

18/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

2056

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BLOC

A USAGE MULTIPLE (R + 7)

Proposé par : BEREP

Etudié par : Mr Y. BOUSRI

Mr A. SELMAN

Dirigé par : Mr. Ph. JETTEUR

PROMOTION : JANVIER 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي
Ministère de l'Enseignement Supérieur

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BLOC

A USAGE MULTIPLE (R + 7)

Proposé par : BEREP

Etudié par : Mr Y. BOUSRI

Mr A. SELMAN

Dirigé par : Mr. Ph. JETTEUR

PROMOTION : JANVIER 1985

DEDICACES
=O=O=O=O=O=O=O=O=O=

Je dédie ma thèse de fin d'études,

à la mémoire de: - Mon PERE
- Ma MERE

à mon frère, à la petite S. Faty qui m'est très chère, ainsi
qu'à tous mes amis, sans oublier Jean FRANCHIMENT, qui mérite
toute ma gratitude pour son aide effective.

Y. BOUSRI

*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*_*

Je dédie ma thèse de fin d'études, à:

- Mes grands pères Mustapha, Mohamed Khalladi.
- Mes parents
- Toute ma famille
- Mes amis HAMOU, MAAMAR, SMAIL

Spécial remerciement à mon frère MUSTAPHA et à ma tante.

A. SELMAN

R E M E R C I E M E N T S

=X-----X=

Nous remercions vivement M.M - M . SLIMANI et notre promoteur PH . JETTEUR, Docteurs d'état en génie civil au près du C.T.C pour l'aide efficace qu'ils nous ont apporté tout au long de notre stage; ainsi qu'à :

- Mr CHAKER Directeur Technique du C.T.C
- Mr KAYA Responsable du service informatique
- Mr MANSER Ingénieur d'état au B.E.R.E.P
- Mr KHERRIF Djamel
- Mr SOUCI Kouider

et à tous ceux qui ont participé à notre formation.

Y . BOUSRI et A . SELMAN

S O M M A I R E

	Page
INTRODUCTION	3
I - PREDIMENSIONNEMENT	10
II - CALCUL DES ELEMENTS	21
III - ETUDE STATIQUE	79
IV - ETUDE DYNAMIQUE	85
V - EFFORTS DANS LES PORTIQUES	91
VI - FERRAILLAGE DES POTEAUX	104
VII - FERRAILLAGE DES POUTRES	113
VIII - FONDATIONS	121

I - INTRODUCTION

1 - Présentation de l'ouvrage.

Le sujet qui nous a été proposé par le BEREP pour notre mémoire de fin d'étude porte sur l'étude et la vérification des éléments résistants d'un bâtiment (R + 7) à usage commercial et administratif faisant partie d'un ensemble de bâtiments situé sur le plateau des Annassers (Alger) qui est une zone de sismicité moyenne - (Zone II).

La structure est une ossature autostable composée de 4 portiques dans le sens longitudinal et 6 portiques dans le sens transversal, qui reprennent toutes les charges verticales (charges permanentes et surcharges) et les charges horizontales (charges sismiques). La difficulté de notre étude réside dans la totale dissymétrie de notre structure due aux décrochements que subissent les étages en élévation, pour cela on a eu recours à l'ordinateur dans certains de nos calculs.

- CARACTERISTIQUES

- Usage du bâtiment

Les deux premiers niveaux sont aménagés en parking; les autres niveaux sont à usage commercial et administratif.

- DIMENSIONS

Les dimensions du bâtiment en plan sont au niveau un.

$$L \text{ (longueur) : } 33 \text{ m } * \quad l \text{ (largeur) : } 19.80 \text{ m}$$

Les travées ont des portées de 6.60 m (entre-axes).

La hauteur du bâtiment est de 34.70 m avec une acrotère de hauteur 0.70 m .

- PLANCHERS

Les planchers sont constitués par des dalles pleines d'épaisseur constante (e = 13 cm) portant sur un réseau de poutres secondaires (nervures) et de poutres principales orthogonales aux précédentes.

La distance entre planchers est :

$$h_p \text{ (parking)} = 4 \text{ m } * \quad h_{ca} \text{ (commerce, administration)} = 4.20 \text{ m}$$

sauf niveau 3 : $h_{ca} = 5 \text{ m}$.

N.B : L'accès, du personnel (public) et des véhicules, à notre bloc (L₃) est assuré par le bloc (L₂), séparé de (L₃) par un joint parasismique de (6 cm) .

Maçonnerie :

- Murs extérieurs à double cloisons : 35 cm d'épaisseur
- Murs intérieurs à double cloisons : 25 cm d'épaisseur .

Revêtements :

- Carrelage pour les planchers bureaux et commerce
- Plâtre pour les murs et plafonds .

2 - CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

BETON

- Le béton utilisé est un béton dosé à 350 kg/m^3 à base de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué. La résistance nominale du béton au 28^{ème} jour est :

- Compression : $\overline{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$
- Traction : $\overline{\sigma}'_{t28} = 23.2 \text{ bars}$

CONTRAINTES ADMISSIBLES

- Sollicitations du 1er genre

- Compression

La valeur de la contrainte est donnée par :

$$\overline{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \xi \cdot \overline{\sigma}'_{28} \quad (\text{Art. 9.4CCBA 68}) \quad , \quad \sigma'_b = \alpha \beta \gamma \delta \xi$$

- α : Coefficient qui dépend de la classe du ciment utilisé.
Ciment CPA 325 : $\alpha = 1$
- β : Facteur qui dépend de la qualité du béton mis en oeuvre.
Contrôle atténué : $\beta = 5/6$
- γ : Coefficient qui dépend des dimensions des agrégats.
 $h_m > 4 \text{ c/g}$: $\gamma = 1$
- δ : Coefficient qui dépend de la distribution de la contrainte dans la section considérée.
 - Compression simple : $\delta = 0.3$
 - Flexion simple : $\delta = 0.6$
 - Flexion composée : $\delta = 0.3 (1 + e_0/3e_1)$
 - e_0 : Excentricité de la résultante des forces extérieures.
 - e_1 : Distance limite du noyau central au centre de gravité de la section totale du béton seul.
- ξ : Coefficient de forme de la section qui permet d'avoir une contrainte moyenne au C.D.G de la section de béton comprimé ne dépassant pas
 - Section rectangulaire : $\xi = 1$
 - Autre section : $0.5 < \xi < 1$

- Compression simple :

$$\overline{\sigma}'_{b_0} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0.3 \times 270 = 67.5 \text{ bars} = 68.5 \text{ kg/cm}^2$$

- Flexion simple :

$$\overline{\sigma}'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0.6 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Flexion composée :

$$\overline{\sigma}'_b = \frac{\delta}{0.3} \overline{\sigma}'_{b_0}$$

TRACTION

La contrainte de traction de référence est donnée par l'Art 9.5 CCBA68.

α, β, γ : coefficients cités précédemment.

$$\theta = 0.018 + 2.1/\sqrt{v_{28}} = 0.0258 \quad ; \quad \bar{v}_b = 1 \times 0.0258 \times 5/6 \times 270 = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

Sollicitations du 2ème genre

Toutes les valeurs du 1er genre sont multipliées par 1.5.

$$\bar{v}'_{b0} = 1.5 \times 68.5 = 102.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{v}'_b = 1.5 \times 137 = 205.5 \text{ kg/cm}^2$$

Module de déformation du béton

- Charges instantanées : $E_i = 21000 \sqrt{v_{28}} = 378000 \text{ bars}$.

- Charges de longues durées : $E_v = 7000 \sqrt{v_{28}} = 126000 \text{ bars}$.

ACIERSBarres à hautes adhérence

On utilise de l'acier FeE40 : $\phi \leq 20 \text{ mm}$; $v_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$\phi > 20 \text{ mm}$; $v_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles :

- Sollicitations du 1er genre : $\bar{v}_a = 2/3 \cdot v_{en}$

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \cdot \bar{v}'_a = \bar{v}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \cdot \bar{v}'_a = \bar{v}_a = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

- Sollicitations du 2ème genre : $\bar{v}_a = v_{en}$.

Aciers ronds lisses :

On utilise de l'acier FeE24 . $v_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles :

$$1^{\text{er}} \text{ genre} : \bar{v}'_a = \bar{v}_a = 2/3 \cdot v_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^{\text{ème}} \text{ genre} : \bar{v}'_a = \bar{v}_a = v_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton

- Fissuration systématique : $v_1 = K \frac{n}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10\bar{w}_f}$

- Fissuration accidentelle : $v_2 = 2.4 \sqrt{n K \bar{v}_b / \phi}$

- $\bar{w}_f = A/B_f$ (pourcentage de fissuration).

- ϕ : Diamètre en mm de la plus grosse barre tendue .
- n : Coefficient de fissuration : 1 barres lisses
1.6 barres à haute adhérence .
- K : Coefficient : $1.5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible
 $1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable
 $0.5 \cdot 10^6$ " " très préjudiciable .
- \bar{v}_b : Contrainte de traction du béton .

La contrainte de fissuration admissible nous est donné par la

valeur maximale de \bar{v}_1 et \bar{v}_2 . $\bar{v}_f = \text{Max} (\bar{v}_1, \bar{v}_2)$.

Dans tous les cas on vérifie : $\bar{v}_a \leq \text{Min} (\bar{v}_a, \bar{v}_f)$.

CHARGES et SURCHARGESA - CHARGES PERMANENTES1 - Toiture terrasse

- Gravillons de protection - - - - -	100 kg/m ²
- Etanchéité multicouche - - - - -	20 kg/m ²
- Forme de pente - - - - -	260 kg/m ²
- Isolation thermique 5 cm (= 1000) - - - - -	50 kg/m ²
- Dalle en béton armé (e = 13 cm) - - - - -	325 kg/m ²
- Faux plafond - - - - -	65 kg/m ²
	<u>G = 820 kg/m²</u>

2 - Plancher commerce et bureaux

- Carrelage - - - - -	60 kg/m ²
- Mortier de pose - - - - -	60 kg/m ²
- Dalle en béton armé (e = 13 cm) - - - - -	325 kg/m ²
- Faux plafond - - - - -	65 kg/m ²
- Cloisons - - - - -	200 kg/m ²
	<u>G = 710 kg/m²</u>

3 - Plancher parking

- Aire en asphalte (4 cm) - - - - -	88 kg/m ²
- Béton maigre (10 cm) - - - - -	200 kg/m ²
- Dalle pleine (13 cm) - - - - -	325 kg/m ²
	<u>G = 613 kg/m²</u>

B - SURCHARGES

- Toiture terrasse	100 kg/m ²
- Plancher commerce	400 kg/m ²
• Plancher bureaux	400 kg/m ²
- Plancher de bureaux avec salle de réunion	500 kg/m ²
- Cloisons	200 kg/m ²
Parking	400 kg/m ²

P R E D I M E N S I O N N E M E N T

- P O U T R E S

- P O T E A U X

6- POUTRES

Les poutres sont dimensionnées d'après les prescriptions du R P A 81 ~~et les limites de déformations imposées~~ (règles P. Charon)
 D'après l'article 4;2.1.2 du RPA81; les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

- $b = 20\text{cm}$ en zone II

- $\frac{h}{b} \geq 3 \text{ cm}$; $b_{\text{max}} \leq 1.5 h + b_1$

b : largeur de la poutre ; h : hauteur de la poutre

- Règles P. CHARON :

$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$; l : la plus grande portée de travée

$0.3 \leq b \leq 0.7 h_t$

- Poutres principales

Hauteur h_t : $\frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10}$; $44 \leq h_t \leq 66 \text{ cm}$

On prendra : - $h_t = 65\text{cm}$ pour les parking

- $h_t = 55\text{cm}$ pour bureaux et commerce

Largeur b : $0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t$

Pour $h_t = 65\text{cm}$ on prendra $b = 45 \text{ cm}$

Pour $h_t = 60 \text{ cm}$ on prendra $b = 35 \text{ cm}$

Finalment : - Parking : poutres de 45×65

- Bureaux et commerce : poutres de 35×35

N.B: Pour ne pas avoir une épaisseur de dalle importante; et; pour limiter la flèche (car on a des portées importantes de 6.60 m), on a mis un appui supplémentaire que sont les poutres secondaires (nervures).

-Poutres secondaires

- h_t : $\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$; on prendra $h_t = 50 \text{ cm}$

- b : $0.3 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$; on prendra $b = 30 \text{ cm}$

Remarque : Toutes les poutres vérifient la condition : $\frac{h}{b} \geq 3$

Poteaux

Les poteaux sont dimensionnés d'après les conditions du R P A

(Art 4.2.1.1) :

$$A = b_1 h_1 \geq \frac{k N}{\sigma} ; \text{ avec : } k = 4 \text{ en zone II}$$

N : effort normal revenant au poteau

de section $A = b_1 h_1$

$$\sigma = 270 \text{ bars}$$

- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm en zone II}$
- $1/3 \leq b_1 / h_1 \leq 3$
- $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h / 20 ; h : \text{ hauteur de la poutre}$

On détermine les charges revenants aux poteaux à chaque niveau par la méthode des surfaces afférentes ; puis on les dimensionne suivant les chages qui leur reviennent, et, suivant la position du poteau.

Pour cela on conçoit types de poteaux :

$$P_1 : 90 \times 90 \text{ (cm)}$$

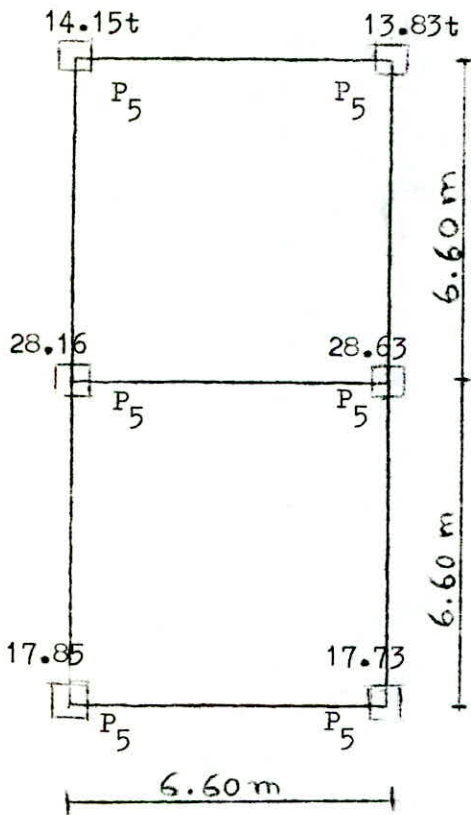
$$P_2 : 70 \times 70 \text{ (cm)}$$

$$P_3 : 65 \times 65 \text{ (cm)}$$

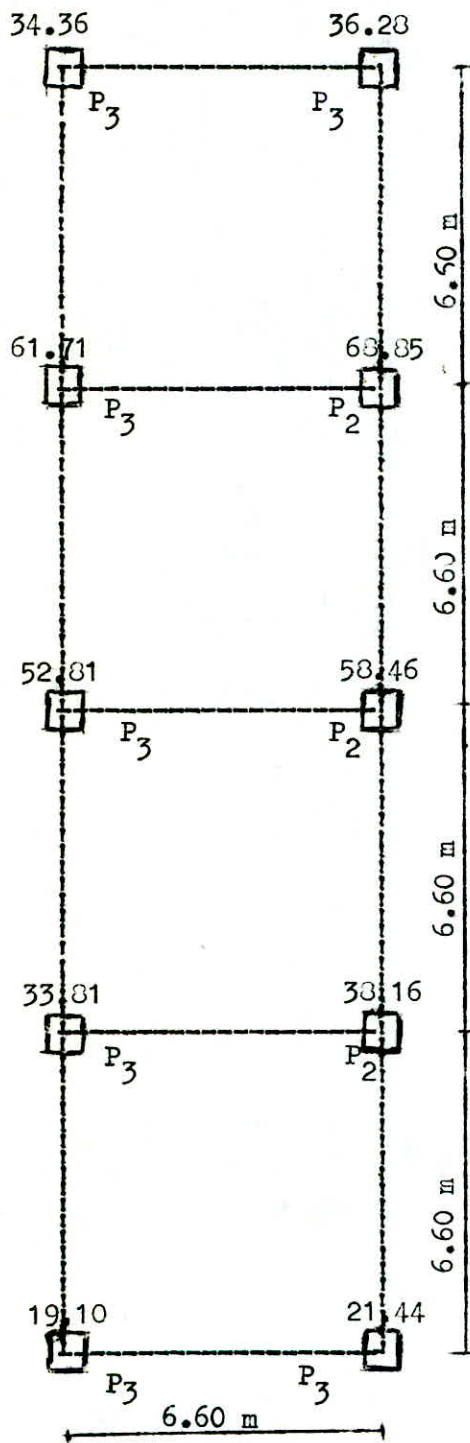
$$P_4 : 50 \times 50 \text{ (cm)}$$

$$P_5 : 35 \times 35 \text{ (cm)}$$

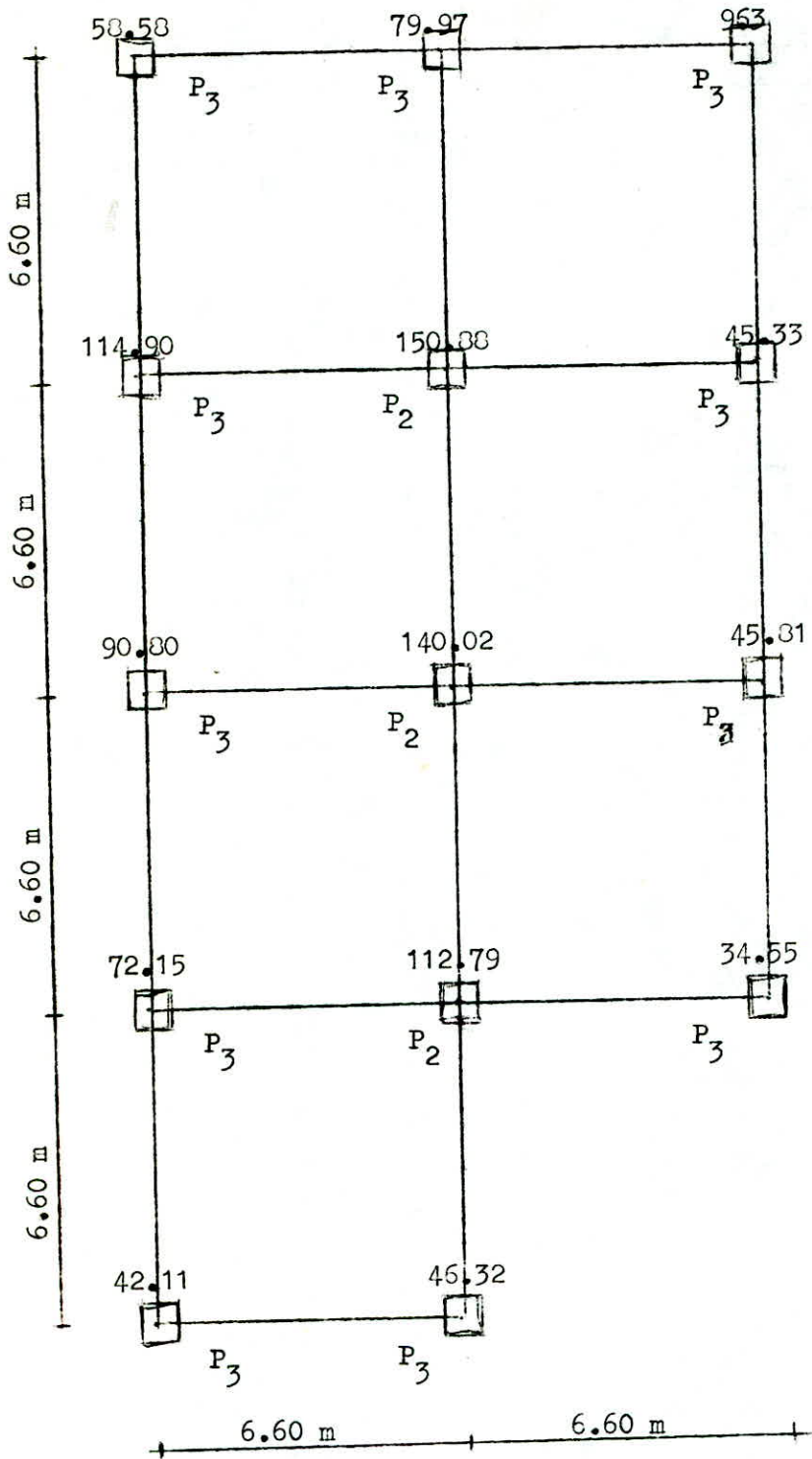
Les poteaux P_1 recevant les poutres principales 35×55 et les mêmes poutres auxiliaires (30×40) ont pour dimensions (3×35).

DESCENTE DE CHARGESNiveau 130.00mDimensions des P_5 : (35*35)

