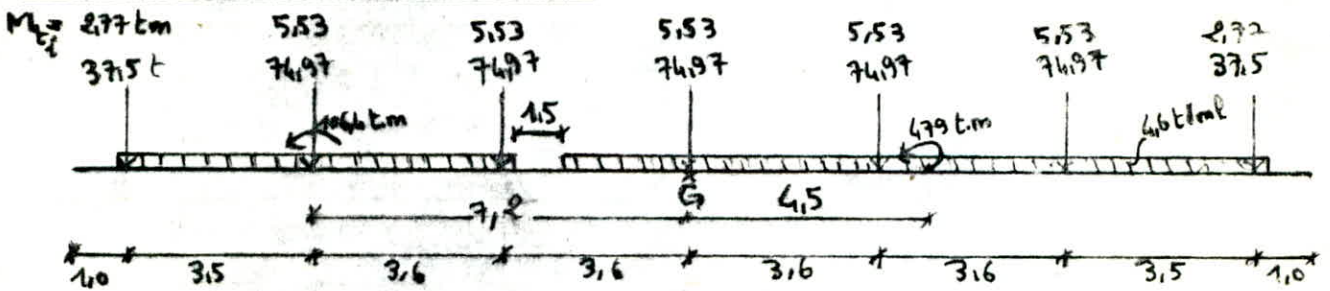
- Capacité portante du Sol:

On a vu dans le Calcul des Semelles isolées que la Contrainte adm. du Sol Calculée dans chaque Cas est très proche de 2 bars. Pour le Calcul des Semelles Continues on Considèrera $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ kg/cm}^2$. les Semelles seront ancrées à 1,0 m au dessous du Sol.

Vue en plan:



- Calcul de la Semelle S_1 .

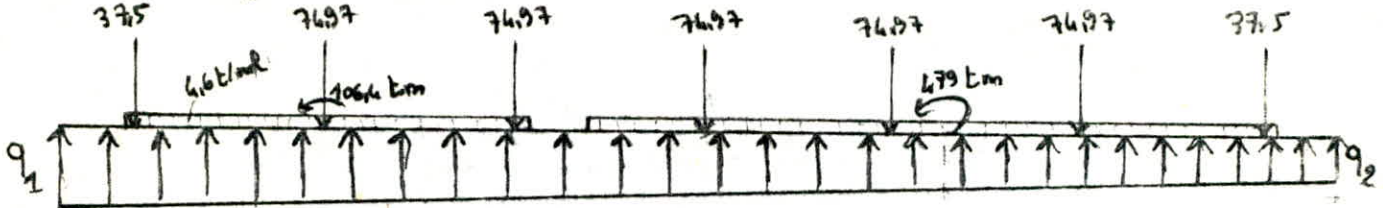


on ramène tous les efforts normaux et les moments au C.O.G. de la Sem.

$$R = 543 \text{ t.}$$

$$M_p = 569,1 \text{ t.m} \text{ mom}^t \text{ longitudinal} \rightarrow e_p = M_p/R = 1,05 \text{ m}$$