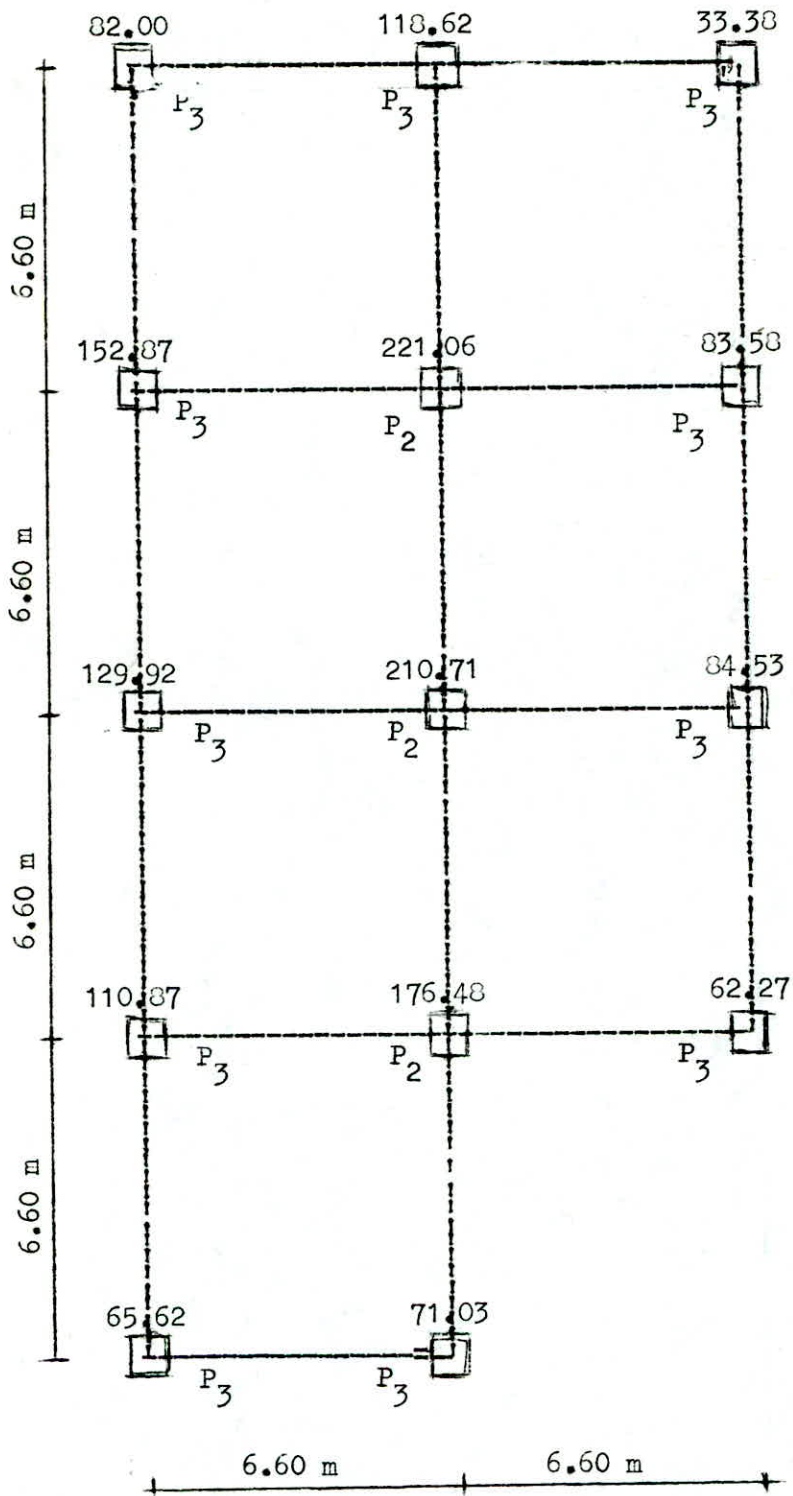
NIVEAU 125.80 m



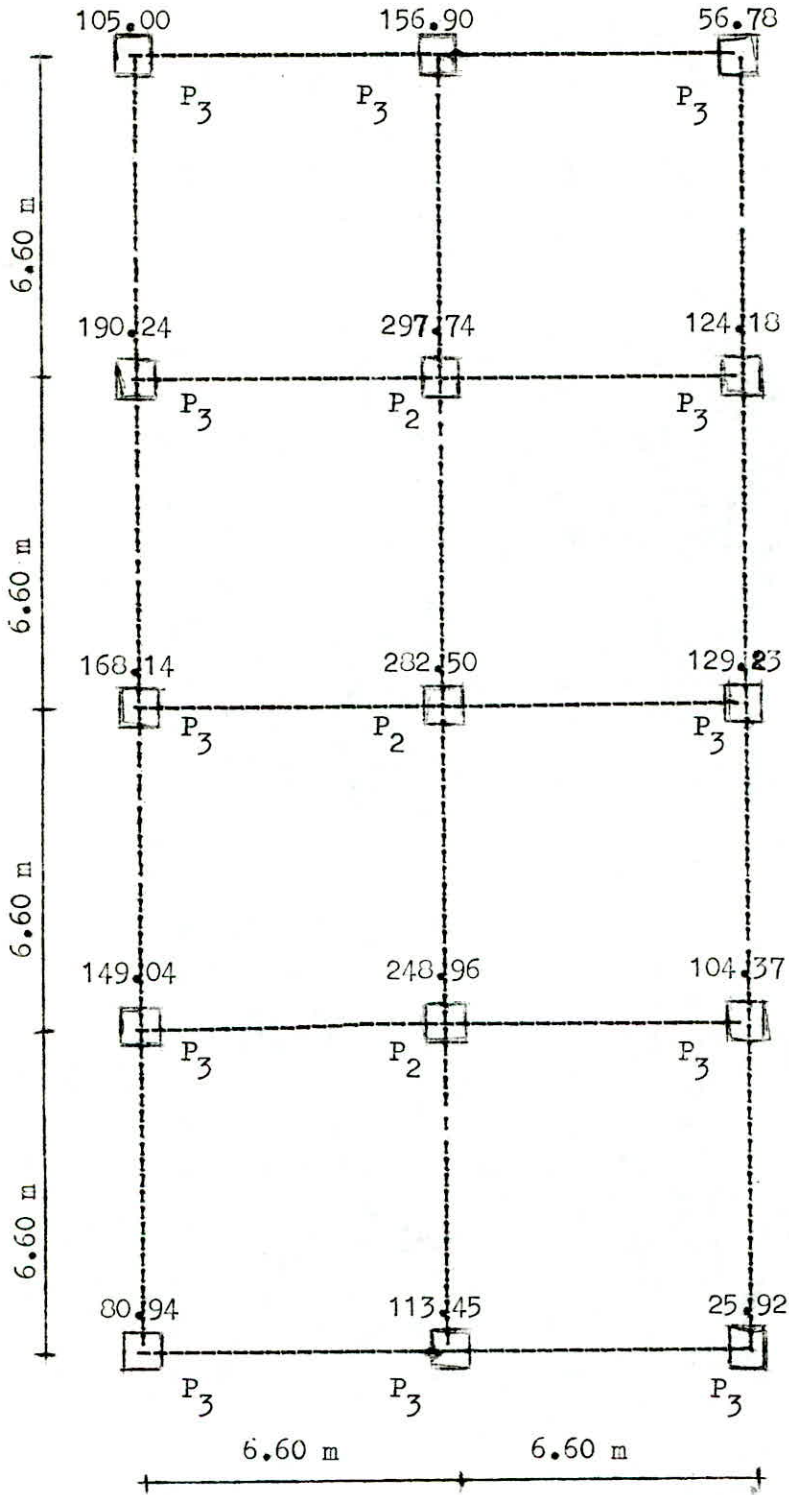
NIVEAU 121.60



NIVEAU 117.40 m

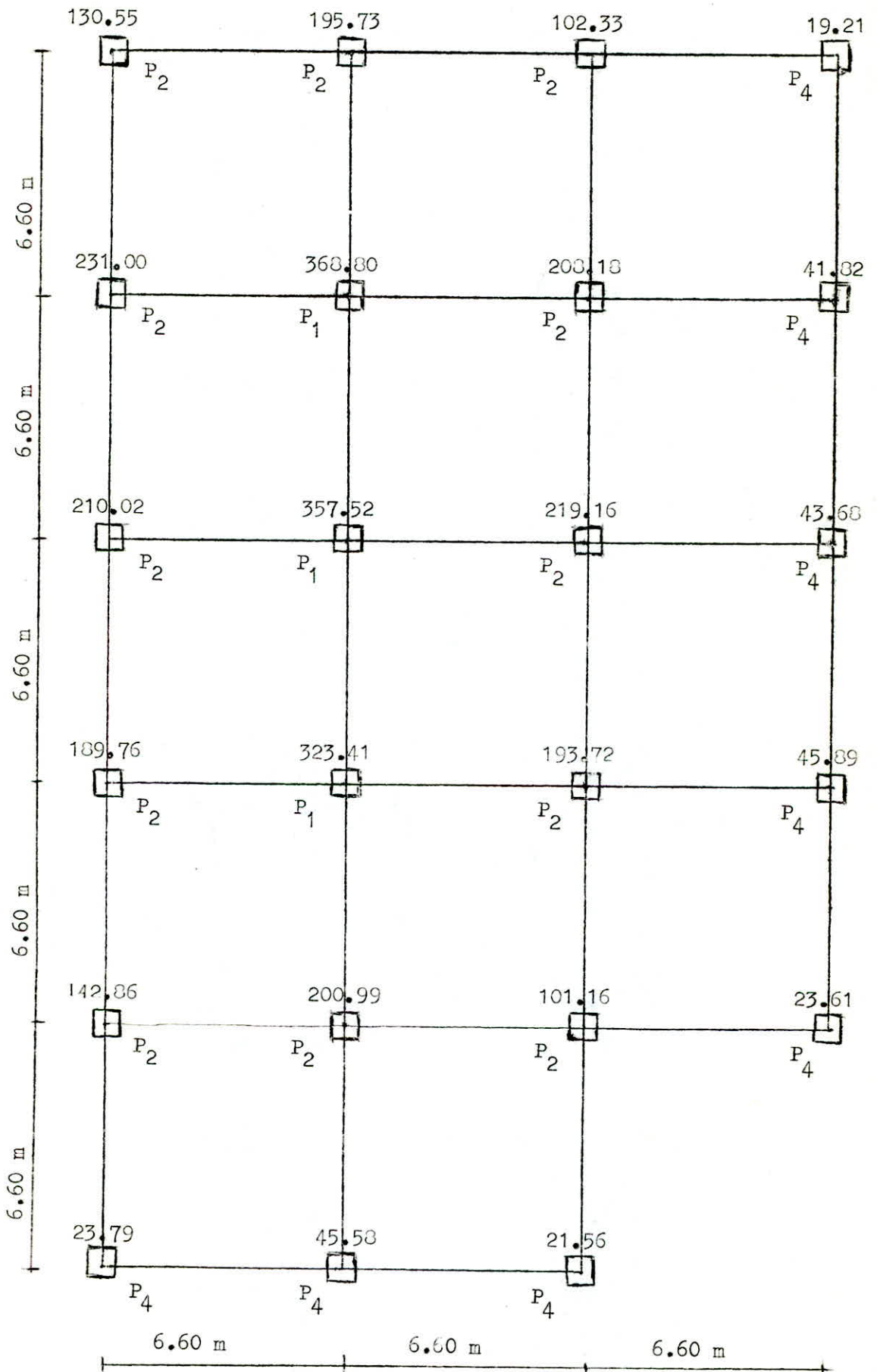


NIVEAU 113.20 m

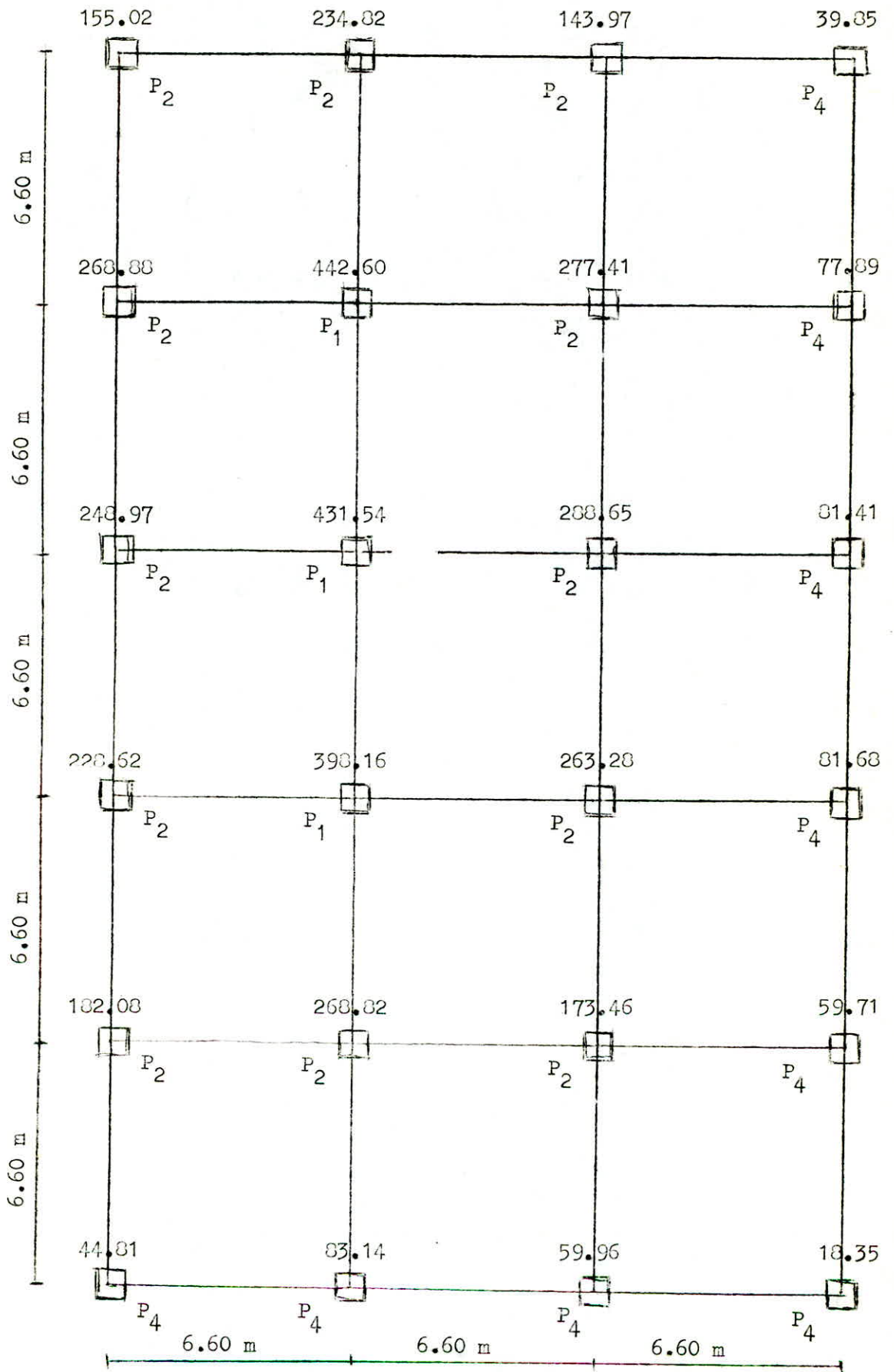


Dimensions des : - P₃(65x65)

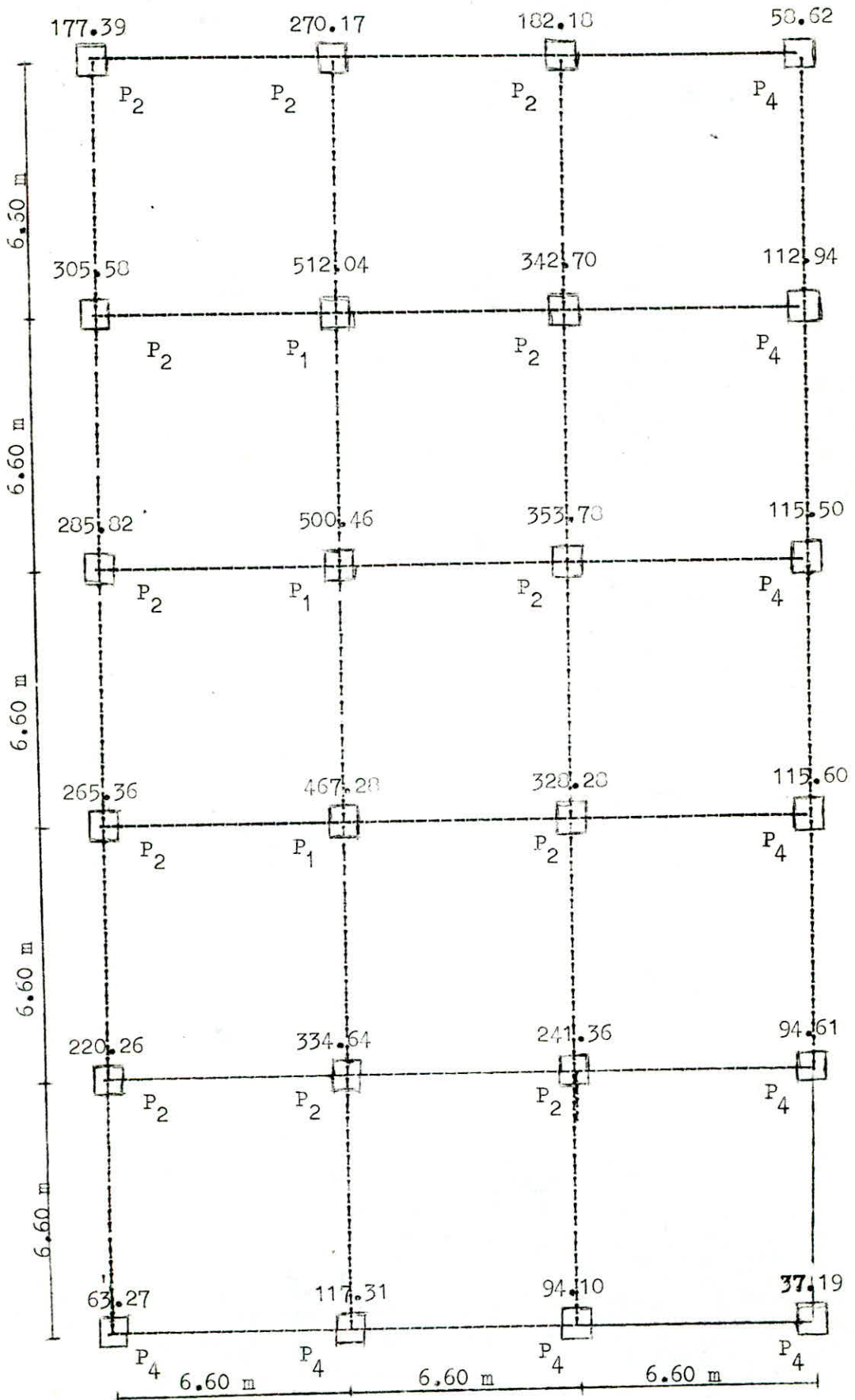
NIVEAU 109 m



NIVEAU 104 m



NIVEAU 100.00 m



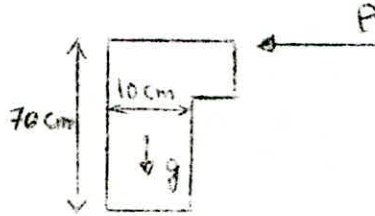
Dimensions des :- P₁ (90x90) ; - P₂ (70x70) ; - P₄ (50x50)

II - CALCUL DES ELEMENTS

- 1 - ACROTERE
- 2 - DALLES
- 3 - NERVURES
- 4 - POUTRE AUXILIAIRE
- 5 - POTELET

1 - CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un élément qu'on trouve dans les toitures terrasses et les balcons, le schéma statique est le suivant:



1 - Détermination des charges

L'acrotère est soumise à 2 types de charge.

a) Effet de la main courante : $P = 1.2 \times 0.1 = 0.12 \text{ t/ml}$

b) Poids propre de l'acrotère : $g = 0.1 \times 0.7 \times 2.5 = 0.175 \text{ t/ml}$

2 - Calcul des efforts

L'acrotère sera calculée comme une console soumise à un effort normal

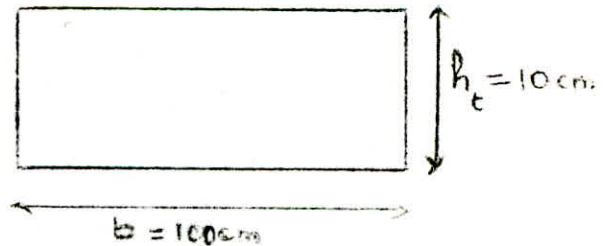
$N = 0.175 \text{ t/ml}$ (poids propre) et un moment d'encastrement :

$M = p \times l = 0.7 \times 0.12 = 0.084 \text{ t.m}$

3 - Ferraillage

Le calcul se fera par bande de 1 m pour une section : $100 \times 10 \text{ cm}$

sollicitée en flexion composée par les éléments de réduction ci-dessous



$$e_0 = M/N = \frac{0.084}{0.175} = 0.48 \text{ m}$$

$$e_1 = h_t/6 = 0.10/6 = 0.016 \text{ m}$$

$e_0 > e_1$; la section est partiellement comprimée.

La section d'acier sera calculée par la méthode du moment fictif.

$$M = N f \quad ; \quad f = e_0 + e_1$$

$$h = h_t = h_t - d = 10/2 - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$f = e_0 + e_1' = 48 + 3 = 51 \text{ cm} = 0.51 \text{ m}$$

$$M = N f = 0.175 \times 0.51 = 0.08925 \text{ tm} = 89.25 \text{ kg/m}$$

On utilise la méthode de P. CHARON .

$$\sqrt{U} = \frac{15 M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \cdot 89.25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0.00747 \quad ; \text{ on tire :}$$

$$K = 113.2 \quad ; \quad = 0.9610 \quad ; \quad = 0.0517$$

$$\bar{K} = \frac{15 \sqrt{V_a}}{n \sqrt{b}} = \frac{15 \cdot 2800}{15 \cdot 137} = 20.3$$

Puisque $K > \bar{K}$; donc $A' = 0$

Détermination de la section d'armature tendue A_1 :

$$A_1 = \frac{15 M}{V_a h} - \frac{N}{V_a} = \frac{89.25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9610 \cdot 8} - \frac{175}{2800} = 0.35 \text{ cm}^2$$

4 - Vérification

a) Contraintes

$$\bar{V}_b = \bar{V}_a / K = 2800 / 113.2 = 24.73 \text{ kg/cm}^2$$

b) Condition de non fragilité

$$A_2 \geq 0.69 b h \frac{\bar{V}_b}{V_{en}} = 0.69 \cdot 100 \cdot 8 \frac{24.73}{4200} = 0.77 \text{ cm}^2$$

$A_2 > A_1$, on prendra la section d'acier donnée par la condition de non fragilité. c. a. d : $A = 0.77 \text{ cm}^2$ (3 $\emptyset 6$) = 0.84 cm^2

5) - Condition de non fissuration

Contraintes

$$V_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} \quad ; \quad \bar{\omega}_f = A / B_f = A / 2bd = \frac{0.84}{2 \times 100 \times 2} = 2.1 \cdot 10^{-3}$$

$$V_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{V}_b}{\phi}} = 2.4 \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 24.73}{6} = 3686 \text{ kg/cm}^2$$

avec $K = 1.5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable

$$\eta = 1.6 \text{ Acier H A}$$

$$\phi = 6 \text{ mm} \quad ; \quad \bar{V}_b = 24.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f =$$

$$\text{Donc : } V_1 = 322.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_2 = 3686.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (V_1, V_2) = 3686.94 > \bar{V}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration .

d) - Vérification à l'effort tranchant

On doit avoir :

$$- \overline{AV}_a = T + M/z$$

$$T = P = 120 \text{ kg} ; z = 7/8h = 7 \text{ cm}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{8925}{7} = - 1195 \text{ kg} \quad \overline{AV}_a = 2352 \text{ kg}$$

Donc l'ancrage n'est pas nécessaire .

e) - Vérification du seisme local de l'acrotère

D'après l'Art 3.3.9 du RPA 81 ; on doit vérifier le seisme local dans les éléments de structure secondaire.

L'acrotère sera vérifiée sous la force horizontale :

$$F_p = Z I C_p W_p$$

$$- W_p : \text{Poids de l'élément} = 0.175 \text{ t/ml}$$

$$- Z = \frac{A(\text{gr 2, zone II})}{A(\text{gr 2, zone III})} = \frac{0.15}{0.25} = 0.6$$

$$- C_p = 0.8 (\text{console})$$

$$- I = \frac{A(\text{gr d'usage du bat})}{A(\text{gr d'usage 2})} = \frac{0.15}{0.15} = 1$$

$$\text{Donc : } F_p = 0.6 \times 1 \times 0.8 \times 0.175 = 0.084 \text{ t/ml}$$

Remarque :

Cette force $F_p = 84 \text{ kg/ml}$ peut être reprise par l'acrotère, car cette dernière a été calculé et vérifié pour une surcharge de

$$1.2 P = 120 \text{ kg/ml} \quad F_p .$$

Donc le seisme locale de l'acrotère est vérifié .

C A L C U L D E S D A L L E S

Introduction:

Les dalles sont des pièces minces et planes qui reposent avec ou sans continuité sur 4,3,2, ou 1 appuis, et dont l'épaisseur dépend le plus souvent des conditions d'utilisation.

Dans notre structure les dalles sont plaines et d'épaisseur $h_0 = 13$ cm.
Pour le calcul des efforts on utilisera la méthode exposée dans l'annexe A;2 du C C B A 68.

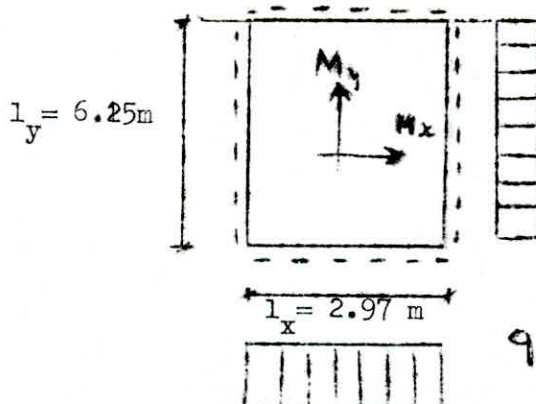
Selon la continuité des appuis et les charges appliquées, on distingue plusieurs types de dalles .

- 1 - Continuité sur 1 appui
- 2 - Continuité sur 2 appuis.
- 3 - Continuité sur 3 appuis .
- 4 - Continuité sur 4 appuis.
- 5 - Dalle travaillant dans un seul sens .

On choisit les niveaux : 117, 40 m (bureaux) ,et 100,00 m (parking) pour une étude complète des panneaux de dalles.

Niveau 117,40 m .

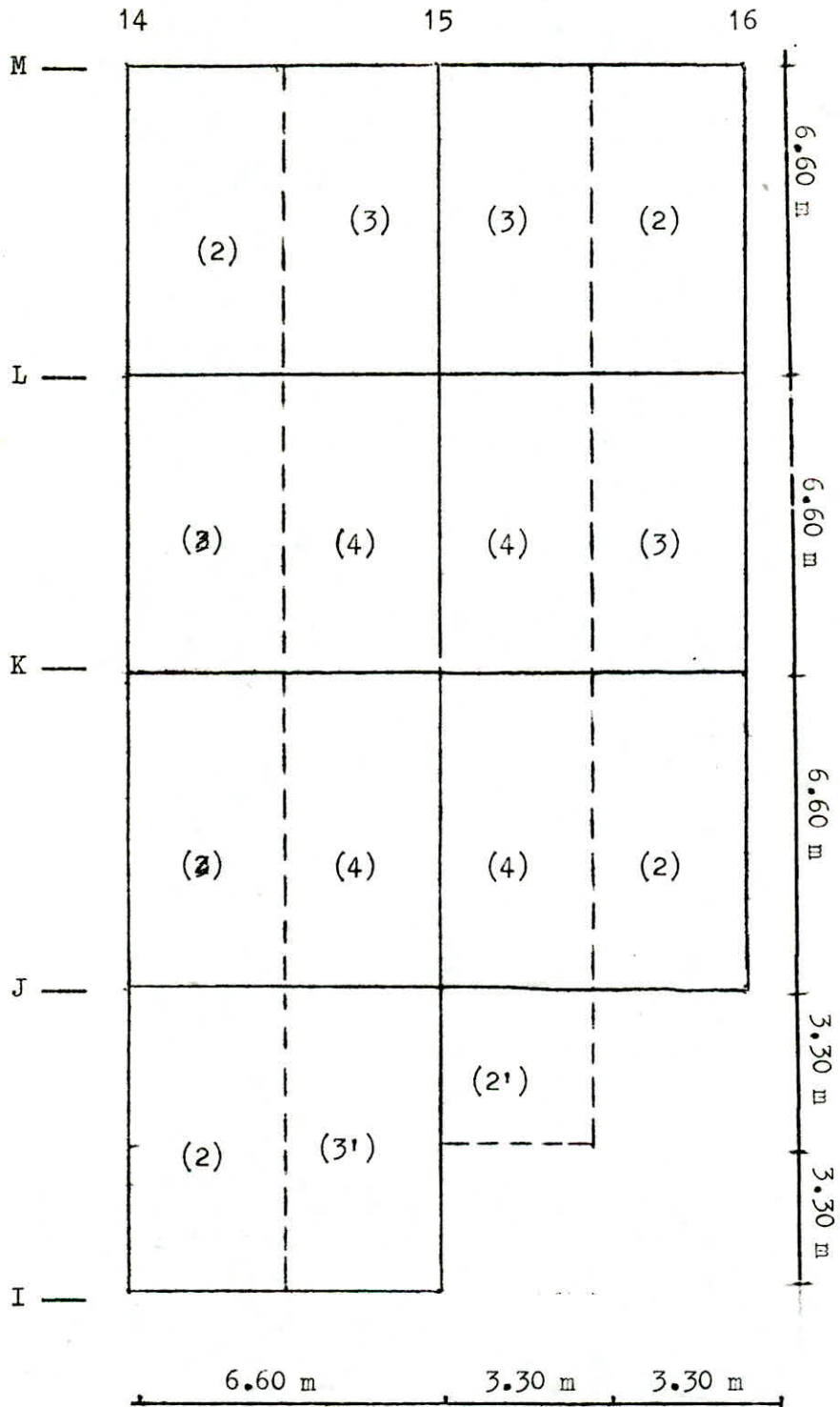
Etude du panneau de dalle (4) :



$$f = l_x/l_y = 0,47 > 0,4$$

la dalle travaille dans le deux sens .

N I V E A U : 1 1 7 . 4 0 m



1- Détermination des charges

$$g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1,2 p \hat{=} 1.31 \text{ t/m}^2$$

2- Calcul des efforts (Annexe A-2 C C B A 68)a) Détermination des moments isostatiques:

$$M_{0x} = \sqrt{U_x} q l_x^2 \quad ; \quad \sqrt{U_x} = 0.1006$$

$$M_{0y} = \sqrt{U_y} M_{0x} \quad ; \quad \sqrt{U_y} = 0.303$$

$$M_{0x} = 0.1006 \cdot 1.31 \cdot 2.975^2 = 1.16 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0.303 \cdot 1.16 = 0.35 \text{ t.m/ml}$$

b) Repartition des efforts:

Les moments doivent vérifier dans le sens de la petite portée les conditions suivantes:

$$1) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$

?

$$2) \quad 0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

$$3) \quad 0.40 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0$$

M_t : moment entravée

M_w, M_e : moments sur appuis à l'ouest et à l'est .

M_0 : moment isostatique .

- Sens x (petite portée)

$$M_{tx} = 0.75 \quad M_{0x} = 0.75 \cdot 1.16 = 0.87 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wx} = M_{ex} = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

- Sens y (grande portée)

$$M_{ty} = 0.75 \quad M_{0y} = 0.75 \cdot 0.35 = 0.26 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wy} = M_{ey} = 0.5 \text{ Max } (M_{0x}, M_{0y}) = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

De manière à avoir les mêmes armatures aux appuis dans les 2 sens.

3- Ferraillage:

Le ferraillage se fera d'après la méthode de P. CHARON .

$$\phi = h_c / 10 = 13/10 = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm (Art 29.14 C C B A 68)}$$

L'enrobage doit satisfaire: $d = (1 \text{ cm}, \phi)$, on prend $d = 2 \text{ cm}$.

$$h_x = h_o - e - \phi/2 = 10.5 \text{ cm} ; h_y = h_x - \phi = 9.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fera pour une section de dimensions: 100×13 sollicitée en flexion simple sans armatures comprimées .

Armatures inferieures (travée) et superieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau suivant:

bh _t	sens	M (tn)	/U	K	\sqrt{b}	ε	A(cm ²)	Ferraillage	
100 x 13	travée	X	0.87	0.0422	42.34	65.72	0.9128	3.24	5T10=3.92cm ²
		Y	0.26	0.0154	75.91	81.15	0.9450	1.03	2T10=1.57cm ²
	appuis	X	0.58	0.0281	53.87	51.79	0.9274	2.12	3T10=2.35cm ²
		Y	0.58	0.0344	47.81	58.17	0.9204	2.35	4T10=3.14cm ²

4 - Verifications:

a) contraintes: vérifiées

b) flèche:

$$\text{Si } h_t / l_x \geq \frac{M_t}{10 M_o} \quad \text{pas de justification de la flèche (Art 61.21CCBA68)}$$

Avec: - M_t: moment fléchissant maximal en travée

- M_o: " " isostatique

$$\text{Dans notre cas : } h_t / l_x = 13 / 297.5 = 0.043 ; M_t / 10 M_o = 0.75 M_o / 10 M_o = 0.075$$

Donc $h_t / l_x < M_t / 10 M_o$ il faut un calcul de flèche.

Un calcul précis de flèche sera fait pour le panneau de dalles le plus sollicité à la fin de ce chapitre .

c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min}(3 h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min}(4 h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

d) Espacements réelsEn prendra:- en travée $t_x = 20 \text{ cm}$ (5 T10), $t_y = 45 \text{ cm}$ (2T10)- aux appuis $t_x = 33 \text{ cm}$ (3T10);

$$t_{ey} = 35 \text{ cm} (3T10)$$

e) Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

$$A_x \geq 0.69 b h_x (2 - \rho) / 2 \cdot \bar{v}_b / \bar{v}_{en}$$

$$A_x \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 10.5 (2 - 0.47) / 2 \cdot 5.9 / 4200 = 0.77 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y \geq 0.69 b h_y (1 + \rho) / 4 \cdot \bar{v}_b / \bar{v}_{en}$$

$$A_y \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 9.5 (1 + 0.47) / 4 \cdot 5.9 / 4200 = 0.33 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

On doit vérifier aussi : $\bar{\omega} = A / b_0 h_x \geq 1.2 / \bar{v}_{en} - 2200$ dans les 2 sens

$$\bar{\omega} = \frac{3.92}{100 \cdot 10.5} = 3.7 \cdot 10^{-3} \quad ; \quad \frac{1.2}{\bar{v}_{en} - 2200} = 6 \cdot 10^{-4}$$

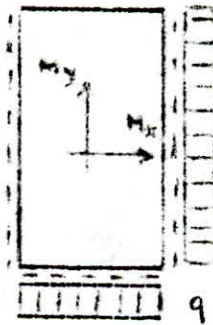
$$3.7 \cdot 10^{-3} > 6 \cdot 10^{-4} \quad \text{vérifiée}$$

f) - Condition de non fissuration

$$\bar{v}_2 = 2.4 \frac{\sqrt{K_n \cdot \bar{v}_b}}{\phi} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6 \cdot 5.9}{10}} = 2856 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{v}_1 , \bar{v}_2) > \bar{v}_a = 2/3 \bar{v}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pas de risque de}$$

fissuration.

Etude du panneau de dalle (3)

$$f = l_x / l_y = 0.47 > 0.4$$

la dalle travaille dans
les 2 sens .

1- Détermination des charges:

$$g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.31 \text{ t/m}^2$$

2- Calcul des efforts (Annexe A-2 CCBA 68)a)- Détermination des moments isostatiques:

$$M_{0x} = \sqrt{U_x} q l_x^2 \quad ; \quad \sqrt{U_x} = 0.1006$$

$$M_{0y} = \sqrt{U_y} M_{0x} \quad ; \quad \sqrt{U_y} = 0.303$$

$$M_{0x} = 0.1006 \cdot 1.31 \cdot \overline{2.975}^2 = 1.16 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = 0.303 \cdot 1.16 = 0.35 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts:

Les moments doivent vérifier dans le sens de la petite portée les conditions suivantes:

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$$

$$2) 0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

$$3) 0.40 M_0 \leq (M_w ; M_e) \leq M_0$$

- sens x (petite portée)

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.87 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = M_{wx} = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

- Sens y (grande portée)

$$M_{wy} = 0.90 M_{oy} = 0.315 \text{ tm/ml}$$

$M_{wy} = 0$ (on prend un moment forfaitaire pour le calcul du

ferraillage tel que : $M_{wy} = 0.20 M_{oy} = 0.07 \text{ tm/ml}$

$$M_{ey} = 0.5 \text{ Max} (M_{ox}, M_{oy}) = 0.5 M_{ox} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

3- Ferraillage

Le ferraillage se fera d'après la méthode P. CHARON .

$$\phi = h_0 / 10 = 13 / 10 = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm} \text{ (Art 29.14 C C B A 68)}$$

L'enrebage doit satisfaire: $d = (1 \text{ cm}, \phi)$ on prend $d = 2 \text{ cm}$.

$$h_x = h_0 - e - \phi / 2 = 10.5 \text{ cm} ; h_y = h_x - \phi = 9.5 \text{ cm}$$

Le calcul se fera pour une section de dimensions : 100×13

sollicité en flexion simple sans armatures comprimées

Armatures inférieures (travée) et supérieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

bh_t		sens	M(tm)	\sqrt{U}	K	$\frac{V}{b}$	$\bar{w} \epsilon$	A(cm ²)	ferraillage
100x13	travée	x	0.07	0.0422	42.34	65.51	0.37	3.24	5T10=(3.92)
		y	0.315	0.0186	68.33	40.14	0.9400	1.26	2T10(1.57)
	appuis	x	0.58	0.0281	53.87	51.79	0.9274	2.12	3T10(2.35)
		y	0.07	0.00415	155.1	17.52	0.9706	0.27	1T10 (0.78)
			0.58	0.0344	47.81	58.17	0.9204	2.35	3T10 (2.35)

4) Vérificationsa) contraintes : vérifiéesb) Flèche :

Un calcul précis sera fait ultérieurement .

Car la condition suivante n'est pas vérifiée

$$h_v/l_x = \frac{M_t}{10 M_0} .$$

c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{f}_x = \text{Min} (3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_y = \text{Min} (4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

d) Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

$$A_x \geq 0.69 b h_x \cdot (2 - \rho) \cdot \bar{V}_b \cdot \bar{V}_{en}$$

$$A_x = 0.77 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$A_y \geq 0.69 b h_y (1 + \rho) / 4 \cdot \bar{V}_b \cdot \bar{V}_{en}$$

$$A_y = 0.33 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\bar{\omega} = A/b_0 h \geq 1.2/\bar{V}_{en} - 2200 \text{ vérifiée dans les 2 sens .}$$

e) Condition de non fissuration

$$\bar{V}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_1 = 2142.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1, \bar{V}_2) \cdot \bar{V}_a = 2/3 \bar{V}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Donc pas de risque de fissuration .

Etude du panneau de dalle (3')

$$\rho = l_x / l_y = 0.47 > 0.4$$

la dalle travaille dans
les 2 sens .

$$\alpha_x = 0.1006$$

$$\alpha_y = 0.303$$

1 - Determination des charges

$$g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.31 \text{ t/m}^2$$

2- Calcul des efforts (Annexe A-2 CCBA 68)a) Determination des moments isostatiques

$$M_{0x} = \alpha_x q l_x^2 = 0.1006 \cdot 1.31 \cdot 2.975^2 = 1.16 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = \alpha_y M_{0x} = 0.35 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts

Les moments doivent vérifier dans le sens de la petite portée les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_0$$

$$2) 0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

$$3) 0.4 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0$$

- Sens x (petite portée)

$$M_{tx} = 0.90 M_{0x} = 1.04 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wx} = 0 ; \text{ on prend un moment forfaitaire } = 0.20 M_{0x} = 0.23 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = 0.5 (M_{0x}, M_{0y}) = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

- Sens y (grande portée)

$$M_{ty} = 0.75 M_{0y} = 0.26 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ey} = M_{wy} = 0.5 \max (M_{0x}, M_{0y}) = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

3 - Ferraillage

Le ferraillage se fera d'après P.CHARON .

$$\varnothing = h_o/10 = 13/10 = 1.3 \text{ cm} = 13 \text{ mm (Art 29.14 CCBA 63)}$$

L'enrobage doit être tel que : $d = (1 \text{ cm} , \varnothing)$, on prendra $d=2 \text{ cm}$

$$\text{Avec : } h_x = 10.5 \text{ cm} \quad ; \quad h_y = 9.5 \text{ cm}$$

Le calcul est fait pour une section de dimensions : $100 \times 13 \text{ cm}$

sollicitée en flexion simple sans armatures comprimées .

Armatures inférieures (travée) et armatures supérieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau ci- dessous :

bh_t		sens	M(tm)	/U	K	$\frac{V}{b}$	ϵ	A	ferraillage
100 x 13	travée	x	1.04	0.0505	37.97	73.3	0.9056	3.90	5T10(3.92)
		y	0.262	0.0515	37.52	74.19	0.9048	1.08	2T10(1.57)
	appuis	x	0.232	0.0112	90.48	30.79	0.9526	0.82	2T10(1.57)
		y	0.58	0.0281	53.87	51.79	0.9274	2.12	3T10(2.35)
		y	0.58	0.0344	47.81	58.17	0.9204	2.35	3T10(2.35)

4 - Vérifications

- Contraintes : Vérifiées .
- Flèche : Voir à la fin de l'étude des dalles .
- Espaces libres admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min} (3h_o , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min} (4h_o , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiés .}$$

- Conditions de non fragilité (Art 52 CCBA 63)

$$A_x \geq 0.69 bh_x (2 - f^p) / 2 \cdot \bar{V}_b / V_{en} \quad \text{vérifiée .}$$

$$A_y \geq 0.69 bh_y (1 + f^p) / 4 \cdot \bar{V}_b / V_{en} \quad \text{vérifiée .}$$

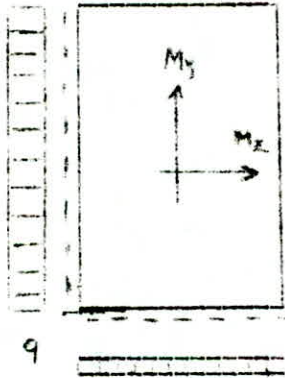
$$\bar{\omega} = A / b_o h \geq 1.2 / V_{en} - 2200 \quad \text{vérifiée dans les 2 sens .}$$

e) Condition de non fissuration

$$V_2 = 2356 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad V_1 = 2142.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (V_1, V_2) > \bar{V}_a = 2/3 V_{en} = 2300 \text{ kg/cm}^2.$$

Donc; pas de risque de fissuration .

Etude du panneau de dalle (2)

$$\beta = l_x / l_y = 0.47 > 0.4$$

la dalle travaille dans les 2 sens

$$\alpha_x = 0.1006 \quad ; \quad \alpha_y = 0.303$$

1 - Determination des charges

$$g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.31 \text{ t/m}^2$$

2 - Calcul des efforts (Annexe A-2 CCBA 68)a) Determination des moments isostatiques

$$M_{0x} = \alpha_x q l_x^2 = 1.16 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = \alpha_y M_{0x} = 0.35 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts

Les moments sont pris telles que les conditions suivantes soient vérifiées .

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \leq 1.25 M_0$$

$$2) 0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

$$3) 0.4 M_0 \leq (M_w, M_e) \leq M_0$$

- Sens x (petite portée)

$$M_{tx} = 0.90 M_{0x} = 1.04 \text{ tm/ml} \quad , \quad M_{wx} = 0.5 M_{0x} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = 0 \quad (\text{ on prendra } M_{ex} = 0.20 M_{0x} = 0.23 \text{ tm/ml}) .$$

- Sens y (grande portée)

$$M_{ty} = 0.90 M_{oy} = 0.315 \text{ tm/ml} \quad ; \quad M_{wy} = 0 \quad (\text{on prend } 0.20 M_{oy} = 0.07 \text{ tm/ml})$$

$$M_{ey} = 0.5 \text{ Max} (M_{ox}, M_{oy}) = 0.5 M_{ox} = 0.58 \text{ tm/ml}$$

3 - Ferraillage

Le calcul du ferraillage se fera d'après P.CHARON

On utilisera des $\phi = 10 \text{ mm}$ 13 mm , avec un enrobage $d = 2 \text{ cm}$

$$h_x = 10.5 \text{ cm} \quad ; \quad h_y = 9.5 \text{ cm}$$

Ce calcul est fait pour une section de dimensions $100 \times 13 \text{ cm}$ sollicitée en flexion simple sens A'.

Armatures inférieures (travée) et armatures supérieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau ci-dessous:

bh_t		sens	M(tm)	μ	K	\sqrt{b}	ξ	A	ferraillage	
100 x 13	travée	x	1.04	0.0505	37.97	73.31	0.9056	3.90	5T10 (3.92)	
		y	0.315	0.0186	60.33	40.14	0.9400	1.26	2T10 (1.57)	
	appuis			0.58	0.0231	53.87	51.79	0.9274	2.12	3T10 (2.35)
		x		0.232	0.0112	90.48	30.79	0.9256	0.82	2T10 (1.57)
		y		0.07	0.00415	155.1	17.52	0.9706	0.27	1T10 (0.76)
				0.58	0.0344	47.81	58.17	0.9204	2.35	3T10 (2.35)

4 - Vérifications

- a) Contraintes : Vérifiées
 b) Flèche : Un calcul précis se fera ultérieurement.

c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min} (3h_o , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min} (4h_o , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \quad \text{vérifiés}$$

d) Conditions de non fragilité (Art 52 CCRA 63)

$$A_x \geq 0.69 bh_x (2 - \rho) / 2 \cdot \sqrt{b} / \sqrt{V} \text{ en vérifiés .}$$

$$A_y \geq 0.69 b h_y (1 + \rho) / 4 \cdot \bar{V}_b / \bar{V}_{en} \quad \text{vérifiée}$$

$$\alpha = A / b_0 h \geq 1.2 / \bar{V}_{en} = 2200 \quad \text{vérifiée dans les deux sens.}$$

e) Condition de non fissuration

$$\bar{V}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{V}_1 = 2142.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a = 2/3 \bar{V}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 .$$

Dond, pas de risque de fissuration.

Etude du panneau de dalle (2')



$$f = l_x / l_y = 2.975 / 3.125$$

> 0.4 La dalle travaille
dans les 2 sens.

Pour ce panneau, on utilisera les tables de BARES.

1 - Détermination des charges

$$g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.31 \text{ t/m}^2$$

2 - Détermination des efforts

a) Détermination des moments

Les moments en trvée et aux appuis sont donnés directement par les tables de BARES .

- Sens x (petite portée)

$$M_{tx} = 0.0462 q a^2 = 0.88 \text{ tm/ml} \quad \text{avec : Charge répartie}$$

$$M_{wx} = M_{ex} = 0.0554 q a^2 = 0.86 \text{ tm/ml} \quad \text{a : Petite portée}$$

b : Grande portée

- Sens y (grande portée)

$$M_{ty} = 0.0339 q b^2 = 0.41 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = M_{wy} = 0.061 q b^2 = 0.72 \text{ tm/ml}$$

3 - Ferraillage

Le ferraillage se fera suivant P.CHARON .

Le diamètre des barres utilisées est tel que :

$$\phi = h_0/10 ; \text{ on utilisera des } \phi 10$$

$$\text{l'enrobage } d = 2 \text{ cm} . h_x = 10.5 \text{ cm} , h_y = 9.5 \text{ cm}$$

Le calcul est fait pour section de dimensions : 100x13 cm sollicitée en flexion simple sans A' .

Armatures inférieures (travée) et supérieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau suivant :

bh _t		sens	M(tn)	/U	K	V _b	ε	λ	Ferraillage
100	x	x	0.88	0.0427	42.08	66.53	0.9124	3.20	5T10 (3.92)
		y	0.41	0.0243	50.53	47.83	0.9320	1.65	3T10 (2.35)
13	y	x	0.86	0.0417	42.74	65.51	0.9134	3.20	3T10 (2.35)
		y	0.72	0.0427	42.08	66.53	0.9224	2.95	4T10 (3.14)

4 - Vérifications

a) Contraintes : vérifiées .

b) Flèche:

$$f = q \cdot \frac{l^4}{x^4 E h_0^3} = 0.1092 \frac{1.31 \cdot 10^3 \cdot 2.975^4}{10^4 \cdot 2.1 \cdot 10^{13}} = 0.242 \cdot \frac{1}{500} = 0.59$$

Donc , la flèche est vérifiée .

c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min} (3h_0 , 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min} (4h_0 , 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

d) Conditions de non fragilité (Art 52 CCDA 68)

$$A_x \geq 0.69bh_x \cdot (2 - \rho) / 2 \cdot \sqrt{V_b} / \sqrt{V_{en}} \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y \geq 0.69bh_y \cdot (1 + \rho) / 4 \cdot \sqrt{V_b} / \sqrt{V_{en}} \quad \text{vérifiée}$$

Ondoit vérifier aussi :

$$\bar{\omega} = A / b_0 h \geq 1.2 \sqrt{V_{en}} - 2200 \quad \text{vérifiée dans les 2 sens .}$$

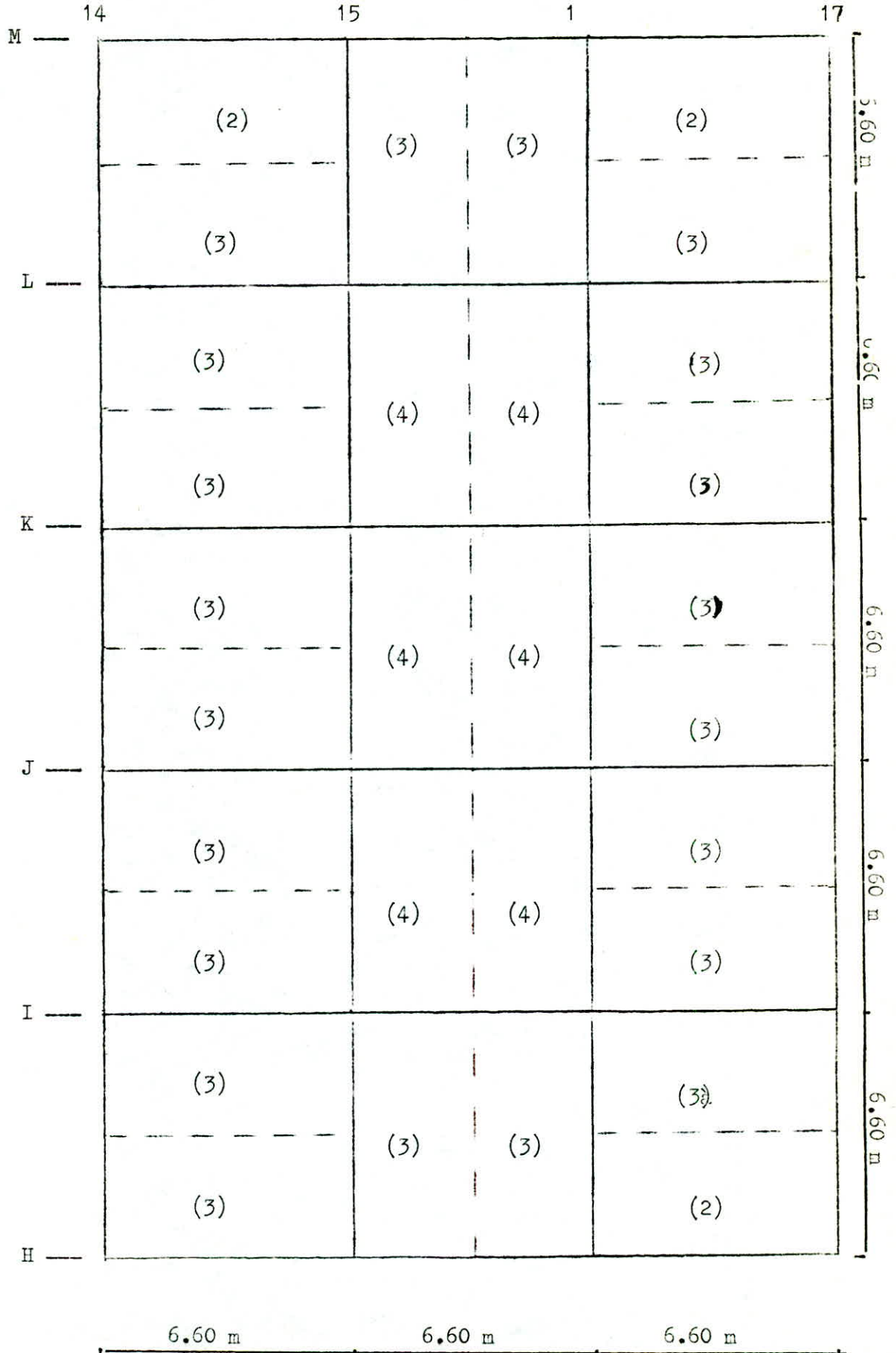
e) Condition de non fissuration

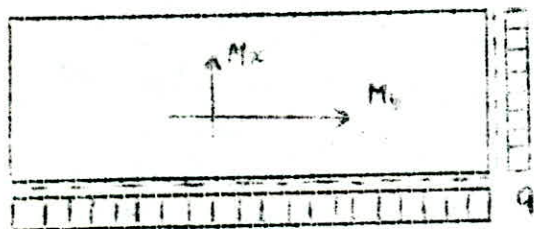
$$\bar{V}_2 = 2056 \text{ kg/cm}^2, \quad \bar{V}_1 = 2142.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1, \bar{V}_2) > \bar{V}_a = 2/3 \bar{V}_{en} = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration .

N I V E A U : 1 0 0 . 0 0 m



N I V E A U 100.00 mEtude du panneau de dalle (2)

$$\rho = \frac{1}{x} / \frac{1}{y} = 2.925 / 6.15 = 0.475$$

La dalle travaille dans
les 2 sens .

$$/U_x = 0.1005 ; /U_y = 0.305$$

1 - Determination des charges

$$g = 0.613 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.093 \text{ t/m}^2$$

2 - Calcul des efforts (Annexe A-2 CCDA 68)a) Determination des moments isostatiques

$$M_{o_x} = /U_x q l_x^2 = 0.94 \text{ tm/ml}$$

$$M_{o_y} = /U_y M_{o_x} = 0.286 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts

Les moments doivent vérifier dans le sens de la petite portée , les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_o$$

$$2) 0.75 M_o \leq M_t \leq M_o$$

$$3) 0.40 M_o \leq (M_w , M_e) \leq M_o$$

- Sens x (petite travée)

$$M_{tx} = 0.90 M_{o_x} = 0.846 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wx} = 0.50 M_{o_x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = 0 \text{ (on prend } 0.20 M_{o_x} = 0.188 \text{ tm/ml)}$$

- Sens y (grande portée)

$$M_{ty} = 0.90 M_{o_y} = 0.257 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ey} = 0.5 \text{ Max } (M_{o_x} , M_{o_y}) = 0.5 M_{o_x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wy} = 0 \text{ (on prend } 0.20 M_{o_y} = 0.057 \text{ tm/ml)}$$

3 - Ferraillage

Le ferraillage se fera d'après la méthode P. CHARON

Le diamètre des barres utilisées est : $\phi = 10 \text{ mm } h_0/10$

L'enrobage $d = 2 \text{ cm}$; $h_x = 10.5 \text{ cm}$; $h_y = 9.5 \text{ cm}$

Le calcul est fait pour une section de dimensions 100×13 sollicitée en flexion simple sans A' .

Armatures inférieures (travée) et supérieures (appuis)

Voir tableau suivant :

$b \times h_t$		sens	M (tn)	λU	K	V_b	ϵ	A (cm ²)	ferraillage	
100 x 13	t r a v é e	x	0.846	0.0410	43.14	64.9	0.9140	3.14	4T10 (3.14)	
		y	0.257	0.0152	76.24	36.72	0.9452	1.02	2T10 (1.57)	
	a p p u i s	x		0.47	0.0228	60.76	46.08	0.9340	1.71	3T10 (2.35)
				0.133	0.0091	101.3	27.64	0.9570	0.66	1T10 (0.78)
		y		0.057	0.0034	171.6	16.31	0.9732	0.22	1T10 (0.78)
				0.47	0.0278	54.06	51.79	0.9276	1.90	3T10 (2.35)

4 - Vérifications

a) Contraintes: Vérifiées .

b) Flèche : Un calcul précis se fera ultérieurement .

c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min} (3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min} (4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

d) Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 63)

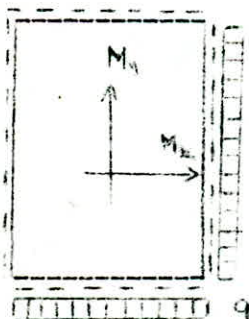
$$A_x \geq 0.69bh_x (2 - \xi) / 2 \cdot \sqrt{V_b} / \sqrt{V_{en}}$$

vérifiées

$$A_y \geq 0.69bh_y (1 + \xi) / 4 \cdot \sqrt{V_b} / \sqrt{V_{en}}$$

On doit vérifier aussi le pourcentage minimal d'acier

$$\bar{\omega} = A/b_0h \geq 1.2/\sqrt{V_{en}} - 2200 \quad \text{vérifiée dans les 2 sens .}$$

Etude du panneau de dalle (4)

$$\xi = l_x / l_y = 0.475$$

La dalle travaille dans les
2 sens.

$$\sqrt{U}_x = 0.1005 ; \sqrt{U}_y = 0.305$$

1 - Détermination des charges

$$g = 0.613 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2 p = 1.093 \text{ t/m}^2$$

2 - Calcul des efforts (Annexe A-2 CCBA 68)a) Détermination des moments isostatiques

$$M_{o_x} = \sqrt{U}_x q l_x^2 = 0.94 \text{ tm/ml}$$

$$M_{o_y} = \sqrt{U}_y M_{o_x} = 0.206 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts

Les moments doivent vérifier dans le sens de la petite portée, les conditions suivantes :

$$1) M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.25 M_o$$

$$2) 0.75 M_o \leq M_t \leq M_o$$

$$3) 0.40 M_o \leq (M_w , M_e) \leq M_o$$

- Sens x (petite travée)

$$M_{tx} = 0.75 M_{o_x} = 0.705 \text{ tm/ml}$$

$$M_{ex} = M_{wx} = 0.5 M_{o_x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

- Sens y (grande travée)

$$M_{ty} = 0.75 M_{o_y} = 0.215 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wy} = M_{wy} = 0.5 \text{ Max } (M_{o_x} , M_{o_y}) = 0.5 M_{o_x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

3 - Ferraillage :

Le ferraillage se fera d'après la méthode de P . C H A R O N

Le diamètre des barres utilisées est $\phi = 10 \text{ mm } h_o/10$.