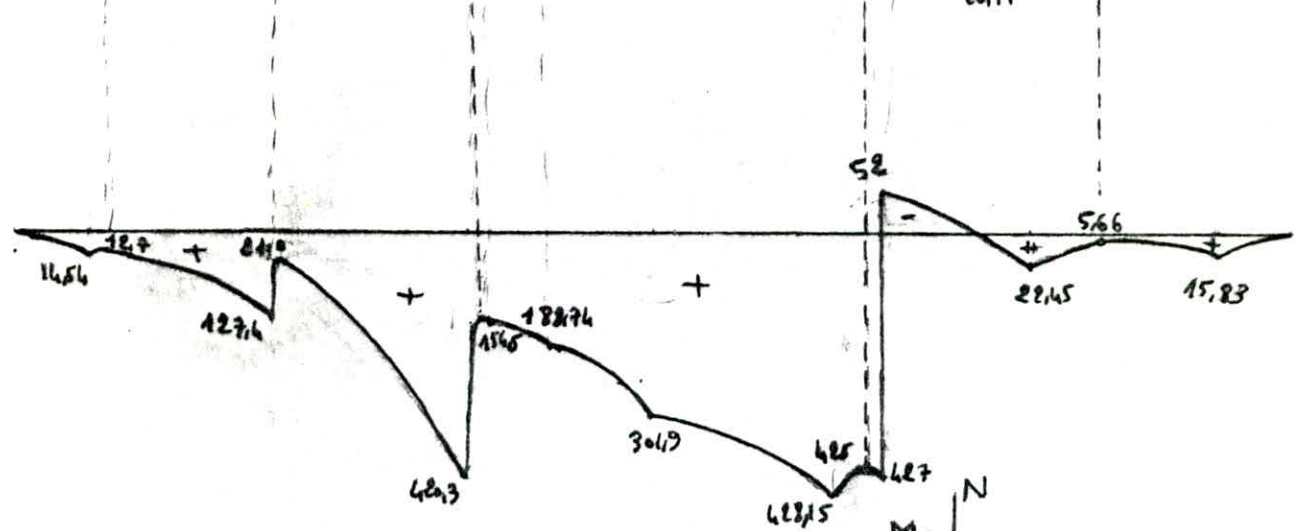
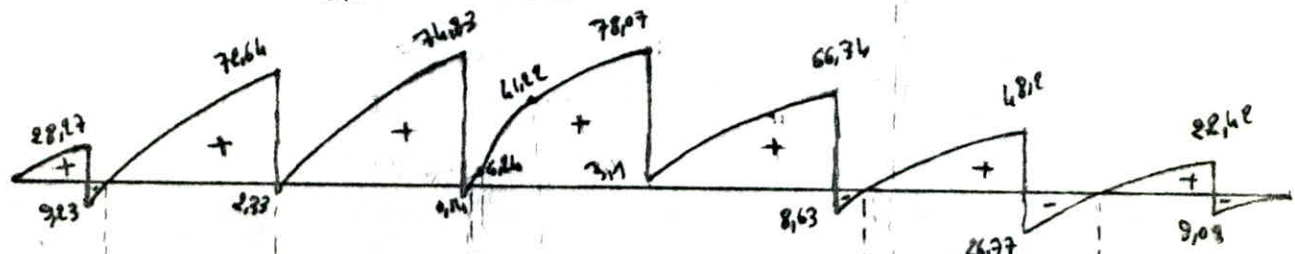
- Sens longitudinal :



$R = 543 \text{ t} ; M = 569 \text{ t.m} ; e = 1,05 \text{ m.}$

$q_1 = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{543}{23,4} \left(1 + \frac{6 \times 1,05}{23,4} \right) = 29,145 \text{ t/ml.}$

$q_2 = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{543}{23,4} \left(1 - \frac{6 \times 1,05}{23,4} \right) = 16,96 \text{ t/ml.}$



- Sens transversal :

Poids propre du Voile :

$P_v = 0,15 \times 12,24 (7,15 + 12,8) \times 2,5 = 93,2 \text{ t}$

$R = N + P_v = 543 \text{ t.}$

$M = M_1 + P_v \cdot e_0 = 6 \times 5,53 + 93,2 \times 0,225 = 54,15 \text{ t.m.}$

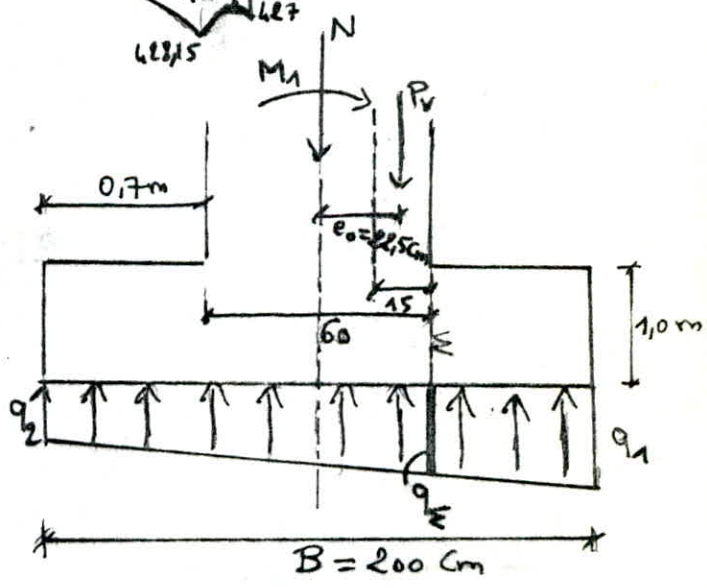
d'où, $e = \frac{M}{R} = 10 \text{ cm.}$