L'enrobage $d = 2 \text{ cm}$.

$h_x = 10.5 \text{ cm}$; $h_y = 9.5 \text{ cm}$

Le calcul est fait pour une section de dimensions 100×13 sollicitée en flexion simple sans A' .

Armatures inférieures (travée) et supérieures (appuis)

- Voir tableau suivant :

bh_t		sens	M(tm)	/U	K	$\sqrt{v'_b}$	ϵ	A(cm ²)	Ferraillage
100 13	t r a v é e	x	0.705	0.0342	47.97	58.36	0.9206	2.6	4T10 (3.14)
		y	0.215	0.0127	84.21	33.25	0.9496	0.85	2T10 (1.57)
	a p p u i s	x	0.47	0.0223	60.76	46.08	0.9340	1.71	3T10 (2.35)
			"	"	"	"	"	"	"
		y	0.47	0.0273	54.06	51.79	0.9276	1.90	3T10 (2.35)
			"	"	"	"	"	"	"

4 - Vérifications

- a) Contraintes: Vérifiées
- b) flèche : Voir à la fin de ce paragraphe
- c) Espacements admissibles

Charges uniformément réparties

$$\bar{t}_x = \text{Min}(3 h_o, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min}(4 h_o, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

- d) Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

$$A_x \geq 0.69 bh_x (2 - \rho) / 2. \sqrt{v'_b} / \sqrt{v'_{en}} \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y \geq 0,69 b h_y (1 + \xi) / 4 \cdot \bar{V}_b / \bar{V}_{en} \quad \text{vérifiée}$$

On doit vérifier aussi le pourcentage minimal d'acier dans les 2 sens. $\bar{\omega} = A/b_o h \geq 1.2 / \bar{V}_{en} - 2200$ vérifiée

e) Condition de non fissuration

$$\bar{V}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{V}_1 = 1746.87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_a = 2/3 \bar{V}_{en} = 2800 < \text{Max} (\bar{V}_1, \bar{V}_2) \quad \text{pas de risque de fissuration}$$

f) Condition de non poinçonnement (Art 39,54 CCBA 68)

La dalle devra être vérifiée au poinçonnement pour la charge concentrée égale à la masse de l'essieu le plus lourd, appliquée sur une surface de $10 \times 10 = 100 \text{ cm}^2$ (essieu sur cric), sans majoration dynamique.

La condition de non poinçonnement, sous charges localisées, doit être satisfaite sous les sollicitations pendérées du 1 er genre.

$$\bar{V}_b = \frac{1.5 Q}{p_c h_t} = 1.2 \bar{V}_b \quad \text{d'où } Q = \frac{1.2 \bar{V}_b p_c h_t}{1.5}$$

Avec : - Q : valeur de la charge localisée

- h_t : épaisseur totale de l'élément sollicité

- p_c : périmètre du contour à considérer situé à une distance $h_t/2$.

Dans notre cas : $h_t = 13 \text{ cm}$; $p_c = (1 + 2 h_t/2) \cdot 4 = 92 \text{ cm}$

Estimation de la charge : $Q = \frac{1.2 \cdot 5.9 \cdot 92 \cdot 13}{1.5} = 5.64 \text{ t}$.

Or , notre parking est à véhicules légers de poids maximum égal à 3.5 t 5.64 t.

Donc, la condition de non poinçonnement est vérifiée.

e) Condition de non fissuration

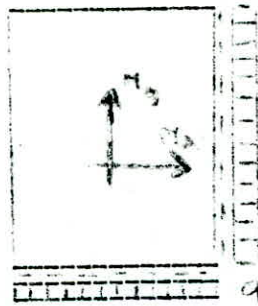
$$\bar{V}_2 = 2056 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_1 = 1746.87 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{V}_a = 2/3 \bar{V}_{en} = 2000 < \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2)$, donc , pas de risque de fissuration .

f) Condition de non poinçonnement (Art 39.54 CCBA 68)

$$\bar{V}_b = \frac{1.5 Q}{p_c h_t} \leq 1.2 \bar{V}_b$$

$$\bar{V}_b = \frac{1.5 \times 1.75 \cdot 10^3}{92 \cdot 13} = 2.19 < 1.2 \times 5.9 = 7.08 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée .}$$

Etude du panneau de dalle (3)

$$\rho = l_x / l_y = 0.475$$

$$\sqrt{U_x} = 0.1005$$

$$\sqrt{U_y} = 0.305$$

la dalle travaille dans les 2 sens .

1 - Determination des charges

$$g = 0.613 \text{ t/m}^2$$

$$p = 0.4 \text{ t/m}^2$$

$$q = g + 1.2p = 1.093 \text{ t/m}^2$$

2 - Calcul des efforts (Annexe A1- 2 CCBA 68)a) Determination des moments isostatiques

$$M_{0x} = \sqrt{U_x} q l_x^2 = 0.94 \text{ tm/ml}$$

$$M_{0y} = \sqrt{U_y} M_{0x} = 0.286 \text{ tm/ml}$$

b) Répartition des efforts

$$1) M_t + \frac{w}{2} e = 1.25 M_0$$

$$2) 0.75 M_0 \leq M_t \leq M_0$$

$$3) 0.40 M_0 \leq (M_w , M_e) \leq M_0$$

-Sens x (petite travée)

$$M_{tx} = 0.75 M_{0x} = 0.94 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wx} = M_{ex} = 0.5 M_{0x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

- Sens y (grande travée)

$$M_{ty} = 0.90 M_{0y} = 0.257 \text{ tm/ml}$$

$$M_{wy} = 0 \text{ (on prend : } 0.20 M_{0y} = 0.057 \text{ tm/ml)}$$

$$M_{ey} = 0.5 \text{ Max } (M_{0x}, M_{0y}) = 0.50 M_{0x} = 0.47 \text{ tm/ml}$$

3 - Ferrailage

Le ferrailage se fera d'après la méthode P.CHARON .

Le diamètre des barres utilisées est : $\phi = 10 \text{ mm}$ $h_0/10 = 13 \text{ mm}$

l'enrobage $d = 2 \text{ cm}$; $h_x = 10.5 \text{ cm}$; $h_y = 9.5 \text{ cm}$

Le calcul est fait pour une section de dimensions: $100 \times 13 \text{ cm}$

sollicitée en flexion simple sans A' .

Armatures inférieures (travée) et supérieures (appuis)

Les résultats sont dans le tableau suivant:

bh_t	sens	M(tm)	/U	K	\bar{V}_b	ω_i	A	Ferrailage	
100x13	travée	x	0.94	0.0456	40.43	69.25	0.9090	3.51	5T10 (3.92)
		y	0.257	0.0152	76.24	36.72	0.9452	1.02	2T10 (1.57)
100x13	appuis	x	0.47	0.0223	60.76	46.08	0.9340	1.71	3T10 (2.35)
			"	"	"	"	"	"	"
		y	0.057	0.0033	174.4	16.05	0.9736	0.22	1T10 (0.70)
			0.47	0.0273	54.25	51.61	0.9273	1.90	3T10 (2.35)

4 - Vérifications

a) Contraintes: Vérifiées.

b) Flèche: Voir à la fin de ce panneau .

c) Espacements admissibles

$$\bar{t}_x = \text{Min} (3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

$$\bar{t}_y = \text{Min} (4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

d) Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 63)

$$A_x \geq 0.69bh_x (2-\rho)/2 \cdot \bar{V}_b / \bar{V}_{en}$$

$$A_y \geq 0.69bh_y (1+\rho)/4 \cdot \bar{V}_b / \bar{V}_{en} \quad \text{vérifiées .}$$

e) Condition de non fissuration

$$\bar{V}_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{V}_1 = 2142.07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_a = 2/3\bar{V}_{en} = 2000 \text{ kg/cm}^2 < \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) = 2856 \text{ kg/cm}^2 .$$

Donc pas de risque de fissuration .

f) Condition de non poinçonnement (Art 39.54 CCBA 63)

$$\bar{V}_b = \frac{1.5 Q}{p_c h_t} \leq 1.2 \bar{V}_b$$

$$\frac{1.5 \cdot 1.75 \cdot 10^3}{92 \cdot 13} = 2.19 < 1.2 \times 5.9 = 7.08 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$$

- VERIFICATION DE LA FLECHE (Art 61.21 CCBA 60)

La flèche prise par le plancher , va être la somme des flèches suivantes :

- La flèche due à la déformation instantanée et différée sous l'effet des charges permanentes , soit: f_g
- La flèche f_{j_0} due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en oeuvre des cloisons .
- La flèche instantanée due aux surcharges d'exploitation $f_{q_0} - f_{g_0}$.

f_{q_0} et f_{g_0} ; sont respectivement, les flèches instantanées sous l'effet de l'ensemble des charges d'une part , et des charges permanentes seules , d'autre part .

La flèche maximale est : $f_t = f_g + f_{q_0} - f_{g_0} - f_{j_0}$

f_t doit être telle que : $f_t = l_x/500$

Moments

Les moments en travée sont :

- Pour l'ensemble des charges (sans majoration de 20% des surcharges) .

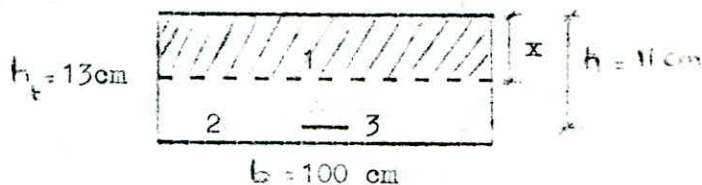
$$M_q = (0.63 + 0.44) 0.80 = 0.95 \text{ tm}$$

$$M_g = 0.63 0.80 = 0.504 \text{ tm}$$

$$M_j = j l^2 / 6 = 0.58 \text{ tm}$$

Inertie totale

En supposant la section fissurée



$$I_t = I_1 + I_2 + I_3$$

$$I_t = bx^3/3 + \frac{b(ht-x)}{3} + nA(h-x)$$

Axe neutre

$$x = h \quad ; \quad \alpha = 3 (1 - \epsilon)$$

$$x = 3 (1 - 0.9140) \cdot 11 = 2.82 \text{ cm} \quad ; \quad h = 11 \text{ cm} \quad ; \quad \epsilon = 0.9140$$

$$I_t = 100 \times 2.82^3 / 3 + 100 (13 - 2.82)^3 / 3 + 15 \times 3.92 (11 - 2.82)$$

$$I_t = 36394.42 \text{ cm}^4.$$

Valeur de λ et $/U$

$$\bar{w} = A/bh = 3.92/100 \times 11 = 0.00356$$

a) Pour les charges de courte durée d'application.

$$\lambda_c = \bar{V}_b / 72 (2 + 3b_0/b) \bar{w} = 5.9 / 72 (2 + 3) \times 0.00356 = 4.603$$

b) Pour les charges de longue durée

$$\lambda_v = \bar{V}_b / 180 (2 + 3b_0/b) \bar{w} = / 2.5 = 1.841$$

c) Pour la charge q , la contrainte dans les armatures tendues est:

$$V_a = M_q / A(h - x/3) = 2155.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$D'où : /U = 1 - \frac{5 \bar{V}_b}{4 \bar{w} V_a + 3 \bar{V}_b} = 1 - \frac{5 \times 5.9}{4 \times 0.00356 \times 2155.43 + 3 \times 5.9} = 0.39$$

d) Pour la charge g :

$$V_a = M_g / A(h - x/3) = 1270.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$/U = 1 - \frac{5 \bar{V}_b}{4 \bar{w} V_a + 3 \bar{V}_b} = 0.170$$

Modules de déformation longitudinale

$$E_v = 7000 / \sqrt{1.20 V_{20}^2} = 7000 \sqrt{1.20 \times 270} = 126000 \text{ bars}$$

$$E_i = 3 E_v = 378000 \text{ bars}$$

Flèches :

a) Calcul de $f_{g \infty}$

$$I_{fv} = I_t / (1 + \lambda_v / U) = 36394.42 / (1 + 1.841 \times 0.170) = 27411.67 \text{ cm}^4$$

$$f_g = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{0.504 \times 297.5^2 \cdot 10^5}{10 \cdot 126000 \cdot 27411.67} = 0.129 \text{ cm}$$

b) Calcul de $f_{g \alpha}$

$$I_{fi} = I_t / (1 + \lambda_i / U) = 20004.25 \text{ cm}^4$$

$$f_{g \alpha} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{0.504 \times 297.5^2 \cdot 10^5}{10 \times 378000 \times 20004.25} = 0.058 \text{ cm}$$

c) Calcul de f_{q_0}

$$I_{f1} = I_t / (1 + \lambda/U) = 36394.42 / (1 + 4.603 \times 0.391) = 12999.06 \text{ cm}^4$$

$$f_{q_0} = \frac{Mq l^2}{10 E_1 I_{f1}} = \frac{0.35 \cdot 10^5 \cdot 297.5^2}{10 \times 370000 \times 12999.06} = 0.153 \text{ cm}$$

d) Calcul de f_{j_0} :

$$\lambda = \bar{V}_b / (72(2+3b_0/b)\bar{w}) = 8.62$$

$$V_a = M/A(h-x/3) = 2719.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$/U_{j_0} = 1 - (5\bar{V}_b / 4\bar{w} V_a + 3\bar{V}_b) = 0.231$$

$$I_{f1} = 36394.4 / (1 + 0.62 \times 0.231) = 17644.91 \text{ cm}^4$$

$$f_{j_0} = \frac{0.53 \cdot 10^5 \cdot 297.5^2}{10 \cdot 370000 \times 17644.91} = 0.076 \text{ cm}$$

$$\text{Donc ; } f_t = 0.129 + 0.153 - 0.058 - 0.076 = 0.148 \text{ cm}$$

$$1/500 = 297.5/500 = 0.59 \text{ cm}$$

$f_t < 1/500$. La flèche est vérifiée .

N.B : La flèche a été vérifiée pour le panneau de dalle le plus sollicité (cas le plus défavorable) .

3 - C A C U L D E S N E R V U R E S- INTRODUCTION

Nos planchers sont à surcharges modérées ($G = 1.2 P$) ; nous calculerons les moments en travée et aux appuis par la méthode forfaitaire exposée dans l'article 55 du CCBA 68 .

Dans notre cas ,il existe 5 types de nervures .

* Type 1 : Nervures à 1 travée aux planchers :

1a)- (bureaux avec salle de réunion)

1b)- parking

* Type 2 : Nervures à 2 travées aux planchers :

2a)- Bureaux (avec salle de réunion)

2b)- Terrasse

* Type 3 : Nervures à 3 travées au plancher :

3a)- Bureaux (avec salle de réunion)

* Type 4 : Nervures à 4 travées aux planchers :

4a)- Bureaux

4b)- Bureaux (avec salle de réunion)

* Type 5 : Nervures à 5 travées au plancher :

5a)- Parking + Commerce

A - Calcul des charges et surcharges

- Type 1:

1a): Charges permanentes g .

- Plancher : $0.71 \times 3.30 = 2.34$ t/ml

- Retombée : $0.30 (0.50 - 0.13) 2.5 = 0.27$ t/ml

$g = 2.61$ t/ml

- Surcharges P

$$P = 0.5 \times 3.30 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$Q = g + 1.2 P = 2.61 + 1.2 \times 1.65 = 4.57 \text{ t/ml}$$

1b) : Charges permanentes g

$$\text{- plancher} : 0.613 \times 3.30 = 2.02 \text{ t/ml}$$

$$\text{- retombée} : 0.30 (0.50 - 0.13) 2.5 = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$g = 2.29 \text{ t/ml}$$

Surcharges p

$$p = 0.4 \times 3.30 = 1.32 \text{ t/ml}$$

$$q = g + 1.2 p = 2.29 + 1.2 \times 1.32 = 3.87 \text{ t/ml}$$

Type 2 :

2a) -- charges permanentes g

$$\text{- plancher} : 0.71 \times 3.30 = 2.34 \text{ t/ml}$$

$$\text{- retombée} : 0.30 (0.50 - 0.13) 2.5 = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$g = 2.61 \text{ t/ml}$$

: surcharges p

$$\text{- p} = 0.5 \times 3.30 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$\text{- q} = g + 1.2 p = 2.61 + 1.2 \times 1.65 = 4.59 \text{ t/ml}$$

2b) : charges permanentes g

$$\text{- plancher} : 0.82 \times 3.30 = 2.70 \text{ t/ml}$$

$$\text{- retombée} : = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$g = 2.97 \text{ t/ml}$$

surcharges p

$$\text{- p} = 0.1 \times 3.30 = 0.33 \text{ t/ml}$$

$$\text{- q} = g + 1.2 p = 2.97 + 1.2 \times 0.33 = 3.36 \text{ t/ml}$$

Type 3 :

3a) : Charges permanentes g

$$\text{- plancher} : 0.71 \times 3.30 = 2.34 \text{ t/ml}$$

$$\text{- retombée} : = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$g = 2.61 \text{ t/ml}$$

Surcharges p

$$- p = 0.5 \times 3.30 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$- q = g + 1.2 p = 2.61 + 1.2 \times 1.65 = 4.59 \text{ t/ml}$$

Type 4:

4a) : Charges permanentes g

$$- \text{plancher} : 0.71 \times 3.30 = 2.34 \text{ t/ml}$$

$$- \text{retombée} : \quad \quad \quad = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$\underline{g = 2.61 \text{ t/ml}}$$

Surcharges p

$$- p = 0.4 \times 3.30 = 1.32 \text{ t/ml}$$

$$- q = g + 1.2 p = 2.61 + 1.2 \times 1.32 = 4.19 \text{ t/ml}$$

4b) : Charges permanentes g

$$- \text{plancher} : 0.71 \times 3.30 = 2.34 \text{ t/ml}$$

$$- \text{retombée} : \quad \quad \quad = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$\underline{g = 2.61 \text{ t/ml}}$$

Surcharges p

$$- p = 0.5 \times 3.30 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$- q = g + 1.2 p = 2.61 + 1.2 \times 1.65 = 4.59 \text{ t/ml}$$

Type 5 :

5a) : Charges permanentes g

$$- \text{plancher} : 0.7 \times 3.30 = 2.34 \text{ t/ml}$$

$$- \text{retombée} : \quad \quad \quad = 0.27 \text{ t/ml}$$

$$\underline{g = 2.61 \text{ t/ml}}$$

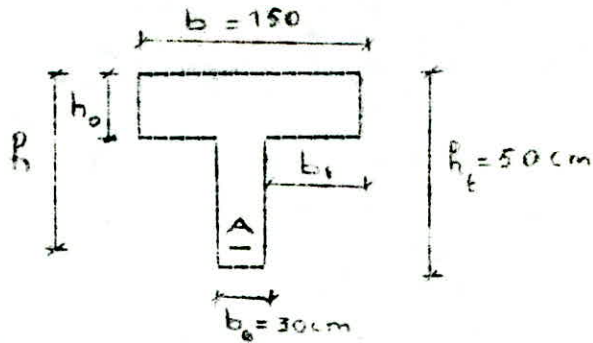
Surcharges p

$$- p = 0.5 \times 3.30 = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$- q = g + 1.2 p = 2.61 + 1.2 \times 1.65 = 4.59 \text{ t/ml}$$

B - Détermination de la largeur de la table de compression b

$$b_{1i} \leq L_i / 10 \quad ; \quad L : \text{portée libre de la nervure}$$



$$L_1 / 10 = \frac{6.60 - 0.45}{10} = 61.5 \text{ cm}$$

$$L_2 / 10 = \frac{6.60 - 0.35}{10} = 62.5 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \text{Minimum des } b_{1i} \quad ; \quad \text{on prendra } b_1 = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Or, } b_1 = \frac{b_1 - b_o}{2} = \dots, \text{ d'où } b = 2b_1 + b_o = 2 \times 60 + 30 = 150 \text{ cm}$$

Calcul des nervures (Art 55.3 CCBA 68)

Les conditions suivantes sont vérifiées pour tous nos types de nervures .

$$a) \quad 0.30 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

$$b) \quad M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.15 M_o$$

Type 1

$$1a) \quad : \quad \frac{0.4 M_o}{0.8 M_o} \quad ; \quad \frac{0.4 M_o}{0.8 M_o}$$

$$M_o = ql^2 / 8 = 22.41 \text{ t/ml} ; \text{ avec } q = 4.59 \text{ t/ml, } l = 6.25 \text{ m}$$

$$M_t = 0.8 M_o = 17.92 \text{ tm} ; M_{a1} = M_{a2} = M_a = -0.4 M_o = -3.96 \text{ tm}$$

Ferraillage

$$\text{En travée : } \bar{\omega} = \frac{15 M_t}{V_a b h^2} = \frac{15 \cdot 17.92 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0289$$

$$\text{d'où : } K = 52.93 \quad ; \quad \bar{\omega} = 0.0286 \quad ; \quad \xi = 0.9264$$

$$\text{axe neutre ; } y = h = 3(1 - \xi) h = 10.37 \text{ cm} \quad h_o = 13 \text{ cm}$$

l'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera pour une section rectangulaire ($b h_t$).

$$K = 52.93 > \bar{K} = 15 \frac{\bar{V}_a}{n\bar{V}_b} = 15 \frac{2800}{15 \cdot 137} = 20.43$$

La solution comportant uniquement des armatures tendues convient.

$$A \equiv \frac{M_t}{\bar{V}_a \xi h} \equiv \frac{17.92 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9264 \times 47} = 14.69 \text{ cm}^2 \quad (3T16 = 16.03 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Aux appuis : } \sqrt{U} = 15 \frac{M_a}{\bar{V}_a b_0 h^2} = \frac{15 \cdot 3.96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = -0.0724$$

$$\text{d'où : } K = 30.45 \bar{w} ; \quad \bar{w} = 0.5418 ; \quad \xi = 0.8900$$

$$K = 30.45 > \bar{K} = 20.43 \quad \text{donc } A' = 0 ;$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{V}_a \xi h} = \frac{3.96 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.8900 \cdot 47} = 7.65 \text{ cm}^2 \quad (4T16 = 8.04 \text{ cm}^2)$$

$$1b) : M_0 = \frac{3.87 \cdot 6.15^2}{8} = 18.29 \text{ tm} ; \quad q = 3.87 \text{ t/ml} , \quad l = 6.15 \text{ m}$$

$$M_t = 0.8 M_0 = 14.63 \text{ tm} ; \quad M_{a1} = M_{a2} = M_a = -0.4 M_0 = -7.31 \text{ tm}$$

Ferraillage

$$\text{En travée : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 14.63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0236$$

$$\text{d'où : } K = 59.63 ; \quad \bar{w} = 0.1605 ; \quad \xi = 0.9330$$

$$\text{Axe neutre : } y = h = 9.44 \text{ cm} < h_0 = 13 \text{ cm}$$

on fait le calcul pour une section rectangulaire $b \times h_t$;

$$\text{Puisque } K > \bar{K} ; \quad A = \frac{14.63 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9330 \cdot 47} = 11.91 \text{ cm}^2 \quad (4T20 = 12.56 \text{ cm}^2)$$

$$\text{Aux appuis : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 7.31 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0.0590$$

$$\text{d'où : } K = 34.50 ; \quad \bar{w} = 0.4391 ; \quad \xi = 0.8990$$

$$K > \bar{K} , \quad \text{donc : } A = \frac{7.31 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.8990 \cdot 47} = 6.17 \text{ cm}^2 \quad (4T16 = 8.04 \text{ cm}^2)$$

Type 2 :

$$2a) - q = 4.59 \text{ t/ml} ; \quad l = 6.25 \text{ m} ; \quad M_0 = \frac{4.59 \cdot 6.25^2}{8} = 22.41 \text{ tm}$$

$$\text{avec : } \begin{array}{ccccccc} & 0.2M_0 & & & & & 0.2M_0 \\ & \triangle & & & \triangle & & \triangle \\ & 1 & 0.77M_0 & 2 & 0.77M_0 & 3 & \end{array}$$

$$M_t = 17.25 \text{ tm} ; \quad M_{a1} = M_{a3} = -4.43 \text{ tm} ; \quad M_{a2} = -13.44 \text{ tm}$$

Ferraillage

$$\text{- En travée : } \lambda/U = \frac{15 \cdot 17,25 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0,0273$$

$$K = 54,25 > \bar{K} ; \bar{w} = 0,1996 ; \xi = 0,9273$$

Axe neutre : $y = h = 10,18 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{17,25 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9273 \cdot 47^2} = 14,12 \text{ cm}^2 \quad (3T16 = 16,00 \text{ cm}^2)$$

$$\text{- Aux appuis : } \lambda/U = \frac{15 \cdot 13,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0,1036$$

$$K = 23,46 ; \bar{w} = 0,8311 ; \xi = 0,8700$$

$$A = \frac{13,44 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,87 \cdot 47} = 11,73 \text{ cm}^2 \quad (4T20 = 12,56 \text{ cm}^2)$$

$$2b) - q = 3,36 \text{ t/ml} ; l = 6,25 \text{ m} ; M_t = 12,62 \text{ tm} ; M_{a1} = M_{a3} = -3,20 \text{ tm}$$

$$M_{a2} = -9,04 \text{ tm}$$

Ferraillage

$$\text{- En travée : } \lambda/U = \frac{15 \cdot 12,62 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0,0204$$

$$K = 64,87 ; \bar{w} = 0,1447 ; \xi = 0,9374$$

Axe neutre : $y = h = 8,82 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{12,62 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9374 \cdot 47} = 10,23 \text{ cm}^2 \quad (6T16 = 12,06 \text{ cm}^2)$$

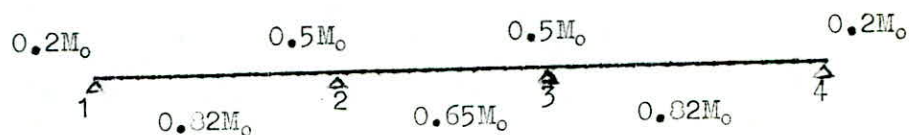
$$\text{Aux appuis : } \lambda/U = \frac{15 \cdot 9,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0,0795$$

$$K = 28,71 ; \bar{w} = 0,5970 ; \xi = 0,8856$$

$$A = \frac{9,84 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8856 \cdot 47} = 8,44 \text{ cm}^2$$

Type 3:

$$q = 4,59 \text{ t/ml} ; l = 6,25 \text{ m} ; M_0 = 22,41 \text{ tm}$$



$$M_{t12} = M_{t34} = 18,37 \text{ tm} ; M_{t23} = 14,56 \text{ tm} ; M_{a1} = M_{a4} = -4,48 \text{ tm}$$

$$M_{a2} = M_{a3} = -11,20 \text{ tm} .$$

Ferraillage

$$- \text{En travée : } \lambda U = \frac{15 \cdot 18.37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0296$$

$$K = 52.20 > \bar{K} ; \bar{w} = 0.2138 ; \xi = 0.9256$$

Axe neutre : $y = h = 10.49 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{18.37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9256 \cdot 47} = 15.06 \text{ cm}^2 \quad (8T16 = 16.03 \text{ cm}^2)$$

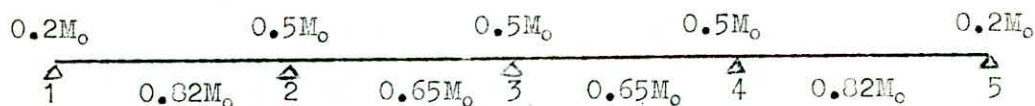
$$- \text{Aux appuis : } \lambda U = \frac{15 \cdot 11.20 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0.0905$$

$$K = 26.39 ; \bar{w} = 0.6366 ; \xi = 0.8792$$

$$A = \frac{11.20 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.8792 \cdot 47} = 9.67 \text{ cm}^2 \quad (4T20 = 12.56 \text{ cm}^2)$$

Type 4 :

$$4a) - q = 4.19 \text{ t/ml} ; l = 6.25 \text{ m} ; M_0 = 20.45 \text{ tm}$$



$$M_{t12} = M_{t45} = 16.76 \text{ tm} ; M_{t23} = M_{t34} = 13.29 \text{ tm}$$

$$M_{a1} = M_{a5} = -4.09 \text{ tm} ; M_{a2} = M_{a3} = M_{a4} = -10.22 \text{ tm}$$

Ferraillage

$$- \text{En travée : } \lambda U = \frac{15 \cdot 16.76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0270$$

$$K = 53.03 > \bar{K} ; \bar{w} = 0.1946 ; \xi = 0.9256$$

Axe neutre : $y = h = 10.06 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{16.76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9256 \cdot 47} = 12.73 \text{ cm}^2 \quad (8T16 = 16.03 \text{ cm}^2)$$

$$- \text{Aux appuis : } \lambda U = \frac{15 \cdot 10.22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0.0326$$

$$K = 27.95 > \bar{K} ; \bar{w} = 0.6246 ; \xi = 0.8736$$

$$A = \frac{10.22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.8736 \cdot 47} = 8.70 \text{ cm}^2 \quad (4T20 = 12.56 \text{ cm}^2)$$

$$4b) - q = 4.59 \text{ t/ml} ; l = 6.25 \text{ m} ; M_0 = 22.41 \text{ tm}$$

$$M_{t12} = 18.37 \text{ tm} ; M_{t23} = M_{t34} = 14.56 \text{ tm} ; M_{a1} = M_{a5} = -4.43 \text{ tm}$$

$$M_{a2} = M_{a3} = M_{a4} = -11.20 \text{ tm}$$

Ferraillage :

$$- \text{En travée : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 10.37 \cdot 10^5}{2000 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0296$$

Axe neutre : $y = h = 10.49 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{10.37 \cdot 10^5}{2000 \cdot 0.9256 \cdot 47} = 15.03 \text{ cm}^2 \quad (\text{BT16} = 16.03 \text{ cm}^2)$$

$$- \text{Aux appuis : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 11.20 \cdot 10^5}{2000 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0.0905$$

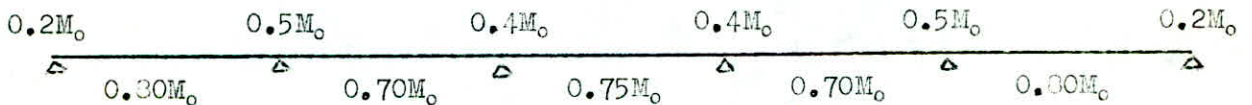
$$K = 26.39 \quad ; \quad \bar{w} = 0.6366 \quad ; \quad \xi = 0.8792$$

$$\text{N.B.} \quad K = 52.20 \quad ; \quad \bar{w} = 0.2130 \quad ; \quad \xi = 0.9256 \quad (\text{cas en travée})$$

$$A = \frac{11.20 \cdot 10^5}{2000 \cdot 0.8792 \cdot 47} = 9.67 \text{ cm}^2$$

Type 5 :

$$- q = 4.59 \text{ t/ml} \quad ; \quad l = 6.15 \text{ m} \quad ; \quad M_0 = 21.70 \text{ tm}$$



$$M_{t12} = M_{t56} = 17.36 \text{ tm} \quad ; \quad M_{t23} = M_{t45} = 15.19 \text{ tm} \quad ; \quad M_{t34} = 16.27 \text{ tm}$$

$$M_{a1} = M_{a6} = -4.34 \text{ tm} \quad ; \quad M_{a2} = M_{a5} = -10.85 \text{ tm}$$

$$M_{a3} = M_{a4} = -8.63 \text{ tm}$$

Ferraillage :

$$- \text{En travée : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 17.36 \cdot 10^5}{2000 \cdot 150 \cdot 47^2} = 0.0280$$

$$K = 53.87 > \bar{K} \quad ; \quad \bar{w} = 0.2021 \quad ; \quad \xi = 0.9274$$

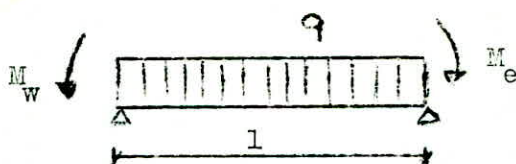
Axe neutre : $y = h = 10.23 < h_0$ section rectangulaire

$$A = \frac{17.36 \cdot 10^5}{2000 \cdot 0.9274 \cdot 47} = 14.22 \text{ cm}^2 \quad (\text{BT16} = 16.03 \text{ cm}^2)$$

$$- \text{Aux appuis : } \sqrt{U} = \frac{15 \cdot 10.85 \cdot 10^5}{2000 \cdot 30 \cdot 47^2} = 0.0877$$

$$K = 26.95 > \bar{K} \quad ; \quad \bar{w} = 0.6635 \quad ; \quad \xi = 0.8303$$

$$A = \frac{10.85 \cdot 10^5}{2000 \cdot 0.8303 \cdot 47} = 9.36 \text{ cm}^2 \quad (\text{4T20} = 12.56 \text{ cm}^2)$$

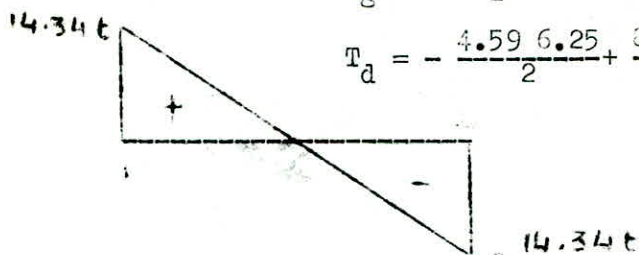
EFFORTS TRANCHANTS

$$T_g = ql/2 + (M_w - M_e)/l \quad ; \quad T_d = -ql/2 + (M_w - M_e)/l$$

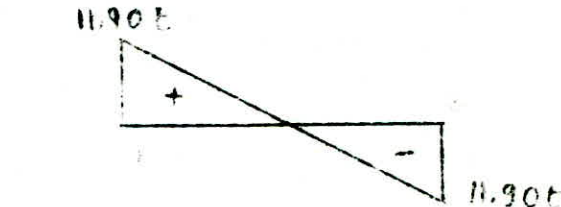
Type 1:

1a) : Travée 1-2 : $T_g = \frac{4.59 \times 6.25}{2} + \frac{0.96 - 0.96}{6.25} = 14.34 \text{ t}$

$$T_d = -\frac{4.59 \times 6.25}{2} + \frac{0.96 - 0.96}{6.25} = -14.34 \text{ t}$$



1b) : Travée 1-2 :

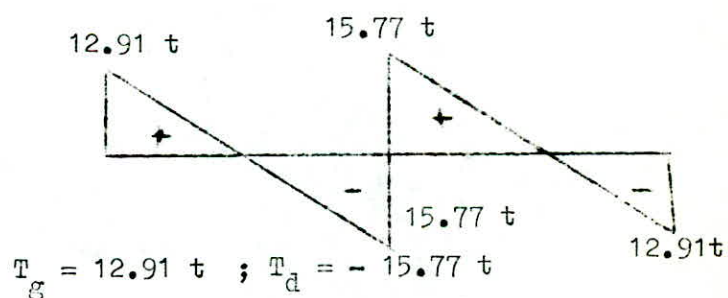


$$T_g = \frac{3.07 \times 6.15}{2} + \frac{7.31 - 7.31}{6.15} = 11.90 \text{ t}$$

$$T_d = -\frac{3.07 \times 6.15}{2} + \frac{7.31 - 7.31}{6.15} = -11.90 \text{ t}$$

Type 2:

2a) : Travée 1-2 :

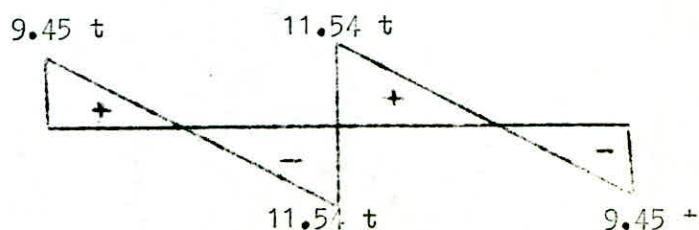


$$T_g = 12.91 \text{ t} \quad ; \quad T_d = -15.77 \text{ t}$$

: Travée 2-3:

$$T_g = 15.77 \text{ t} \quad ; \quad T_d = -12.91 \text{ t}$$

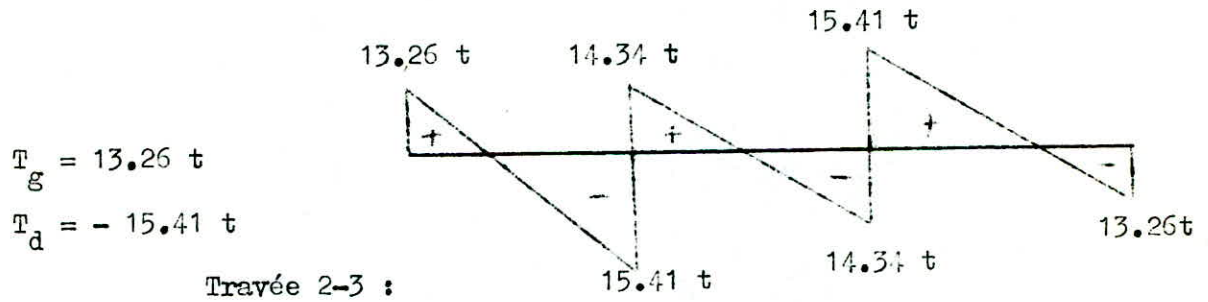
2b) : Travée 1-2 :



$$T_g = 9.45 \text{ t} ; T_d = - 11.54 \text{ t} ; T_g = 11.54 \text{ t} ; T_d = - 9.45 \text{ t}$$

Type 3 :

3a) : Travée 1-2 :



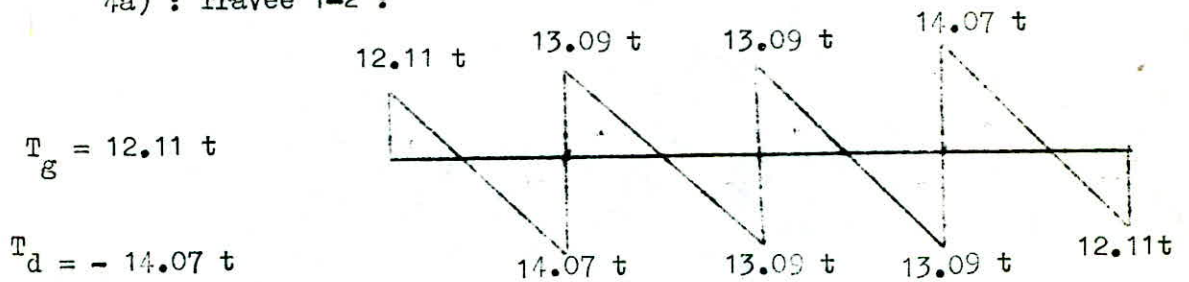
$$T_g = 14.34 \text{ t} ; T_d = - 14.34 \text{ t}$$

Travée 3-4 :

$$T_g = 15.41 \text{ t} ; T_d = - 13.26 \text{ t}$$

Type 4 :

4a) : Travée 1-2 :



$$T_g = 13.09 \text{ t} ; T_d = - 13.09 \text{ t}$$

Travée 3-4 :

$$T_g = 13.09 \text{ t} ; T_d = - 13.09 \text{ t}$$

Travée 4-5 :

$$T_g = 14.07 \text{ t} ; T_d = - 12.11 \text{ t}$$

4b) : Travée 1-2 :

$$T_g = 13.36 \text{ t} ; T_d = - 15.32 \text{ t}$$

Travée 2-3 :

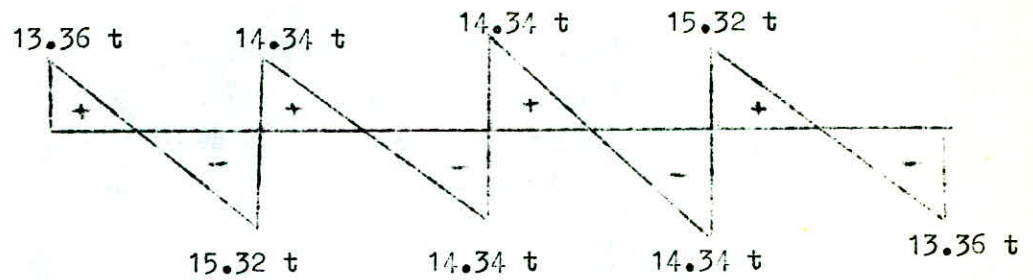
$$T_g = 14.34 \text{ t} ; T_d = - 14.34 \text{ t}$$

Travée 3-4 :

$$T_g = 14.34 \text{ t} ; T_d = - 14.34 \text{ t}$$

Travée 4-5 :

$$T_g = 15.32 \text{ t} ; T_d = - 13.36 \text{ t}$$



Type 5:

5a) : travée 1-2 :

$$T_g = 13.05 \text{ t} ; T_d = - 15.17 \text{ t}$$

travée 2-3 :

$$T_g = 14.46 \text{ t} ; T_d = - 13.76 \text{ t}$$

travée 3-4 :

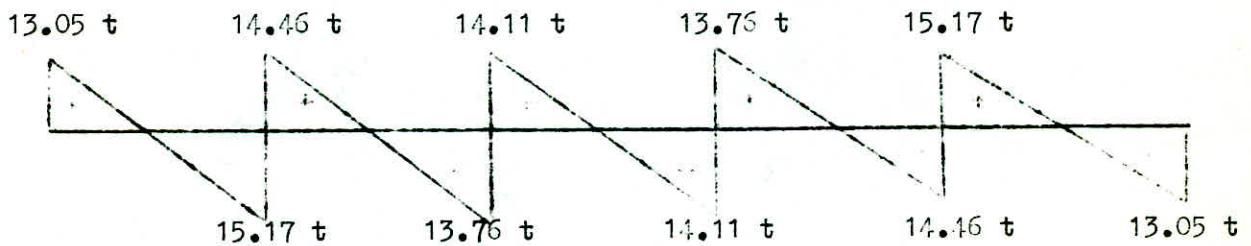
$$T_g = 14.11 \text{ t} ; T_d = - 14.11 \text{ t}$$

travée 4-5 :

$$T_g = 13.76 \text{ t} ; T_d = - 14.46 \text{ t}$$

travée 5-6 :

$$T_g = 15.17 \text{ t} ; T_d = - 13.05 \text{ t}$$



VERIFICATION DES CONTRAINTES* Type 1 :

1a) - En travée : $-\bar{w} = 100A/bh = 100 \cdot 16.08/150 \cdot 47 = 0.2280$

$K = 50.27 ; \xi = 0.9234$

$-\bar{V}_a = M_t/A \cdot h = \frac{17.92 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2567.81 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{V}_a < \bar{V}_a = 2000 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifiée}$

$-\bar{V}_b = \bar{V}_a / K = 2567.81/50.27 = 51.01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$

- Sur appui : $-\bar{w} = 100A/b_0h = 100 \cdot 8.04/30 \cdot 47 = 0.5702$

$K = 29.56 ; \xi = 0.8878$

$-\bar{V}_a = M_a/A \cdot h = \frac{8.96 \cdot 10^5}{8.04 \cdot 0.8878 \cdot 47} = 2670 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte dans les aciers est vérifiée .

$-\bar{V}_b^1 = \bar{V}_a / K = 90.32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1 = 137 \text{ kg/cm}^2$

1b) - Entravée : $-\bar{w} = \frac{100 \cdot 12.56}{150 \cdot 47} = 0.1781 ; K=57.89 ; \xi = 0.9314$

$-\bar{V}_a = 14.63 \cdot 10^5/12.56 \cdot 0.9314 \cdot 47 = 2660.85 \text{ kg/cm}^2$

$-\bar{V}_b = \bar{V}_a / K = 45.96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1 = 137 \text{ kg/cm}^2$

- Sur appui : $-\bar{w} = 100 \cdot 8.04/30 \cdot 47 = 0.5702$

$K = 29.56 ; \xi = 0.8878$

$-\bar{V}_a = \frac{7.31 \cdot 10^5}{8.04 \cdot 0.8878 \cdot 47} = 2178.95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$

$-\bar{V}_b^1 = 2178.95/29.56 = 73.71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$

Type 2 :

2a) - En travée : $-\bar{w} = 100 \cdot 16.08/150 \cdot 47 = 0.2280$

$K = 50.27 ; \xi = 0.9234$

$-\bar{V}_a = \frac{17.25 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2471.81 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$

$-\bar{V}_b^1 = 2471.81/50.27 = 49.17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$

- Sur appui : $-\bar{w} = \frac{100 \cdot 12.56}{30 \cdot 47} = 0.3907$

$K = 22.48 ; \xi = 0.8666$

$-\bar{V}_a = 13.44 \cdot 10^5/12.56 \cdot 0.8666 \cdot 47 = 2627.19 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{v}_b^1 = 2627.19/22.48 = 116.86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

2b) - En travée : $-\bar{w} = 100 \cdot 12.06/150 \cdot 47 = 0.1710$

$$K = 59.18 ; \varepsilon = 0.9326$$

$$-\bar{v}_a = \frac{12.62 \cdot 10^5}{12.06 \cdot 0.9326 \cdot 47} = 2307.36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$-\bar{v}_b^1 = 2307.36/59.18 = 40.34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

- Sur appui : $-\bar{w} = 100 \cdot 9.42/30 \cdot 47 = 0.6680$

$$K = 26.81 ; \varepsilon = 0.8004$$

$$-\bar{v}_a = 9.84 \cdot 10^5/9.42 \cdot 0.8004 \cdot 47 = 2524.44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a$$

$$-\bar{v}_b^1 = 2524.44/26.81 = 94.16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

Type 3 :

3a) - En travée : $-\bar{w} = \frac{100 \cdot 16.08}{150 \cdot 47} = 0.2280 ; K = 50.27 ; \varepsilon = 0.9234$

$$-\bar{v}_a = \frac{18.37 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2632.30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a$$

$$-\bar{v}_b^1 = 2632.30/50.27 = 52.26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

- Sur appui : $-\bar{w} = 100 \cdot 12.56/30 \cdot 47 = 0.8907 ; K = 22.48$

$$\varepsilon = 0.8666$$

$$-\bar{v}_a = \frac{11.20 \cdot 10^5}{12.56 \cdot 0.8666 \cdot 47} = 2189.33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a$$

$$-\bar{v}_b^1 = \frac{2189.33}{22.48} = 97.39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

Type 4 :

4a) - En travée : $-\bar{w} = 0.2280 ; K = 50.27 ; \varepsilon = 0.9234$

$$-\bar{v}_a = \frac{16.76 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2401.59 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a$$

$$-\bar{v}_b^1 = \frac{2401.59}{50.27} = 47.77 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

- Sur appui : $-\bar{w} = 0.8907 ; K = 22.48 ; \varepsilon = 0.8666$

$$-\bar{v}_a = \frac{10.22 \cdot 10^5}{12.56 \cdot 0.8666 \cdot 47} = 1997.76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_a$$

$$-\bar{v}_b^1 = \frac{1997.76}{22.48} = 88.86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_b^1$$

4b) - En travée : $-\bar{w} = 0.2280 ; K = 50.27 ; \varepsilon = 0.9234$

$$- \bar{V}_a = \frac{18.37 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2632.30 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$$

$$- \bar{V}_b^1 = \frac{2632.30}{50.27} = 52.36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$$

- Sur appui : $-\bar{w} = 0.8907$; $K = 22.48$; $\epsilon = 0.8666$

$$- \bar{V}_a = \frac{11.20 \cdot 10^5}{12.56 \cdot 0.8666 \cdot 47} = 2189.33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$$

$$- \bar{V}_b^1 = \frac{2189.33}{22.48} = 97.39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$$

Type 5 :

5a) - En travée : $-\bar{w} = 0.2280$; $K = 50.27$; $\epsilon = 0.9234$

$$- \bar{V}_a = \frac{17.36 \cdot 10^5}{16.08 \cdot 0.9234 \cdot 47} = 2487.57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$$

$$- \bar{V}_b^1 = \frac{2487.57}{50.27} = 49.48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$$

- Sur appui : $-\bar{w} = 0.8907$; $K = 22.48$; $\epsilon = 0.8666$

$$- \bar{V}_a = \frac{10.85 \cdot 10^5}{12.56 \cdot 0.8666 \cdot 47} = 2120.91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_a$$

$$- \bar{V}_b^1 = \frac{2120.91}{22.48} = 94.34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_b^1$$

VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FRAGILITE (Art 52 CCBA 63)

$$A \geq \psi_t b h \frac{\bar{V}_b}{\bar{V}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2 (I); \quad \psi_t = 0.54 \text{ pour les aciers écrouis}$$

$$h_t = 50 \text{ cm} ; \quad h = 47 \text{ cm} ; \quad \bar{V}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{V}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

- En travée : $b = 150 \text{ cm}$

$$A = 0.54 \cdot 150 \cdot 47 \cdot \frac{5.9}{2300} \cdot \left(\frac{50}{47} \right)^2 = 9.07 \text{ cm}^2$$

- Sur appui : $b = 30 \text{ cm}$

$$A = 0.54 \cdot 30 \cdot 47 \cdot \frac{5.9}{2300} \cdot \left(\frac{50}{47} \right)^2 = 1.81 \text{ cm}^2$$

Les 5 types de nervures (en travée comme sur appui) vérifient (I)

VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FISSURATION (Art 49.22 CCBA 63)

$$\bar{V}_1 = K \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad . \quad \text{Avec : } \phi : \text{diamètre nominal en mm de la plus grosse barres tendue .}$$

$$\bar{V}_2 = 2.4 \sqrt{\frac{n}{\phi} K \bar{V}_b}$$

$n = 1.6$ Acier HA

$K = 1.5 \cdot 10^5$ fissuration peu nuisible

$\bar{w}_f = A/B_f$, A: Aire de la section droite

On vérifiera aussi :

des aciers tendus prises en

$$\text{Max} (\bar{V}_1, \bar{V}_2)$$

compte.

est supérieur à $\bar{V}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$. B_f : Section d'enrobage .

Type 1 : En travée :

$$1a) : - \bar{w}_f = A/B_f = 16.08/230 \cdot 3 = 0.0893$$

$$- \bar{V}_1 = 1.5 \cdot 10^5 \frac{1.6 \cdot 0.0893}{16 \cdot (1+10 \cdot 0.0893)} = 7076.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \bar{V}_2 = 2.4 \sqrt{1.6 \cdot 1.5 \cdot 10^5 \cdot 5.9/16} = 2257.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1, \bar{V}_2) = 7076.06 > \bar{V}_a = 2300 \text{ kg/cm}^2$$

Sur appui :

$$- \bar{w} = A/B_f = A/2b_0d = 8.04/230 \cdot 3 = 0.0446$$

$$- \bar{V}_1 = 4626.55 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) = 4626.55 \text{ kg/cm}^2 > \bar{V}_a = 2000 \text{ kg/cm}^2$$

$$1b) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0697 ; \bar{V}_1 = 4928 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a .$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0446 ; \bar{V}_1 = 4626.55 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1 ; \bar{V}_2) = 4626.55 \text{ kg/cm}^2 > \bar{V}_a$$

Type 2 :

$$2a) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0893 ; \bar{V}_1 = 7076.06 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0697 ; \bar{V}_1 = 4928.69 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$2b) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0670 ; \bar{V}_1 = 6017.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0523 ; \bar{V}_1 = 4120.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

Type 3 :

$$3a) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0893 ; \bar{V}_1 = 7076.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0697 ; \bar{V}_1 = 4928.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

Type 4 :

$$4a) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0893 ; \bar{V}_1 = 7076.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0697 ; \bar{V}_1 = 4928.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$4b) :- \text{En travée} : \bar{w}_f = 0.0893 ; \bar{V}_1 = 7076.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2257.78 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0697 ; \bar{V}_1 = 4928.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (\bar{V}_1 , \bar{V}_2) > \bar{V}_a$$

Type 5 :

$$5a) : - \text{En travées} : \bar{w}_f = 0.0393 ; V_1 = 7076.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_2 = 2257.70 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (V_1, V_2) > \bar{V}_a .$$

$$- \text{Sur appui} : \bar{w}_f = 0.0697 ; V_1 = 4920.69 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_2 = 2019.42 \text{ kg/cm}^2 ; \text{Max} (V_1, V_2) > \bar{V}_a .$$

VERIFICATION DE LA FLECHE (Art 61.21 CCIM 68)

Si $h_t/l \geq 1/10 \cdot M_t/M_o$, on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches .

Sous réserve que : $A/b_o h \leq 43/\bar{V}_{en}$, b_o : largeur de la nervure ceci, pour les poutres associées à un hourdis tq : $h_t/l \leq 1/16$

Type 1 :

$$1a) : A/b_o h = 16.08/30 \cdot 47 = 0.01 \leq 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 50/625 = 0.08 \geq 1/10 \cdot M_t/M_o = 1/10 \cdot 0.00 = 0.00$$

$$1b) : A/b_o h = 12.56/30 \cdot 47 = 0.009 \leq 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 50/615 = 0.08 \geq 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.08$$

Type 2 :

$$2a) : A/b_o h = 16.08/30 \cdot 47 = 0.01 \leq 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 0.08 \geq 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.077$$

$$2b) : A/b_o h = 12.06/30 \cdot 47 = 0.008 < 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 50/625 = 0.08 > 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.077$$

Type 3 :

$$3a) : A/b_o h = 0.01 \leq 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 0.08 \geq 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.08$$

Type 4 :

$$4a) : A/b_o h = 0.01 \leq 43/\bar{V}_{en} = 0.01$$

$$h_t/l = 0.08 \geq 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.08$$

$$4b) : A/b_o h = 0.01 \leq 43/\sqrt{v_{en}} = 0.01$$

$$h_t/l = 0.08 \Rightarrow 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.08$$

Type 5 :

$$5a) : A/b_o h = 0.01 \leq 43/\sqrt{v_{en}} = 0.01$$

$$h_t/l = 0.08 \Rightarrow 1/10 \cdot M_t/M_o = 0.08$$

VERIFICATION D'ADHERENCE (Art 29 CCTA 63)

Pour les poutres : $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{v}_b$; avec $\psi_d = 1.5$ aciers HA

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} ; \text{ avec : } - T = T_{\max}$$

$$- z = 7/8 h$$

$$- p = II \phi \text{ pour une barre isolée}$$

$$- p = 2d + II \phi$$

$$- d = II \phi / 2$$

d'où :

$$p = 2II\phi \text{ pour un paquet de 2 barres}$$

Type 1 :

1a) : - 4T16 isolées

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{v}_b = 2 \cdot 1.5 \cdot 5.9 = 17.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{npz} = \frac{14.34 \cdot 10^3}{4 \cdot 5.026 \cdot 41.125} = 17.34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

1b) : - 4T16 isolées

$$\bar{\sigma}_d = \frac{11.90 \cdot 10^3}{4 \cdot 5.026 \cdot 41.125} = 14.39 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Type 2 :

2a) : - 4T20 isolées

$$\bar{\sigma}_d = \frac{15.77 \cdot 10^3}{4 \cdot 6.283 \cdot 41.125} = 15.25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

2b) : - 3T20 isolées

$$\bar{\sigma}_d = \frac{11.54 \cdot 10^3}{3 \cdot 6.283 \cdot 41.25} = 14.89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Type 3 :

3a) : - 4T20 isolées

$$\tau_d = \frac{15.41 \cdot 10^3}{4 \cdot 6.283 \cdot 41.25} = 14.90 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Type 4 :

4a) : - 4T20 isolées

$$\tau_d = \frac{14.07 \cdot 10^3}{4 \cdot 6.283 \cdot 41.125} = 13.61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

4b) : - 4T20 isolées

$$\tau_d = \frac{15.32 \cdot 10^3}{4 \cdot 6.283 \cdot 41.125} = 14.82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

Type 5 :

5a) : - 4T20 isolées

$$\tau_d = \frac{15.17 \cdot 10^3}{4 \cdot 6.283 \cdot 41.125} = 14.67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT1. Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuisOn devra vérifier : $A\bar{V}_a = T + M/z$ Type 1 :1a) : A = 4T16 = 8.04 cm² ; T = 14.34 t ; M = - 8.96 tm ; z=7/Oh

$$A\bar{V}_a = 8.04 \cdot 2800 = 22512 \text{ kg} > 14340 \pm (-8.96 \cdot 10^5 / 41.125) = -7447 \text{ kg}$$

1b) : A = 4T20 = 12.56 cm² ; T = 11.90 t ; M = - 7.31 tm

$$A\bar{V}_a = 35168 \text{ kg} > T + M/z = - 5875 \text{ kg.}$$

Type 2 :2a) : - A = 6T16 = 12.06 cm² ; T₁ = 15.77 t

$$T_2 = 12.91 \text{ t} ; M_1 = - 13.44 \text{ tm} ; M_2 = - 4.48 \text{ tm}$$

$$A\bar{V}_a = 33768 \text{ kg} > (T + M/z = (-16910.95, 2016.38))$$

2b) : - A = 4T16 = 8.04 cm² ; T₁ = 9.45 t

$$T_2 = 11.50 \text{ t} ; M_1 = - 3.28 \text{ tm} ; M_2 = - 9.48 \text{ tm}$$

$$A\bar{V}_a = 22512 \text{ kg} > T + M/z = (1474.31, -12387.05)$$

Type 3 :

$$3a) : -A = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2 ; T_1 = 13.26 \text{ t} ; T_2 = 14.34 \text{ t}$$

$$T_3 = 15.41 \text{ t} ; M_1 = -4.48 \text{ tm} ; M_2 = -11.20 \text{ tm} ; M_3 = -11.20 \text{ tm}$$

$$\overline{AV}_a = 33768 \text{ kg} > T+M/z = (2366.38 , -12894.04 , -11824.04)$$

Type 4 :

$$4a) : -A = 4T16 = 8.04 \text{ cm}^2 ; T_1 = 12.11 \text{ t} ; T_2 = 13.09 \text{ t}$$

$$T_3 = 13.09 \text{ t} ; T_4 = 14.07 \text{ t} ; M_1 = -4.09 \text{ tm}$$

$$M_2 = M_3 = M_4 = -10.22 \text{ tm}$$

$$\overline{AV}_a = 22512 \text{ kg} > T+M/z = (2164.71 ; -11761.06 ; -10781)$$

$$4b) : -A = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2 ; T_1 = 13.36 \text{ t} ; T_2 = T_3 = 14.34 \text{ t}$$

$$T_4 = 15.32 \text{ t} ; M_1 = -4.48 \text{ tm} ; M_2 = M_3 = M_4 = -11.20 \text{ tm}$$

$$\overline{AV}_a = 33768 \text{ kg} > T+M/z = (2466.38 , -12904.04 , -11914.04)$$

Type 5 :

$$5a) : -A = 6T16 = 12.06 \text{ cm}^2 ; T_1 = 13.05 \text{ t} ; T_2 = 14.46 \text{ t}$$

$$T_3 = 14.11 \text{ t} ; T_4 = 13.76 \text{ t} ; T_5 = 15.17 \text{ t}$$

$$M_1 = -4.34 \text{ tm} ; M_2 = M_5 = -10.05 \text{ tm} ; M_3 = M_4 = -8.63 \text{ tm}$$

$$\overline{AV}_a = 33768 \text{ kg} > T+M/z = (2496.8 , -11922.97 , -11212.97 ,$$

$$-7346.38) \text{ tm}$$

Remarque :

Si $T + M/z$ est négatif, l'ancrage est non nécessaire, si non l'ancrage au-delà de l'appui, doit être assuré pour équilibrer l'effort $T + M/z$.

2. Calcul des armatures transversales (Art 25 CCBA 68)

$$\bar{\tau}_b = T/b_0 z \leq \bar{\tau}_b = \begin{cases} (4.5 - \sqrt{V_b'/V_{b_0}'}) \bar{V}_b & \text{si } \bar{V}_b' \leq V_b' \leq 2\bar{V}_b' \\ 3.5 \bar{V}_b & \text{si } V_b' < \bar{V}_b' \end{cases}$$

$$\bar{V}_{at} = f \bar{V}_{en} , \text{ avec } f = \text{Max} (2/3 ; 1 - \bar{\tau}_b/9\bar{V}_b)$$

$$\bar{t} = \text{Max} \begin{cases} t_1 = 0.2 h \\ t_2 = (1 - 0.3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{V}_b}) h \end{cases} ; t = A_t z \frac{\bar{V}_{at}}{T}$$

Type 1 :

$$1a) : - \bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{14.34 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 47} = 11.62 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_b' = 90.32 \text{ kg/cm}^2 , \text{ d'où : } \bar{\tau}_b = (4.5 - \frac{90.32}{68.5}) 5.9 = 16.77 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$; on utilisera des armatures transversales

perpendiculaires à la ligne moyenne .

On prend 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 8$. Aciers FeE24 $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$f = \text{Max} (2/3 , 0.73) = 0.73 , \text{ d'où : } \bar{V}_{at} = 0.73 \cdot 2400 = 1752 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4 , t_2 = 19.23) = 19.23 \text{ cm}$$

$$t = A_t z \frac{\bar{V}_{at}}{T} = 2.01 \cdot 41.125 \cdot 1752 / 14.34 \cdot 10^3 = 10.73 \text{ cm}$$

Soit $t = 10 \text{ cm}$ $\bar{t} = 19 \text{ cm}$.

Le 1er cours d'armatures transversales sera placé à $t/2 = 5 \text{ cm}$

de l'appui. Pour les autres espacements , on appliquera la série de

CAQUOT , tout en respectant l'Article 25.12 du CCBA 68 , qui

recommande un espacement $t = h = 47 \text{ cm}$.

$$1b) : - \bar{\tau}_b = \frac{11.90 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 9.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{V}_b' = 73.71 \text{ kg/cm}^2 , \text{ d'où : } \bar{\tau}_b = (4.5 - \frac{73.71}{68.5}) 5.9 = 20.20 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$.

Prenons 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 8$ FeE24 , $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$.

$$\bar{V}_{at} = f \bar{V}_{en} ; f = \text{Max} (2/3 , 0.818) = 0.818 , \text{ d'où :}$$

$$\bar{V}_{at} = 0.818 \cdot 2400 = 1963.20 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4 \text{ cm} , t_2 = 23.96 \text{ cm}) = 23 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1963.20}{14.34 \cdot 10^3} = 13.63 \text{ cm} : \text{ soit } t = 13 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 6$ cm, puis la série de CAQUOT, avec $t \leq h$

Type 2 :

$$2a) : - \bar{\tau}_b = \frac{15.77 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 12.73 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{v}_b = 116.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_b = 16.43 \text{ kg/cm}^2$$

On prend 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 3$ FeE24, $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\bar{v}_{at} = \rho \bar{v}_{en}, \rho = \text{Max} (2/3, 0.759) = 0.759$$

$$\bar{v}_{at} = 0.759 \cdot 2400 = 1821.60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4 \text{ cm}, t_2 = 16.45 \text{ cm}) = 16 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1821.60}{15.77 \cdot 10^3} = 9.54 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 9 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 4$ cm

$$2b) : - \bar{\tau}_b = \frac{11.54 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 9.35 \text{ kg/cm}^2, \bar{v}_b = 94.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 13.43 \text{ kg/cm}^2$$

Prenons 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 3$, $A_t = 1.50 \text{ cm}^2$

$$\bar{v}_{at} = \rho \bar{v}_{en}; \rho = \text{Max} (2/3, 0.82) = 0.82$$

$$\bar{v}_{at} = 0.82 \cdot 2400 = 1968 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4, t_2 = 24.65)$$

$$t = \frac{1.50 \cdot 41.125 \cdot 1968}{11.54 \cdot 10^3} = 10.52 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 10 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 5$ cm ; puis on applique la série de CAQUOT .

Type 3 :

$$3a) : - \bar{\tau}_b = \frac{15.41 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 12.49 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{v}_b = 97.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_b = 18.16 \text{ kg/cm}^2$$

On prend 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 3$ FeE24 ; $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\bar{v}_{at} = 0.76 \cdot 2800 = 1824 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{t} = \text{Max} (9.4, 17.15) = 17 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1824}{15.41 \cdot 10^3} = 9.73 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 9 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 4$ cm ; puis la série de CAQUOT ($t \leq h$)

Type 4 :

$$4a) : - \bar{\tau}_b = \frac{14.07 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 11.40 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_b = 88.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau} = 18.89 \text{ kg/cm}^2$$

On prend 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 8$ FeE24 ; $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\bar{V}_{at} = \rho \bar{V}_{en} , \text{ avec } \rho = \text{Max} (2/3 , 0.78) = 0.78 , \text{ d'où : } \bar{V}_{at} = 1872 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4 , t_2 = 19.75) = 19 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1872}{14.07 \cdot 10^3} = 10.99 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 10 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 5 \text{ cm}$, puis la série de CAQUOT .

$$4b) : - \bar{\tau}_b = \frac{15.32 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 12.41 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_b = 97.39 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_b = 18.16 \text{ kg/cm}^2$$

Prenons 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 8$ FeE24 , $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\bar{V}_{at} = \rho \bar{V}_{en} , \text{ avec } \rho = \text{Max} (2/3 , 0.76) = 0.76$$

$$\text{d'où ; } \bar{V}_{at} = 0.76 \cdot 2400 = 1824 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\bar{t} = \text{Max} (t_1 = 9.4 , t_2 = 17.34) = 17 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1824}{15.32 \cdot 10^3} = 9.84 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 9 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 4 \text{ cm}$; puis la série de CAQUOT .

Type 5 :

$$5a) : - \bar{\tau}_b = \frac{15.17 \cdot 10^3}{30 \cdot 41.125} = 12.29 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{V}_b = 94.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_b = 18.42 \text{ kg/cm}^2$$

Prenons 1 cadre + 2 épingles $\emptyset 8$ FeE24 ; $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

$$\bar{V}_{at} = \rho \bar{V}_{en} ; \text{ avec } : \rho = \text{Max} (2/3 , 0.76) = 0.76$$

$$\bar{V}_{at} = 0.76 \cdot 2400 = 1824 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\bar{t} = \text{Max} (9.4 , 17.62) = 17 \text{ cm}$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 41.125 \cdot 1824}{15.17 \cdot 10^3} = 9.93 \text{ cm} ; \text{ soit } t = 9 \text{ cm} .$$

Le 1er cours sera à $t/2 = 4 \text{ cm}$, puis on applique la série de CAQUOT avec : $t \leq h$.

4 - CALCUL DE LA POUTRE AUXILIAIRE

La poutre auxiliaire étant une poutre supportée par un potelet et un poteau de l'ossature, elle ne fait pas partie des éléments de contreventement. Elle a pour dimensions : $35 \times 55 \text{ cm}^2$

Charges et surcharges

$$- g = 0.71 \text{ t/m}^2$$

$$- p = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$- \text{ Poids de la dalle} = 1.17 \text{ t/ml}$$

$$- \text{ Poutre principale} = 0.43 \text{ t/ml}$$

$$\text{Donc : } G = 1.65 \text{ t/ml}$$

$$P = 0.82 \text{ t/ml}$$

$$Q = G + 1.2 P = 1.65 + 1.2 \times 0.82 = 2.63 \text{ t/ml}$$

Moments fléchissants

$$- \text{ A l'appui : } M = \frac{ql^2}{8} = \frac{2.63 \times 3.30^2}{8} = 3.58 \text{ t.m}$$

$$- \text{ En travées : } M = 2 \text{ t.m}$$

Effort tranchant

$$- T = \frac{5ql}{8} = 5.42 \text{ t}$$

Ferrailage

D'après la méthode de P.CHARON, on déterminera le ferrailage nécessaire de cette poutre.

Armatures supérieures (à l'appui)

$$\mu = \frac{15 \times M}{\xi \cdot bh^2} = \frac{15 \times 3.58 \cdot 10^5}{2300 \times 35 \times 50^2} = 0.0219$$

}	$\mu = 62.16$
	$\omega = 0.1564$
	$\xi = 0.9352$

$$\text{Avec } h = h_t - d = 55 - 5 = 50 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M}{\xi \cdot h \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{3.58 \cdot 10^5}{0.9352 \times 50 \times 2300} = 2.73 \text{ cm}^2$$

Armatures inférieures (travée)

M = 2 t

$$/U = \frac{15 M}{\sqrt{a} b h^2} = \frac{15 \cdot 2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot 50^2} = 0.0122$$

$$\left. \begin{aligned} K &= 86.21 \\ \bar{\omega} &= 0.0060 \\ \xi &= 0.9506 \end{aligned} \right\}$$

$$A = \frac{M}{h \sqrt{a}} = \frac{2 \cdot 10^5}{0.9506 \cdot 50 \cdot 2800} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Le R P A préconise un pourcentage ~~total~~ minimal d'acier longitudinal sur toute la longueur de la poutre supérieur ou égal à 0.3 % pour les aciers

H A . $\bar{\omega}_y = A/3 = 0.003$; $A = 35 \times 55 \times 0.003 = 5.77 \text{ cm}^2$
 On ferraillera avec $A_{\min} = 5.77 \text{ cm}^2$ (4T 14 = 6.16 cm²).

Armatures transversales

$$T_{\max} = 5.42 \text{ t}$$

$$\tau_b = T_{\max} / b_0 z = \frac{5.42 \cdot 10^3}{35 \cdot 7/8 \cdot 50} = 3.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sqrt{r'_b} = \sqrt{a} / K = \frac{2800}{62.16} = 45.04 \text{ kg/cm}^2$$

Donc, $\bar{\tau}_b = 3.5 \sqrt{r'_b} = 3.5 \times 5.9 = 20.65 \text{ kg/cm}^2$

On utilisera des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne .On choisit 2 cadres Ø8 FeE24 ; $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacements

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sqrt{r'_{at}}}{T_{\max}}, \text{ avec } \sqrt{r'_{at}} = \rho_{at} \sqrt{r'_{en}} ; \rho = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \tau_b / 9 \sqrt{r'_b} \end{array} \right.$$

$$1 - \tau_b / 9 \sqrt{r'_b} = 1 - \frac{3.54}{9 \times 5.9} = 0.93 ; \text{ On prendra } \rho_{at} = 0.93$$

$$\sqrt{r'_{at}} = 0.93 \times 2400 = 2232 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2.01 \cdot 7/8 \cdot 50 \cdot 2232}{5.42 \cdot 10^3} = 36.21 \text{ cm}$$

$$t = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0.2 h = 10 \text{ cm} \\ t_2 = (1 - 0.3 \tau_b / \sqrt{r'_b}) h = 41 \text{ cm, on prendra } t = 35 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

11

5 - CALCUL des POTELETS

Les potelets étant des petits poteaux de dimensions 30 x 35 supportant de faibles charges; en général, celles des balcons pour éviter des consoles. Ils sont ferrailés sous la sollicitation du 1^{er} genre, c'est à dire G + 1.2 P.

- Détermination des charges reprises par le potelet

* Charges permanentes

$$g = 14.34 \text{ t}$$

* Surcharges

$$p = 5.44 \text{ t}$$

$$q = g + 1.2 p = 20.86 \text{ t}$$

- Calcul de l'élanement

$$\frac{l_c}{a} \leq 14.4 \quad \text{avec } l_c = 0.9 l_0 \quad l_0 = 4.20 \text{ m} \quad ; \quad a = 30 \text{ cm}$$

$$\text{donc : } \frac{l_c}{a} = \frac{0.9 \times 420}{30} = 12.6 < 14.4$$

Pas de vérification spéciale au flambement.

- Calcul des armatures longitudinales

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} = \frac{20.86 \cdot 10^3}{30 \times 35} = 19.86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{pas besoin d'acier}$$

comprimé. On ferraille avec la quantité minimale donnée par la formule

$$\omega \geq \frac{1.25}{1000} \phi_1 \phi_2 \phi_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma_{bc}}$$

$$\phi_1 = 1.8 \quad (\text{poteau d'angle})$$

$$\phi_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{0.9 \times 420}{4 \times 30 - 2 \times 3} = 4.31$$

$$\phi_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1.51$$

$$\omega \geq \frac{1.25}{1000} \cdot 1.8 \cdot 4.31 \cdot 1.51 \cdot \frac{19.86}{68.5} = 4.2 \cdot 10^{-3}$$

$$\omega = \frac{A}{B} \quad \text{d'où} \quad A = B \times \omega = 30 \times 35 \times 0.0042 = 4.41 \text{ cm}^2$$

On prendra (4T14) ; A = 6.16 cm² (Art. 4.2.3.1.1 RPA 81)

- Armatures transversales : On mettra des cadres ϕ 5 avec un

Le R P A 81 préconise un espacement tel que :

$s = \text{Min } \{ h/4, 12 \phi, 30 \text{ cm} \}$ sur une longueur de $l' = 2h$
à partir de l'appui, puis un espacement $s' = h/2$

$s = \text{Min } (12.5, 16.8, 30 \text{ cm})$; $s = 12 \text{ cm}$ $s' = 25 \text{ cm}$

III - E T U D E S T A T I Q U E

ETUDE STATIQUE

Introduction :

Le calcul des efforts dans les portiques (structure) a été fait par le programme SAPIV ; qui permet l'analyse statique et dynamique dans le domaine linéaire de toute structure spatiale par la méthode des déplacements, dont le principe est le suivant :

(Les définitions relatives à cette méthode ainsi que l'historique et les principales caractéristiques du SAPIV sont donnés en annexe) .

RAPPEL :

Equations générales de la méthode des déplacements

Considérons une structure , et soient C_0 la structure cinématique qui lui est associée et D_j ($j=1, \dots, n$) les n inconnues cinématiques . Dans la structure bloquée C_0 , on considère les forces agissant à l'endroit du blocage simple i d'un certain nœud, dans la direction i . ces forces sont :

- Les réactions produites par chaque déplacement cherchés D_j , qui valent $K_{ij} \cdot D_j$ en vertu de la définition de K_{ij} :

- La réaction due aux forces extérieures K_{ip} , en vertu du principe de superposition des forces, la réaction totale vaut : $K_{ij} \cdot D_j + K_{ip}$:

Or , le nœud considéré est en équilibre ; exprimant ce fait selon la direction i , la réaction totale précédente doit faire équilibre à la force extérieure P_i agissant directement sur ce nœud dans la même direction i ; on a donc :

$$K_{ij} \cdot D_j + K_{ip} = P_i \quad (A) ; \text{ avec } : (j = 1 \dots n ; i = 1 \dots n) .$$

L'équation (A) présente un système de n équations linéaires aux n inconnues D_j .

Ces équations sont les équations générales d'équilibre des nœuds,

relatives aux n déplacements i .

On appelle matrice de rigidité de la structure (K), le tableau des coefficients K_{ij} des inconnues de la méthode des déplacements. Cette matrice est carrée ($n \times n$) et symétrique. si nous désignons par (D) le vecteur colonne représentant les inconnues et par (P) celui représentant les seconds membres $P_i - K_{ip}$ du système (A), ce dernier s'écrit matriciellement:

$$(K).(D) = (P) \quad (A') \quad *$$

Cette procédure matricielle est employée dans la formulation matricielle de la méthode des déplacements, en vue de son application sur ordinateur. En pratique, nous procédons comme suit :

- 1 - Le calcul de la matrice de rigidité (K_{ij}), et des vecteurs des charges extérieures (K_{ip}) des barres si les caractéristiques E, G, Ω, I_y, I_z et J sont constantes le long de chaque barre de C_0 (tout en pouvant varier d'une barre à l'autre), les coefficients K_{ij} ou K_{ip} composant les matrices de rigidité ou vecteurs des charges extérieures des barres, sont donnés par des tableaux, en repère local et global.
 - 2 - Le calcul des barres elles mêmes étant terminé, on passe à l'analyse de la structure complète ; La structure à étudier est placée dans le système d'axe absolu XYZ.
- Calcul des coefficients K_{ij} de la structure :

$$K_{ij}(\text{structure}) = K_{ij}(\text{barre}) .$$
 Physiquement, la réaction produite au blocage i par $D_j = 1$ est égale à la somme des réactions de chaque barre aboutissant au nœud où a lieu le blocage i .
 - K_{ii} est toujours positif.
 - Si les nœuds où sont choisies les inconnues D_i et D_j sont différents et ne sont reliés entre eux par aucune barre, on a : $K_{ij} = 0$
 - Calcul des coefficients K_{ip} et P_i de la structure :

$$K_{ip}(\text{structure}) = k_{ip}(\text{barre}) ; \text{quant aux } P_i, \text{ ce sont les composantes, dans XYZ, des charges concentrées agissant directement aux}$$

(*) : voir Annexe .

nœuds de la structure où l'on a choisi des inconnues D_j ; elles sont donc connues .

3 - Solution du problème de structure

Connaissant (K_{ij}) , (K_{ip}) et (P_i) ; on obtient D_j des nœuds de la structure par résolution du système (A') .

Pour trouver les efforts intérieurs (ou leurs composantes); il faut appliquer la relation suivante, à chaque barre successivement :

$$(F) = (k) \cdot (D_b) + (k_p) \quad (B')$$

La connaissance des forces aux extrémités de chaque barre détermine entièrement la distribution des efforts intérieurs dans toute la structure .

Pour obtenir ces efforts intérieurs , qui intéressent généralement l'ingénieur plus que les déplacements, il faut donc faire un calcul supplémentaire après résolution de (A'); c'est là un désavantage de la méthode des déplacements par rapport à celle des forces .

NOTA: (B') représente la relation forces-déplacements d'une barre .

De façon générale , les barres comportent n_A , respectivement n_B degrés de liberté au nœud A, respectivement B ($n_A = 6$; $n_B = 6$); si on connaît :

- Les $n = n_A + n_B$ déplacements des 2 extrémités A et B d'une telle barre .
- La sollicitation extérieure, agissant sur cette barre .

Il est clair qu'on peut en trouver tous les efforts intérieurs .