$q_{1,2} = \frac{R}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right]$

on doit avoir par ml : $q_1 \leq \bar{\sigma}_s \cdot L$ ($L = 23,4 \text{ m.}$)

c-à-d : $\frac{R}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right] \leq 20 \times 23,4 = 468 \text{ t/ml.}$

d'où, $B \geq 1,59 \text{ m}$ on prend : $B = 200 \text{ cm}$



on a alors: $q_1 = 352,95 \text{ t/ml}$ et $q_2 = 190,05 \text{ t/ml}$.

on prendra comme hauteur de la semelle: $h_f = 1,0 \text{ m}$.

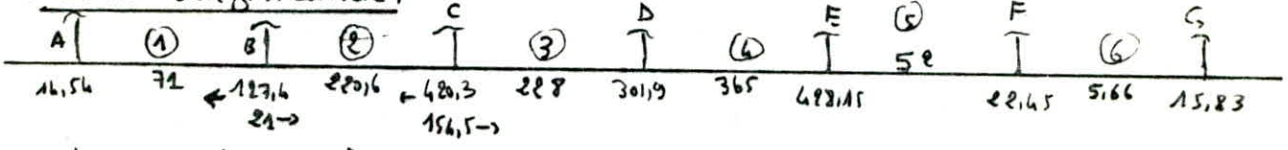
- le moment au droit de l'encastrement (ϵ) est:

$$M_\epsilon = \frac{q_2 \cdot 0,7^2}{2} + \frac{(q_1 - q_2) \cdot 0,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \cdot 0,7$$

$$q_\epsilon = q_1 \left(1 - \frac{0,7}{2}\right) + q_2 \cdot \frac{0,7}{2} = 296 \text{ t.m} \Rightarrow \underline{\underline{M_\epsilon = 81,82 \text{ t.m}}}$$

FERRAILLAGE DE LA SEMELLE:

- Sens longitudinal:



Pour les armatures inferieures on a:

| | Séctions | M (t.m) | $\bar{\sigma}_a$ | $\bar{\sigma}_b'$ | μ | ϵ | κ | σ_b | A (cm ²) |
|------------------|-----------|---------|------------------|-------------------|--------|------------|----------|------------|----------------------|
| En travée | Trav. (1) | 71 | 2800 | 137,7 | 0,0211 | 0,9363 | 63,5 | 44,1 | 28,51 |
| | (2) | 220,6 | 2670 | = | 0,0687 | 0,8925 | 31,5 | 84,76 | 97,65 |
| | (3) | 228 | 2670 | = | 0,0710 | 0,8908 | 30,8 | 86,7 | 100,19 |
| | (4) | 365 | 2670 | = | 0,1136 | 0,8675 | 22,7 | 117,6 | 165,19 |
| | (5) | 52 | 2800 | = | 0,0154 | 0,9651 | 76,0 | 36,8 | 20,68 |
| | (6) | 5,66 | 2800 | = | 0,0017 | 0,981 | 24,8 | 11,3 | 2,17 |
| En appui (Pot.') | A | 16,54 | 2800 | = | 0,0043 | 0,9701 | 15,2 | 18,4 | 5,63 |
| | B | 127,4 | 2670 | = | 0,0397 | 0,9153 | 44,0 | 60,7 | 54,87 |
| | C | 420,3 | 2670 | = | 0,1308 | 0,860 | 20,7 | 129 | 192,7 |
| | D | 301,9 | 2670 | = | 0,0940 | 0,8773 | 25,8 | 103,5 | 135,7 |
| | E | 423,15 | 2670 | = | 0,1333 | 0,8585 | 20,44 | 130,6 | 196,6 |
| | F | 22,45 | 2800 | = | 0,0067 | 0,9630 | 120 | 23,3 | 8,76 |
| | G | 15,83 | 2800 | = | 0,0047 | 0,969 | 145 | 19,3 | 6,14 |

Pour les arm. Supérieures on adoptera:

$13T14 = 20,02 \text{ cm}^2$ avec $e = 15 \text{ cm}$ (1 nappe) le long de la semelle.