Nous allons établir ici la relation générale qui donne les composantes des efforts intérieurs aux 2 extrémités d'une barre (que nous appellerons simplement forces F), en fonction des déplacements de ces deux extrémités et des charges extérieures ; remarquons d'abord que :

- Si, à l'extrémité A (ou B) d'une barre , il ya n_A (n_B) déplacements possibles, il ya aussi n_A (n_B) efforts intérieurs .
- Si l'on donne un déplacement unité déterminé à l'une des extrémités d'une barre , il naît , aux deux extrémités, ($n_A + n_B$) forces qui sont les

coefficients de rigidité k_{ij} de cette barre . Si la barre est étudiée dans ses axes (axes locaux) ces forces coïncident avec les efforts intérieurs agissant sur les extrémités de la barre ; mais si la barre est étudiée dans un système d'axes quelconques (axes globaux), ces forces sont les composantes des efforts intérieurs dans le système d'axes global, de sorte qu'il faut les composer dans le système local pour obtenir les efforts intérieurs habituels N , T_y , T_z , M_t , M_y , M_z . Il en est de même si la barre est chargée de forces extérieures. Cela étant, si D_j ($j = 12$) sont les déplacements aux deux extrémités d'une barre, une quelconque force F_i est donnée par : $F_i = k_{ij} \cdot D_j + k_{ip}$. ($j = 1, \dots, 12$)

En vertu du principe de superposition . En fait, il est plus rationnel de rechercher simultanément toutes les forces F_i ; en les groupant dans un vecteur (F) ; et ce dans le même ordre que les déplacements, on a matriciellement :

$$(F) = (k) \cdot (D_b) + (k_p) \quad (B')$$

Ce qui constitue la relation forces-déplacements cherchés. L'indice "b" a pour but de rappeler que (B') s'applique à une barre isolée, dont les extrémités subissent les déplacements (D_b) , pris dans un ordre conventionnel.

Les forces (F) sont, rappelons le , celles qui s'exercent sur les extrémités de la barre étudiée puisque, de par la définition des k_{ij} et k_{ip} , elles assurent l'équilibre de cette barre soumise aux sollicitations (D_b) et aux charges extérieures (k_p).

Cette méthode constitue actuellement la méthode la plus utilisée pour étudier les structures à l'aide d'ordinateurs.

Cela résulte du caractère mécanique et strict de cette méthode :

- Une fois les n inconnues choisies, la structure de référence C_0 est déterminée et unique.
- Les matrices (k) et (k_p), des barres sont calculées une fois pour toutes et incluses définitivement dans le programme.

- La matrice (K) de la structure est construite mécaniquement à partir des matrices (k) est de la topologie de la structure. On trouve donc D_j .
- Les forces (F) se calculent à partir de (k) , (k_p) et (D_b) par la relation (B') valable en toute généralité.

IV - E T U D E D Y N A M I Q U E

ETUDE DYNAMIQUEEquations générales:

Soit U l'énergie potentielle d'un système ; posons que U passe par un minimum pour $q_i = q_{i0}$; et soient les petits déplacements $x_i = q_i - q_{i0}$.
 Développons U par rapport aux x_i aux infiniment petits du second ordre près; nous obtenons l'énergie potentielle comme forme quadratique définie positive:

$$U = 1/2 \cdot \sum_{i,j} k_{ij} x_i x_j \quad U = 1/2 \cdot q^T K q \quad (*)$$

où nous comptons de nouveau l'énergie potentielle à partir de sa valeur minimum. De même, nous obtenons l'énergie cinétique comme forme quadratique définie positive.

$$T = 1/2 \cdot \sum_{i,j} m_{ij} \dot{x}_i \dot{x}_j \quad T = 1/2 \cdot \dot{q}^T M \dot{q}$$

Ainsi, un système qui a accompli de petites oscillations libres a pour fonction de LAGRANGE :

$$L = 1/2 \cdot \sum_{i,j} (m_{ij} \dot{x}_i \dot{x}_j - k_{ij} x_i x_j); \quad T = 1/2 \cdot (\dot{q}^T M \dot{q} - q^T K q)$$

Etablissons maintenant les équations du moment pour déterminer les dérivées qu'elles renferment, écrivons la différentielle de la fonction de LAGRANGE.

$$dL = 1/2 \cdot \sum_{i,j} (m_{ij} x_i d\dot{x}_j + m_{ij} \dot{x}_j d\dot{x}_i - k_{ij} x_i dx_j - k_{ij} x_j dx_i)$$

Puisque la valeur de la somme ne dépend évidemment pas du choix des indices de sommation, remplaçons dans le premier et le troisième terme entre parenthèse i par j et j par i ; tenant compte de la symétrie des coefficients m_{ij} et k_{ij} on obtient :

$$dL = \sum_{i,j} (m_{ij} \dot{x}_j d\dot{x}_i - k_{ij} x_j dx_i)$$

$$d'où : \frac{\partial L}{\partial \dot{x}_i} = m_{ij} \dot{x}_j \quad \text{et} \quad \frac{\partial L}{\partial x_i} = - k_{ij} x_j$$

Les équations de LAGRANGE sont par conséquent :

$$\sum_j m_{ij} \ddot{x}_j + \sum_j k_{ij} x_j = 0 \quad ; \quad M \ddot{q} + K q = 0$$

(*): Cette forme n'est qu'une écriture matricielle correspondante.

Elles constituent un système de " n " équations différentielles linéaires sans second membre à coefficients constants .

Selon la règle générale de résolution de ce type d'équations, cherchons n fonctions inconnues $x_j(t)$ de la forme :

$$x_j = A_j e^{i\omega t}$$

où les A_j sont des constantes, pour le moment indéterminées. Portons x_j dans les équations de LAGRANGE et divisant par $e^{i\omega t}$, nous obtenons un système d'équations algébriques linéaires et homogènes auxquelles doivent satisfaire les constantes A_j .

$$\sum_d (-w^2 m_{ij} + k_{ij}) A_j = 0 ; \quad (K - w^2 M) \hat{q} = 0$$

Pour que système ait des solutions non nulles, son déterminant doit s'annuler :

$$\left| k_{ij} - w^2 m_{ij} \right| = 0 ; \quad \det \left| K - w^2 M \right| = 0$$

Cette équation dite caractéristique, est une équation de degré n par rapport à w^2 . Elle a en général n racines réelles et positives distinctes w_α^2 ($\alpha = 1, \dots, n$). w ainsi définies sont appelées " fréquences propres " du système .

Une fois les fréquences w_α trouvées, portons chacune d'elles dans les équations $\sum_d (-w^2 m_{ij} + k_{ij}) A_j = 0$; ce qui nous donnera les valeurs correspondantes des coefficients A_j . Si toutes les racines w_α de l'équation caractéristique sont distinctes, les coefficients A_j sont proportionnels aux mineurs du déterminant $\left| k_{ij} - w^2 m_{ij} \right|$, dans lequel w est remplacé par ses valeurs correspondantes w_α .

Soit $\Delta_{j\alpha}$ ces mineurs. On a par suite comme solution particulière du système d'équations de LAGRANGE : $x_j = \Delta_{j\alpha} C_\alpha e^{i\omega_\alpha t}$.

Où C est une constante (complexe) arbitraire .

La solution la plus générale est donnée par la somme des solutions particulières. Prenons la partie réelle que nous écrirons sous la forme:

$$x_j \equiv \text{Re} \left(\sum_{\alpha=1} \Delta_{j\alpha} C_\alpha e^{i\omega_\alpha t} \right) .$$

$$(q) = (\phi_1) A_1 \cos(w_1 t + \psi_1) + (\phi_2) A_2 \cos(w_2 t + \psi_2) + \dots (\phi_n) A_n \cos(w_n t + \psi_n)$$

A_1, A_2, \dots, A_n sont les valeurs propres .

w_1, w_2, \dots, w_n sont les fréquences propres.

$(\phi_1), (\phi_2), \dots, (\phi_n)$ les vecteurs propres correspondants aux valeurs propres.

Oscillations forcées

Compte tenue de l'action des forces extérieures variables, la fonction de LAGRANGE du système s'écrit :

$$L = L_0 + \sum_j F_j(t) x_j$$

où L_0 est la fonction de LAGRANGE des oscillations libres. Dans notre cas;

les équations de LAGRANGE s'écrivent :

$$M \ddot{q} + K q = M \ddot{V}_g$$

où \ddot{V}_g est l'accélération sismique .

Soit $(q) = (\phi) \cdot y$; en remplaçons dans l'équation précédente, il devient

$$M \phi \ddot{y} + K \phi y = M \ddot{V}_g ; \text{ multiplions par } (\phi)^T$$

$$\text{alors : } \phi^T M \phi \ddot{y} + \phi^T K \phi y = \phi^T M \ddot{V}_g$$

$$\text{ou : } M^* \ddot{y} + K^* y = \phi^T M \ddot{V}_g$$

$$\text{enfin } \ddot{y} + \frac{K^*}{M^*} y = \frac{\phi^T M}{M^*} \ddot{V}_g \text{ équations découplées .}$$

Le coefficient $\frac{\phi_i^T M}{M_i^*}$ est dit " facteur de participation du mode propre "i"

il suffit dès lors de lire dans le spectre de réponse l'accélération MAX

correspondante à $w_i^2 = K_i^*/M_i^*$ que l'on multipliera par $\phi_i^T M/M_i^*$; et sachant

$$\text{que } \ddot{y}_{iMAX} = w_i^2 y_{iMAX} , \text{ on tire } y_{iMAX} = \ddot{y}_{iMAX}/w_i^2$$

$$\text{d'où } (q_i)_{MAX} = (\phi_i) y_{iMAX} .$$

Pour obtenir le déplacement maximum lors d'un seisme, on ne peut pas

additionner simplement les maxima correspondants aux différents modes

Cette technique serait trop défavorable, car les maxima des différents

modes ne se produisent pas en même temps. On préfère prendre comme maxima

la racine carrée de la somme des carrés des maxima correspondants aux

différents modes .

Soit $q_{MAX} = \sqrt{q_{iMAX}^2}$; l représente le nombre de modes propres dont on veut tenir compte .

Enfin, pour avoir les efforts maximum, il suffit d'écrire pour chaque barre de la structure : $(F) = (k) (D_b) + (K_{ip})$.

Nous revenons donc à la méthode des déplacements .

Résumé de la méthode :

- Idéaliser le système réel au moyen des " masses concentrées "
- Déterminer les matrices M et K ..
- Calculer quelques fréquences propres et les modes propres correspondants .
- Découpler les équations par un changement d'inconnues .
- Calculer l'amplitude maximale de chaque mode .
- Calculer les forces et déplacements maximum associés à chaque mode .
- Superposer les résultats de chaque mode en effectuant " une moyenne " des efforts maximaux .

Résultats donnés par l'ordinateur

Le programme SAP IV a donné les résultats suivants pour l'analyse dynamique.

$$X = 1 \quad ; \quad Y = 1$$

Print of frequencies (Period)

1	0.1202 D+01
2	0.1130 D+01
3	0.5764 D+00
4	0.5072 D+00
5	0.4074 D+00
6	0.3502 D+00
7	0.3073 D+00

Modal Participation Factors

Mode	X-direction	Y-direction	Z-direction
1	-0.44980 D+01	0.5307 D+02	0.1199 D-01
2	0.54060 D+02	0.5359 D+01	0.6720 D-02
3	-0.1393 D+02	0.2452 D+02	0.1232 D-03
4	-0.2559 D+02	-0.1522 D+02	-0.2523 D-02
5	0.8502 D+01	-0.1906 D+02	0.2270 D-02
6	0.1490 D+02	0.2926 D+00	0.7903 D-03
7	0.6335 D+01	0.9334 D+01	-0.4926 D-03

V - EFFORTS dans LES PORTIQUES

DETERMINATION DES EFFORTS :

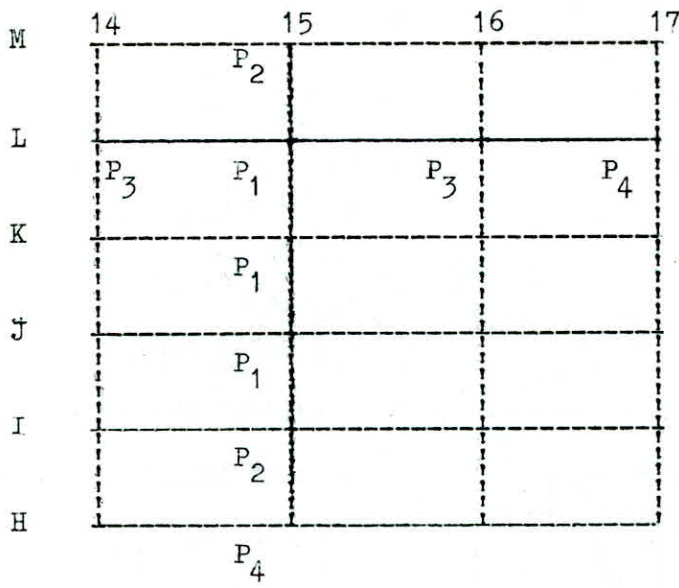
Dans notre cas, on fera le calcul pour 2 portiques (un portique longitudinal "PT 15" et un portique transversal "PT L").

Efforts dans les poteaux :

Pour le calcul des poteaux on prendra les combinaisons suivantes :

- $G + 1.2 P$
- $0.8 G + E$
- $G + P + 1.2 E$

De ces différentes combinaisons, on prendra en compte les efforts suivants : $(N^{max}; M^{corr})$; $(M^{max}; N^{corr})$; $(N^{min}; M^{corr})$; et ceci pour le calcul du ferrailage en considérant le cas le plus défavorable (seisme longitudinal et seisme transversal). Suivant la position du poteau et les chages qui lui reviennent, on distingue 5 types de poteaux :



Pour le ferrailage, on a choisit les 3 portiques les plus sollicités, qui sont : "PL 15" et "PT L" pour chaque étage.

Remarque : Les poteaux seront ferrailés symétriquement.

Type de poteaux : P₁ , P₂ , P₃ , P₄ , P₅ seisme longitudinal

Niv	N°	b h _t	N _{max}	M _{corr}	N _{min}	M _{corr}	N _{max}	N _{corr}	T _{max}
130.00 m	2	35x35	16.35	10.45	7.77	11.10	14.03	18.89	5.62
	4	35x35	30.74	13.30	18.65	13.73	17.82	25.64	7.40
	6	35x35	19.92	12.83	10.77	12.64	16.27	14.99	
125.80 m	8	65x65	43.39	26.39	15.64	16.60	26.39	43.39	11.79
	10	70x70	73.95	12.60	36.31	20.30	31.61	58.60	10.30
	12	70x70	62.66	9.67	29.48	19.61	30.95	49.37	11.25
	14	70x70	39.89	12.87	17.69	24.34	22.65	37.63	11.25
	16	65x65	24.22	18.61	8.96	10.62	22.94	17.28	8.01
121.60 m	18	65x65	92.54	19.72	32.85	17.01	22.06	60.07	11.33
	21	70x70	151.31	42.78	78.48	17.46	42.78	151.31	15.58
	24	"	140.02	24.58	71.53	17.09	44.93	139.44	16.06
	27	"	112.79	21.63	56.69	15.15	47.78	110.42	14.67
	30	65x65	53.26	17.55	18.18	6.56	17.55	53.26	6.34
117.40 m	32	"	129.23	22.45	53.31	18.68	22.84	96.38	10.73
	35	70x70	221.06	6.29	114.19	22.72	29.21	201.70	12.49
	38	"	210.71	6.69	107.51	22.53	29.24	192.66	12.53
	41	"	176.48	9.51	89.58	24.05	32.04	162.54	13.64
	44	65x65	83.22	17.33	26.43	12.56	22.93	54.64	10.85
113.20 m	46	"	167.87	27.55	71.59	10.06	34.15	165.35	10.33
	49	70x70	292.74	2.87	150.64	23.45	32.56	284.12	11.94
	52	"	282.56	2.64	144.07	22.54	31.11	272.81	11.07
	55	"	158.25	23.33	65.89	23.24	33.02	137.15	13.23
	58	65x65	128.02	27.16	44.22	15.45	29.97	119.91	11.04
109.00 m	61	70x70	212.04	20.37	87.10	15.34	27.39	202.74	24.27
	65	90x90	368.80	3.06	190.57	27.30	37.58	356.25	13.48
	69	"	357.52	2.35	183.54	25.15	35.04	343.79	12.55
	73	"	323.41	3.64	165.46	23.32	33.62	308.90	12.21
	77	70x70	212.67	25.09	88.16	22.74	30.83	166.98	11.15
	81	50x50	47.65	32.24	20.68	7.15	32.24	47.65	10.61

Niv	№	bh _t	M ^{max}	M ^{corr}	N ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}	T ^{max}
104.00 III	84	70x70	256.57	21.30	104.27	6.13	27.95	205.92	12.30
	88	90x90	442.60	5.11	232.62	26.79	33.94	410.61	12.94
	92	"	431.54	5.46	225.75	24.51	31.31	401.16	12.14
	96	"	398.16	5.54	208.01	22.48	28.87	371.49	11.39
	100	70x70	227.81	21.64	85.68	18.07	23.68	192.51	10.75
	104	50x50	89.38	11.66	37.30	11.15	15.61	68.37	6.81
100.00 III	108	70x70	296.61	29.74	121.07	20.39	32.30	240.27	10.42
	111	90x90	337.59	26.20	134.90	22.90	31.12	285.21	20.30
	116	"	500.46	6.65	262.81	58.00	71.36	469.54	19.76
	120	"	467.28	6.65	246.22	56.59	77.14	438.06	19.61
	124	70x70	341.62	29.61	160.08	24.03	29.66	304.96	10.33
	128	50x50	126.67	5.85	52.50	8.74	11.46	96.04	4.87

Type de poteaux : P₁ ; P₂ ; P₃ ; P₄ ; P₅ . Seisme transversal

NIV	N°	b h _t	N ^{max}	M ^{corr}	N ^{min}	M ^{corr}	M ^{max}	N ^{corr}	T ^{max}
130.00m	3	35x35	30.19	17.48	18.44	10.03	17.48	30.19	7.26
	4	"	30.74	13.30	18.65	13.73	17.82	25.64	7.40
125.80m	9	65x65	67.11	29.06	32.97	15.67	29.06	67.11	12.16
	10	70x70	73.95	12.60	36.31	20.30	31.61	58.60	10.30
121.60 m	20	65x65	124.15	26.64	55.63	14.03	26.64	124.15	11.10
	21	70x70	151.31	42.78	78.48	17.46	42.78	151.31	15.53
	22	65x65	47.09	29.07	19.81	34.22	53.01	37.68	19.68
117.40 m	34	"	165.55	25.14	71.20	17.96	27.43	125.80	12.42
	35	70x70	221.06	6.29	114.19	22.72	29.21	201.70	12.49
	36	65x65	89.99	26.18	35.21	13.91	26.18	89.99	10.96
113.20 m	48	"	206.41	17.82	86.48	18.30	28.86	174.55	11.15
	49	70x70	292.74	2.87	150.64	23.45	32.56	284.12	11.94
	50	65x65	134.23	22.18	51.32	23.28	28.91	100.06	10.64
109.00 m	64	70x70	253.19	17.39	102.18	17.63	24.41	186.04	9.51
	65	90x90	368.80	3.06	190.57	27.30	37.58	356.25	13.48
	66	70x70	216.33	35.93	92.74	23.41	35.93	216.33	13.17
	67	50x50	44.69	25.15	18.15	22.20	33.37	34.37	11.70
104.00 m	87	70x70	297.50	22.66	118.78	16.25	22.66	297.50	11.22
	88	90x90	442.60	5.11	232.62	26.79	33.94	410.61	12.94
	89	70x70	283.10	30.29	130.80	19.34	30.29	283.80	13.77
	90	50x50	85.29	16.16	33.77	11.50	16.34	62.54	5.80
100.00 m	111	70x70	337.59	26.20	134.90	22.90	31.12	285.21	9.79
	112	90x90	512.04	6.65	270.96	60.38	71.46	481.41	20.30
	113	70x70	346.04	32.15	165.28	23.49	28.54	320.54	10.58
	114	50x50	123.47	3.40	49.38	6.06	8.18	90.98	4.01

Type de poteaux : P₁ , P₂ , P₃ , P₄ , P₅ . Sens X-Y

Efforts de ferrailage

Niv	N°	bh _t	N _{max}	M _{corr}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}	N _{corr}	T _{max}
1	112	90x90	512.04	6.65	270.96	60.38	71.46	481.41	20.30
2									
3	61	70x70	212.04	20.37	87.10	15.34	27.39	202.74	24.27
	67	50x50	44.69	25.15	18.15	22.20	33.37	34.37	11.70
4	61	70x70	512.04	6.65	270.96	60.38	71.46	481.41	20.30
5									
6	22	65x65	47.89	29.07	19.81	34.22	53.81	37.68	19.68
7									
8	4	35x35	30.74	13.30	18.65	13.73	17.82	25.64	7.40

EFFORTS DANS LES POUTRES :

On considérera les combinaisons suivantes pour les efforts:

$$- G + 1.2 P$$

$$- 0.8 G \pm E$$

$$- G + P \pm E$$

Moments flechissants:

a) Moment sur appuis :

La valeur du moment négatif nous est donnée par :

$$G + 1.2 P \quad \text{1er genre (SP1)}$$

$$G + P \pm E \quad \text{2ème genre (SP2)}$$

On considérera la plus grande valeur, pour cela si :

$$1.5 (SP1) > (SP2) , \text{ on prend la valeur donnée par (SP1) .}$$

$$1.5 (SP1) < (SP2) ; \text{ on prendra la valeur donnée par (SP2) .}$$

La valeur du moment positif nous est donnée par la combinaison

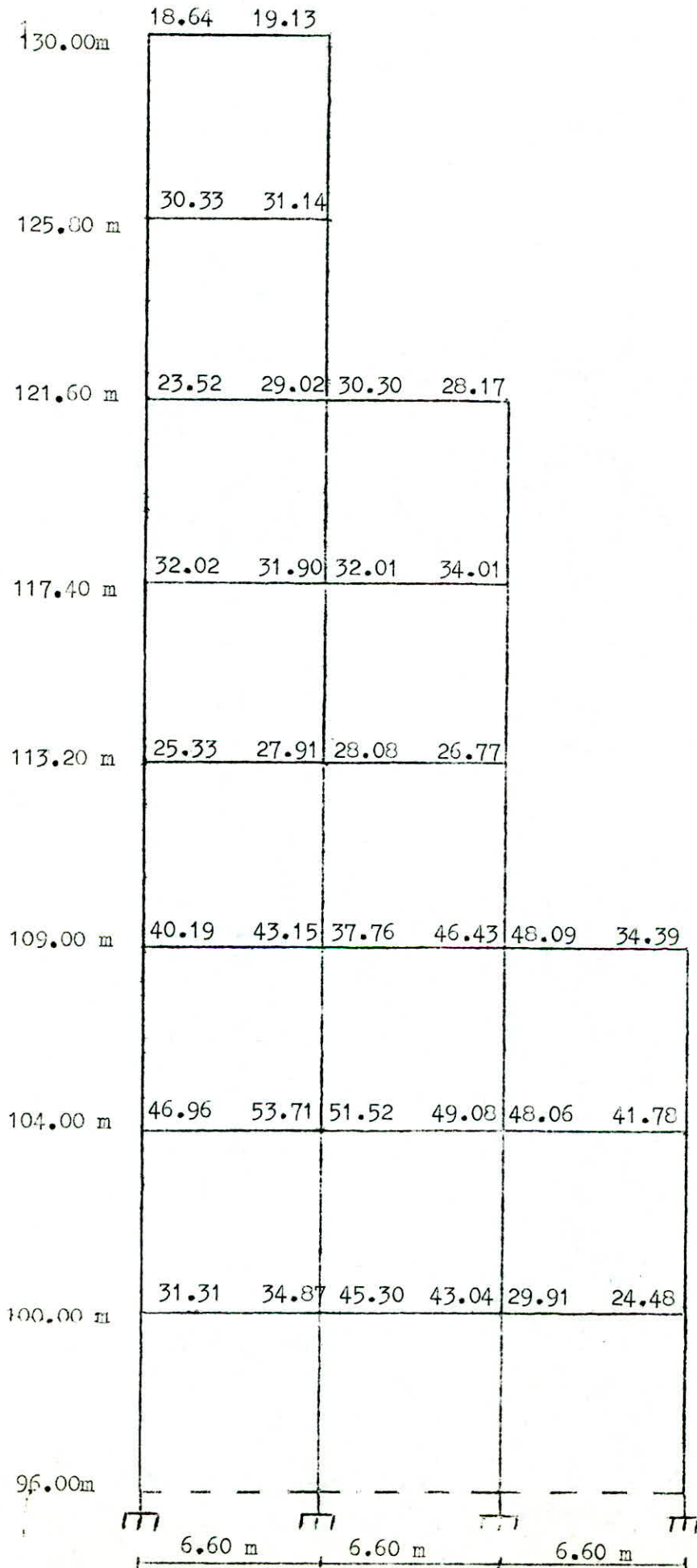
$$0.8 G \pm E . (SP2) .$$

b) Moment en travée :

Une fois qu'on a le moment sur appui, et suivant le type de charge, on détermine le moment en travée par les formules de RDM; on calcule le moment sous (SP1) et sous (SP2), et en faisant la comparaison comme précédemment pour les moments sur appui, on prend le cas le plus défavorable .