Pour les arm. inférieures on adoptera:

| | 13 | 13 | 13 | 13 | 24 | 13 | 17 | 21 | 26 | 13 | 13 | 13 | 13 |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|--------|-------|-------|-------|-----|-------|-------|-------|-------|
| barres: | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 | T32 |
| A (cm ²): | 104,5 | 104,5 | 104,5 | 104,5 | 192,96 | 104,5 | 136,7 | 168,8 | 209 | 104,5 | 104,5 | 104,5 | 104,5 |
| e: | 15cm | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| ppes: | 1 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 2 | 1 | 1 | 1 | 1 |

- Sens Transversal:

$$M = 81,82 \text{ t.m} \rightarrow \mu = 0,0021 \rightarrow \epsilon = 0,9777 \rightarrow A = 31,63 \text{ cm}^2$$

$$K = 220 \quad \sigma'_b = 12,73 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

on adoptera:

$$\underline{47 \text{ T14} = 72,38 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 50 \text{ cm.}}$$

Pour les arm: Supérieures on adoptera aussi:

47 T14 avec e = 50 cm \rightarrow jouent le rôle de répartition et de coutures.

- ARMATURES TRANSVERSALES:

$$T_{\max} = 78,07 \text{ t} ; \quad \beta = \frac{7}{8} h = 83,13 \text{ cm} ; \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot \beta} = \frac{78,07 \cdot 10^3}{200 \cdot 83,13} = 4,7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 103,5 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}'_b = 17,68 \text{ kgf/cm}^2 > \tau_b$$

on utilise des Cadres et étriers h à la ligne moyenne.

$$E = \max \left[h \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) ; 0,9 h \right] = 72,3 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{em} \quad \text{avec: } \rho_{at} = \text{Sup} \left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}'_b} \right) = 0,91 \rightarrow \sigma_{at} = 3822$$

on adoptera: 13 étriers T10 = 20,98 cm².

$$\text{Donc: } t = \frac{A_t \cdot 3 \cdot \sigma_{at}}{T} = 82,5 \text{ cm.} \quad \text{on prend: } t = 50 \text{ cm, entravé}$$

et t = 30 cm au droit des Pôt.

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT:

la Condition de Sécurité Vis-à-Vis du Poinçonnement sous charges localisées est Satisfait si: $\tau_{\max} = \frac{1,5 \cdot \varphi}{12 \cdot \rho_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$ (C.C.B.A 68)

| dim. du Pôt considéré | φ (t) | ρ_c (cm) | τ (kgf/cm ²) | $\bar{\sigma}_b$ (kgf/cm ²) |
|-----------------------|---------------|---------------|-------------------------------|---|
| 40 x 60 | 76,97 | 600 | 2,34 | 5,9 |

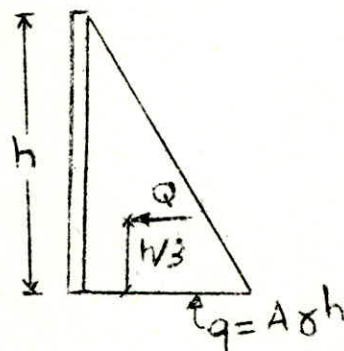
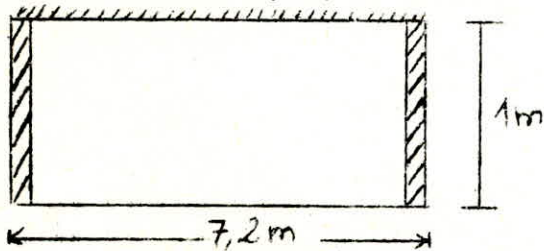
Verifiée

MUR DE SOUTÈNEMENT

Dans notre cas, nous avons à faire à un mur de sous - sol, constituant l'infrastructure. Il est calculé comme une dalle continue, sous l'action du terrain; la dalle prend appui sur le plancher du 1^{er} niveau, sur les poteaux et les longrines.

La hauteur du mur sera:

$$h = 408 - (75) = 333\text{cm}$$



Les caractéristiques du sol :

Poids spécifique : $\gamma_h = 1980 \text{ kgf/m}^3$

Angle de frottement: $\phi = 20^\circ$

Pas de nappe phreatique.

La composante horizontale de la poussée des terres est donnée par

$$Q = A \gamma \frac{h^2}{2} =$$

Et ceci pour une tranche de un (01) mètre de largeur.

A: désigne un coefficient, fonction de ϕ , de l'inclinaison du mur et de l'inclinaison du terrain.

Notre mur est vertical, il soutient un terrain qui ne supporte pas de surcharges. Donc (A) sera donné par:

$$A = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 0,49$$

D'où la poussée:

$$Q = A \gamma \frac{h^2}{2} = 0,49 \times 1980 \times \frac{333^2}{2} = 5379 \text{ kg/m}$$

Le calcul de la dalle se fera à l'aide de la méthode exposée dans l'annexe A₂ du C.C.B.A 68.

Détermination de la charge q

$$q = A \gamma h = 0,49 \cdot 1980 \cdot 3,33 = 3231 \text{ kg/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{333}{720} = 0,46 \text{ d'où les moments}$$

développés au centre du panneau dans les 2 sens.

$$M_x = \int_x q l_x^2 \quad \dots \quad M_y = \int_y M_x$$

$$M_x = 0,1026 \cdot 3231 \cdot 3,33 = 1104 \text{ kgf.m}$$

$$M_y = 0,2944 \cdot 1104 = 325 \text{ kgf.m}$$

Sens de la petite portée:

Appuis: appui du bas (longrines) : $M_a = 0,5 M_x$

$$M_a = 0,5 \times 1104 = 552 \text{ kgf.m}$$

appui du haut (poutre) : $M_a = 0,3 M_x$ (encast. partiel)

$$M_a = 0,3 \times 1104 = 331 \text{ kgf.m}$$

Travée:

$$M_t = 0,85 \cdot M_x = 0,85 \times 1104 = 938 \text{ kgf.m}$$

Sens de la grande portée

Appuis : (poteaux) : $M_a = 0,3 M_y = 0,3 \times 325 = 97,5 \text{ kgf.m}$

Traveé : $M_t = 0,95 M_y = 0,95 \times 325 = 309 \text{ kgf.m}$

Prenons un mur de 20 cm d'épaisseur d'où la hauteur utile h:

$$h = 20 - 2 = 18 \text{ cm.}$$

Ferraillage

Nous utiliserons la methode de M. CHARRON. D'où le tableau suivant:

| M (kgf.m) | μ | K | ϵ | A _{cal.} (cm ²) | A _{adopté} | nb de barres/ml |
|-----------|--------|-------|------------|--------------------------------------|---------------------|-----------------|
| 938 | 0,0155 | 75,8 | 0,9450 | 1,97 | 2,01 | 4T8 |
| 552 | 0,0091 | 101,5 | 0,9571 | 1,14 | 2,01 | 4T8 |
| 331 | 0,0055 | 132 | 0,9660 | 0,68 | 2,01 | 4T8 |
| 309 | 0,0051 | 138 | 0,9673 | 0,68 | 2,01 | 4T8 |
| 97,5 | 0,0016 | 255 | 0,9815 | 0,20 | 2,01 | 4T8 |

Verifications

- Condition de non fragilité

$$\Lambda \geq 0,69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}}$$

- b = 100cm
- h = 18cm
- $\bar{\sigma}_b = 5,92 \text{ kgf/cm}^2$
- $\sigma_{cm} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

$$\Lambda > 0,69 \cdot 100 \cdot 18 \frac{5,92}{4200} = 1,7 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

- Contraintes

$$\Lambda = 2,01 \text{ cm}^2 \quad \bar{w} = \frac{100 \cdot \Lambda}{bh} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 18} = 0,112$$

$$\epsilon = 0,9442$$

$$K = 74,5$$

$$z = \epsilon h = 0,9442 \times 18 = 17 \text{ cm}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\Lambda \cdot z} = \frac{93800}{2,01 \cdot 17} = 2745 \text{ kgf/cm}^2 < 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ verifié}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2745}{74,5} = 36,85 \text{ kgf/cm}^2 < 137,7 \text{ kgf/cm}^2 \text{ verifié}$$

BIBLIOGRAPHIE

- Reglement parasismique algerien 81
- C.C.B.A 68
- Cours de beton armé (TOME 2): M. BELAZOUGUI.
- Calcul des ouvrages en beton armé: P. CHARON.
- Traité de beton armé (Tome 4) : GUERRIN.
- Agenda du batiment: C. NACHTERGAL.
- La methode de CROSS : P. CHARON.