Portique transversal :

Moments sur appuis



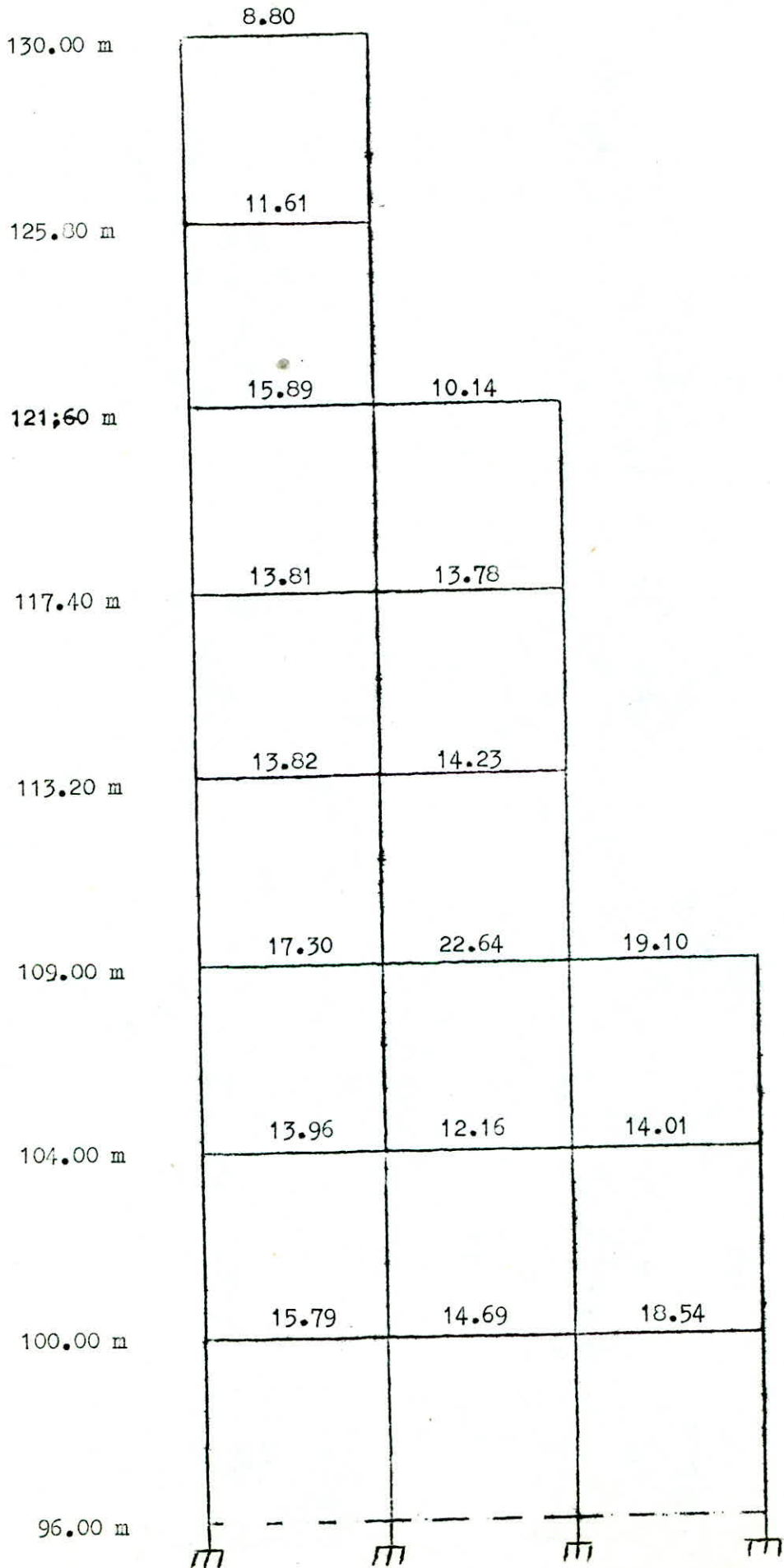
Portique longitudinal :

Moments en travées

130.00m	6.81	6.98			
125.00m	14.22	14.03	15.13	14.95	
121.60m	14.01	14.08	14.39	15.34	
117.40m	15.60	15.71	15.71	14.02	
113.20m	18.15	18.26	18.15	14.73	
109.00m	12.98	12.53	12.65	12.65	7.94
104.00m	16.68	16.77	16.74	16.70	19.58
100.00m	16.23	17.40	17.73	15.64	16.85
96.00m					

Portique transversal :

Moments en travées (t.m)



Portique transversalSélection des efforts tranchants : $T_c = \text{Max } T_{ij}$

130.00 m	17.74	17.90				
125.80 m	23.06	23.22				
121.60 m	15.50	17.49	34.10	33.22		
117.40 m	25.13	23.03	25.22	25.41		
113.20 m	24.50	25.76	25.68	25.07		
109.00 m	20.36	21.34	18.91	21.95	33.35	27.94
104.00 m	25.36	27.25	26.18	25.90	25.70	24.12
100.00 m	16.60	17.58	23.71	23.44	16.06	14.89
96.00 m						

VI - FERRAILLAGE des P O T E A U X

FERRAILLAGE DES POTEAUXIntroduction :

Le calcul se fera pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée , avec les efforts suivants :

N^{\max} ; M^{corr} : donne la section d'acier pour avoir une contrainte maximale dans le beton .

M^{\max} ; N^{corr} : donne la section d'acier maximale .

N^{\min} ; M^{corr} : donne A_{\max} avec une contrainte minimale dans le beton.

Pour chaque type de poteau on prendra la section d'acier maximale donnée par l'une des combinaison ci-dessus .

Méthode de calcul:- Section partiellement comprimée :

Le calcul se fera d'après la méthode exposée dans l'aide mémoire de B.A par VICTOR DAVIDOVICI .



N, M connus ; le ferrailage se fera symétriquement

$$(A = A')$$

$$K_e = \frac{N}{M} h_t \quad ; \quad K_a = \frac{M}{b h_t \bar{v}_a} \quad ; \quad \bar{v}_b' = \frac{M}{K_b b h_t^2}$$

$$\bar{v}_a = K \bar{v}_b'$$

Et des tables , on tire : $w(\%)$; K_b ; K .

Si la valeur de $w(\%)$ donnée par les tables est négative ou si elle est inférieure à la valeur minimale donnée par le RPA ;

on prendra le pourcentage minimal d'acier donné par le RPA qui est de 1% ; .

- Section entièrement comprimée

On utilisera la méthode de P.CHARON .

(M, N) donnés , d'où : $\rho = \frac{V_b b h_t}{N}$, $\beta = \frac{6 M t}{h_t N}$, $v' = d'/h_t$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2 C} ; A = A' = \frac{\bar{w}' b h_t}{100}$$

avec :

$$- C = 0.27 (1 - 2v')^2$$

$$- D = 0.3 (\quad) - 0.9 (1 - \quad) (1 - 2v')^2$$

$$- E = -(1 + \quad)$$

Les contraintes dans le beton sont :

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{h_t} (K + e_o R / h_t) ; \sigma'_{b2} = \frac{N'}{h_t} (K - e_o R / h_t)$$

Si \bar{w}' est inférieur à 1% , on prendra la valeur minimale du RPA (1%) .

Prescriptions du RPA relatives aux armatures longitudinales pour les

poteaux :

- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera de 1% en zone II .
- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence
- Le diamètre minimum des barres est de 14mm en zone II .
- La longueur minimale de recouvrements est de 50 ϕ en zone II .

- Armatures transversales:

Les armatures transversales seront calculées avec un effort tranchant

T, tel que ; - T = 2T^C si $\lambda \geq 15$

- T = 3T^C si $\lambda < 15$

λ : elancement mecanique du poteau ; $\lambda = \frac{l_c}{\sqrt{I/bh_t}} = \frac{0.71 l_o \sqrt{12}}{h_t}$

avec : - I (inertie du poteau)

- h_t (hauteur du poteau)

Contrainte tangentielle dans le beton :

$$\tau_b = T/b_o z \quad ; \quad \text{avec} \quad z = 7/8 \cdot h \quad ; \quad \bar{\tau}_b = 0.15 \sqrt{f_{28}} \cdot$$

Espacement des armatures transversales :

$$t = \frac{A_{tz} \bar{v}_{at}}{T} \quad ; \quad \text{avec} \quad \bar{v}_{at} = \sqrt{f_{ct}}$$

Espacement admissible :

Zône nodale : $t \leq \text{Min} (10\phi_1 ; 15 \text{ cm})$ zône II

Zône courante : $t \leq 12 \phi_1$ zône II

ϕ_1 : plus petit diamètre pour les aciers longitudinaux.

Type de poteaux : P₃ ; P₄ ; P₅ .

Sens X-Y

Armatures longitudinales :

Section partiellement comprimée

Niv	b × h _t	N ^o	N(t)	M(tm)	\bar{w}	\bar{w}'_{ad}	V _b	V _a
3	65 × 65	58	119.91	29.97	0	1%	60.62	301.30
		46	165.35	34.15	"	"	73.14	212.86
		44	54.64	22.93	0.10	"	41.74	475.92
4		32	96.38	22.84	0	"	48.92	189.32
		30	53.26	17.55	0.05	"	33.63	257.63
5		18	60.07	22.06	0.070	"	42.27	393.18
		16	17.28	22.94	0.20	"	36.31	823.69
6		8	43.39	26.39	0.18	"	45.75	713.84
		50	100.06	28.91	0.04	"	58.48	364.35
7		48	174.55	28.86	0	"	70.05	11.91
	36	89.99	26.18	0.04	"	52.96	329.94	
	34	125.80	27.43	0	"	58.75	170.97	
	22	37.68	53.81	0.54	"	85.19	1932.13	
	20	124.15	26.64	0	"	57.06	166.04	
1	50 × 50	9	67.11	29.06	0.12	"	52.90	589.40
		128	96.04	11.46	0	"	651.12	10.39
104		68.37	15.61	0.05	"	69.37	432.22	
81		47.65	32.24	0.55	"	117.23	2077	
2		114	90.98	8.18	0	"	62.50	937.59
		90	62.54	16.34	0.09	"	68.80	527.00
8	35 × 35	67	34.37	33.37	0.66	"	116.06	2632.45
		2	10.89	5.82	0.91	"	136.34	3490
		3	30.19	17.48	1.01	1.01	185.31	3717.45
		4	25.64	17.82	1.08	1.08	182.92	3695.30
		6	14.99	16.27	1.16	1.16	164.98	3864.00

Type de poteaux : P_1 ; P_2 .

Sens X-Y

Armatures longitudinales :

Section partiellement comprimée

Niv	$b \times h_t$	N°	N(t)	M(tm)	\bar{w}'	\bar{w}'_{ad}	\bar{v}'_b	\bar{v}'_a
1	90 x 90	120	438.07	71.14	0	1%	97.32	1459.82
		116	469.54	71.36	"	1%	101.03	1515.47
1 2 3 4 5 6 7	70 x 70	108	240.27	32.30	"	1%	90.49	1357.45
		100	192.51	23.68	"	1%	69.38	1040.78
		84	205.92	27.95	"	"	77.93	1169.09
		77	166.98	30.83	"	"	59.92	1018
		61	202.74	27.39	"	"	76.55	1148
		55	137.15	33.02	"	"	56.62	164.78
		41	162.54	22.04	"	"	58.38	78.31
		38	192.66	29.24	"	"	77.30	1159
		35	201.70	29.21	"	"	78.94	1184
		27	110.42	47.78	0.16	"	69.65	775.90
		24	139.44	44.93	0.0505	"	72.77	453.37
		21	151.31	42.78	0.02	"	86.54	430.11
		14	37.63	22.65	0.14	"	33.00	437.15
		12	49.37	30.95	0.14	"	42.96	670.30
		10	58.60	31.61	0.15	"	46.07	610.08
		64	186.04	24.41	0	"	69.21	1038.29
66	216.33	35.93	0	"	91.20	1368.05		

Type de poteaux : P₁ ; P₂ .

Armatures longitudinales

Section entièrement comprimée

Niv	b h _t	N°	N(t)	M(tm)	\bar{V}_b	\bar{w}'	\bar{w}'_{ado}	V'_{b1}	V'_{b2}	A c
1		* 112	481.41	71.46	91.00	0.009	1%	79.70	11.70	16T25
		96	371.49	28.87	80.32		"	49.00	21.55	" "
		* 92	401.16	31.31	80.37	0	"	52.97	23.22	" "
2	90 x 90	* 83	410.61	33.94	81.07	0	"	55.10	22.86	" "
		73	308.90	33.62	85.06	0	"	45.30	13.34	" "
		69	343.79	35.04	84.01	0	"	49.31	16.63	" "
3		* 65	356.25	37.58	84.54	0	"	51.69	15.96	" "
1		124	304.95	29.66	87.53	0	"	77.79	17.90	16T20
		* 52	272.81	31.11	90.32	0	"	74.27	11.35	" "
		* 49	284.12	32.56	90.92	0	"	77.50	11.67	16T20
4	70 x 70	87	297.50	22.66	83.40	0	"	69.59	23.80	16T20
		89	283.10	30.29	89.43	0	"	75.04	13.81	" "
		111	235.21	31.12	89.86	0	"	75.23	13.27	" "
		113	320.54	28.54	85.92	0	"	79.16	21.45	" "

Ferraillage adopté

Les poteaux, qui ont même section, ont été ferraillés identiquement et, ceci, à tous les niveaux.

Type	Section	Ferraillage
P ₅	35 × 35	(8T16 = 16.08 cm ²)
P ₄	50 × 50	(4T14 + 4T25 = 25.78 cm ²)
P ₃	65 × 65	(4T32 + 4T20 = 44.73 cm ²)
P ₂	70 × 70	(4T25 + 4T32 = 51.80 cm ²)
P ₁	90 × 90	(16T25 = 78.54 cm ²)

Armatures transversales

zone courante TRPA	zone négative TRPA	Δt	t_{ad}	$t_{n ad}$	l_r	potenti	$b \times h_t$
30	15	808 4.01	17	15	60	P_1	90 x 90
"	"	608 3.01	7	7	77	P_2	70 x 70
24	"	"	"	"	"	P_3	65 x 65
16	14	408 2.01	6	6	60	P_4	50 x 50
19	15	"	"	"	"	P_5	35 x 35

VII - FERRAILLAGE des POUTRES

FERRAILLAGE DES POUTRESIntroduction .

Les poutres sont soumises à des efforts tranchants et des moments fléchissants et même à des efforts normaux mais négligeables .ON les étudiera sous les sollicitations du 1er genre et 2ème genre;et le ferrailage adopté sera donné par la sollicitation la plus défavorable.

1- Méthode de calcul :

On utilisera la méthode de P.CHARON ; c'est à dire après avoir déterminer la sollicitation la plus défavorable, on calcule :

$$\sqrt{U} = \frac{15 M}{\bar{V}_a b h^2} ; \text{ et des tables , on tire : } K ; \varepsilon ; \bar{V}_b^I = \bar{V}_a / K .$$

$$* \bar{V}_b^I < \bar{V}_b^I \quad \text{pas d'acier comprimé} \quad ; \quad \Lambda = \frac{M}{\bar{V}_a k h}$$

$$* \bar{V}_b^I > \bar{V}_b^I \quad \text{acier comprimé .}$$

Calcul des armatures :

$$- \Lambda = \frac{w b h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{V}_a}$$

$$- \Lambda^I = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{V}_a^I}$$

$$\text{Avec : } M = M - M_0 ; M_0 = \sqrt{U}^I b h^2 \bar{V}_a^I ; \bar{V}_a^I = 15 (d - \xi) / \alpha \times \bar{V}_b^I ; \xi = d' / h .$$

Les valeurs de \sqrt{U}^I , ε , w sont données en fonction de K par les tableaux de P.CHARON .

Les résultats de nos calculs seront exposés sous forme de tableaux .

2 - VERIFICATIONS :

a) - Condition de non fragilité (Art 52.1 CCBA 68)

$$A_{\min} \geq b h \Psi_4 \sqrt{V_b / V_a} (h_t/h)^2 ; \quad \text{avec : } \Psi_4 = 0.54 .$$

Pour les poutres de : $35 \times 35 \text{ cm}^2$; $A_{\min} > 2.4 \text{ cm}^2$ vérifiée .

Pour les poutres de : $45 \times 65 \text{ cm}^2$; $A_{\min} > 3.6 \text{ cm}^2$ vérifiée .

b) - Vérification de la flèche : (Art 61.21 CCBA 68)

On peut ne pas vérifier la flèche , si les 3 conditions suivantes sont vérifiées ;

$$- h_t \geq 1/10 \cdot M_t / M_o . l$$

$$- A \leq b h 43 / \sqrt{v_{en}}$$

$$- h_t / l \geq 1/16$$

Ces 3 conditions sont vérifiées pour tous les types de poutres .

c) - Conditions aux appuis : (Art 35.32 CCBA 68)

$$* A \sqrt{V_a} = T + M/z ; \text{ vérifiée car , } T + M/z < 0$$

$$* \sqrt{V_b} = \sqrt{V_{b0}} \text{ (non écrasement du beton) ; ce qui revient à vérifier}$$

$$C \geq 2T / b_0 \sqrt{V_{b0}} ; \text{ avec :}$$

C : Distance entre nu d'appuis et le point où commence l'ancrage

b_0 : Largeur de la poutre .

$$; C = a - (d + r) ; a : \text{ Dimension du poteau d'appui .}$$

$$r = 5\phi \text{ à } 5.5\phi .$$

Pour les poutres de 35×35 :

$$C = \frac{2 \cdot 25.41 \cdot 10^3}{35 \times 68.5} = 21.19 \text{ cm ; avec } T_{\max} .$$

Pour les poutres de 45×65 :

$$C = \frac{2 \cdot 38.65 \cdot 10^3}{45 \times 68.5} = 25.07 \text{ cm ; avec } T_{\max} .$$

Or , les poutres 35×35 reposent sur des poteaux carrés dont la plus petite dimension est $a = 35 \text{ cm}$; d'où : $C = 35 - (3 + 10) = 22 \text{ cm}$ qui est 21.19 cm . Vérifiée . (avec : $d = 3 \text{ cm}$; $r = 5 \phi = 10 \text{ cm}$).

Les poutres 45x65 reposent quant à elles sur des poteaux , dont la plus petite dimension est $a = 50 \text{ cm}$. D'où : $C = 50 - (3+10) = 37 \text{ cm}$ 25.07cm .

d)- Vérification de la fissuration : (Art 49.22 CCBA 68)

On calcule : - $v_1 = K n \bar{w}_f / (1 + 10 \bar{w}_f)$

$$- v_2 = 2.4 \sqrt{\frac{n K \bar{v}_b}{\phi}}$$

et, on vérifie que : $\bar{v}_a \leq \text{Max} (v_1 , v_2)$.

Armatures transversales :

Après avoir déterminé l'effort tranchant le plus défavorable sous les sollicitations du 1er et du 2ème genre, on déterminera les contraintes de cisaillement :

$$\tau_t = T_{\max} / b_0 z, \text{ avec : } z = 7h/8 ; \text{ qu'on compare aux}$$

contraintes admissibles :

$$-\bar{\tau}_t = 3.5 \bar{v}_b \quad \text{si } v_b^1 \leq v_{b0}^1$$

$$-\bar{\tau}_t = (4.5 - v_b^1 / v_{b0}^1) \bar{v}_b \quad \text{si } v_{b0}^1 \leq v_b^1 \leq 2 v_{b0}^1$$

Puis on déterminera les armatures transversales qui ont pour rôle de reprendre l'effort tranchant et empêcher les fissurations inclinées à 45°. Leur espacement est donné par la formule :

$$t = \frac{A_t z \bar{v}_{at}}{T_{\max}} ; A_t : \text{Section d'armatures transversales .}$$

$$\bar{v}_{at} = f v_{en} ; \text{ avec : } -f = 2/3 \text{ pas de reprise de bétonnage .}$$

$$-f = \text{Max} (1 - \tau_t / 9\bar{v}_b ; 2/3) \text{ reprise de bétonnage .}$$

Espacement admissible :

$$\bar{t} = \text{Min} (0.3 h ; 12 \varnothing) \text{ . Zône nodale .}$$

$$\bar{t} = 0.5 h \text{ . Zône courante .}$$

Calcul des armatures transversales

$$\bar{v}_{at} = 2/3 \cdot v_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ . Pas de reprise de bétonnage .}$$

Les résultats sont dans les tableaux suivants :

Armatures transversales :Portque longitudinal

Niv	$\bar{\zeta}_b$ (kg/cm ²)	\bar{t} (cm)	A_t (cm ²)	t_c (cm)	t_{ado} (cm)
1	5.15	10	4 $\emptyset 0 = 2.01$	17.83	10
2	9.32	10	" "	9.86	9
3	12.87	10	4 $\emptyset 10 = 3.01$	10.69	10
4	10.85	10	4 $\emptyset 10 = 3.01$	12.68	10
5	11.10	10	4 $\emptyset 10 = 3.01$	12.40	10
6	16.37	10	4 $\emptyset 12 = 4.52$	9.82	9
7	8.03	12	4 $\emptyset 10 = 3.01$	13.21	12
8	8.76	12	4 $\emptyset 10 = 3.01$	12.22	12

Portique transversal

Niv	$\bar{\zeta}_b$ (kg/cm ²)	\bar{t} (cm)	A_t (cm ²)	t_c (cm)	t_{ado} (cm)
1	11.69	10	4 $\emptyset 10 = 3.01$	11.77	10
2	15.17	10	4 $\emptyset 10 = 3.01$	9.07	9
3	15.75	9.95	4 $\emptyset 10 = 3.01$	8.74	8
4	16.60	7.79	4 $\emptyset 10 = 3.01$	8.29	7
5	16.33	7.21	4 $\emptyset 10 = 3.01$	8.17	7
6	14.13	12	4 $\emptyset 12 = 4.52$	11.38	11
7	11.54	12	4 $\emptyset 12 = 4.52$	13.93	12
8	10.04	12	4 $\emptyset 10 = 3.01$	10.66	10

Tableau de ferrailage : Portique longitudinal

Niveau	Sextion	M_a (tm)	M_t (tm)	A_a (cm ²)	A_t (cm ²)	n_{app}	n_{tra}	v_b	v_a	$T(t)_{max}$
130.00	35x55	11.73	6.98	9.40	5.46	6T16 = 12.06	4T16 = 8.04	126.4 72.52	2790.1 2439.87	5.15
125.80	35x55	23.77	15.13	A= 19.59 A'= 1.47	12.30	4T16 4T20 20.60 4T12= 4.52	8T14 = 12.31	80.1 63.53	2290.1 2499.91	9.32
121.60	35.55	33.57	15.34	A = 27.03 A'= 13.02	12.48	10T20 25.13 7T16= 14.07	4T14 4T16 = 14.19	117 82.98	1760 2189.9	12.87
117.40	35.55	29.78	15.71	A = 24.15 A'= 8.55	12.00	8T20= 25.13 6T14= 9.23	4T14 4T16 = 14.19	137 107.6	1760 2570.12	10.85
113.20	35.55	30.99	18.26	A = 25.07 A'= 9.99	15.01	8T20= 25.13 6T16= 12.06	8T16 = 16.08	137 98.70	1760 2604.88	11.10
109.00	45.65	53.17	12.98	A = 35.96 A'= 11.19	8.46	12T20 37.69 6T16= 12.06	6T14 = 9.23	137 101.7	1760 2684.1	16.37
104.00	45.65	37.92	19.58	25.21	13.51	8T20 = 25.13	4T14 4T16 = 14.19	137 92.04	1800 2649.1	8.08
100.00	45.65	39.52	17.73	27.34	11.73	10T20 = 31.41	6T16 = 12.06	137 69.68	1800 2783.05	8.78

Tableau de ferrailage : Portique transversal

Niv	h _t	M _a (tm)	M _t (tm)	A _{app} (cm ²)	A _{tra} (cm ²)	n ^o _{appuis}	n ^o _{travées}	V' _b	V _a	T _{max}
1	35x55	19.13	8.80	15.77	6.96	8T16=16.08	4T16= 8.04	79.72 82.92	2727.3 1800	11.68
2	35x55	31.14	11.61	A=25.19 A±10.16	9.30	8T20=25.13 6T16=12.06	6T16=12.06	137 107.4	1760 2799.1	15.17
3	35x55	30.30	15.89	A=24.50 A± 9.16	12.96	8T20=25.13 6T14= 9.23	4T14+4T16 = 14.19	137 103.9	1760 2481.16	15.73
4	35x55	34.01	13.81	A=27.37 A±13.53	11.17	10T20=31.41 7T16=14.07	6T16=12.06	137 106.4	1760 2541.0	16.60
5	35x55	28.08	14.23	A=22.80 A± 6.05	11.53	8T20=25.13 4T14= 6.15	6T16=12.06	137 118.8	1760 2624.9	16.83
6	45x65	48.09	22.64	A=32.75 A± 6.35	15.16	12T16=32.16 6T12= 6.78	8T16=16.08	137 64.55	1760 2578.4	14.13
7	45x65	53.71	14.01	A=36.30 A±11.70	9.17	12T20=37.69 6T16=12.06	6T14= 9.23	125.2 83.11	2789.12 2579.14	11.54
8	45x65	45.30	18.54	A=31.01 A± 3.69	12.29	10T20=31.41 5T12= 5.65	8T14=12.31	137 63.53	1800 2797.14	10.04

VIII - F O N D A T I O N S

- ETUDE DU SOL

- CALCUL DES FONDATIONS

- DALLAGE SUR TERRE PLEIN

E T U D E D U S O L
 =-----=

- Introduction

Pour pouvoir choisir le type de fondation qui convient à notre structure on fait au préalable une étude du sol pour déterminer ses caractéristiques et sa charge portante.

1 - Détermination des caractéristiques du sol

Les essais effectués sur les différents échantillons prélevés de la couche de sondage, ont donné les résultats suivants :

- Couche 1 : Argile brune sableuse; profondeur : 2.0 - 7.0 m

Poids spécifique $\gamma = 1.87 \text{ t/m}^3$.

Essai triaxial : Angle de frottement interne = 20°

Cohésion $C = 0.25 \text{ kg/m}^2$

Essai oedométrique : $e_o = 0.735$ (indice des vides initial)

$c_t = 0.196$ (coefficient de tassement)

$V_c = 1.8 \text{ kg/cm}^2$ (contrainte de préconsolidation)

- Couche 2 : Argile sableuse marron .Profondeur : 7.0 à 11.0 m

Poids spécifique $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$

L'essai oedométrique a donné les résultats suivants:

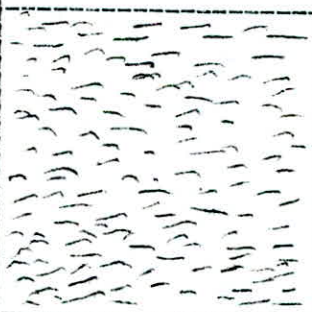
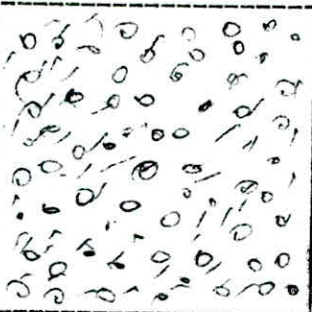

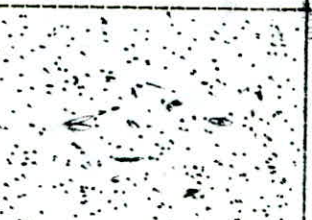

$e_o = 0.700$; $c_t = 0.237$; $V_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

- Couche 3 : Argile sableuse rouge, profondeur 11.0 à 14.0 m

Poids spécifique $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$

L'essai oedométrique a donné :

$e_o = 0.6$; $c_t = 0.138$; $V_c = 2.2 \text{ kg/cm}^2$

COUPE de SONDAGE du		TERRAIN		
Profondeur	Couches	Echantillons		Nature du sol
				Remblai $\gamma = 1.5 \text{ t/m}^3$
2.00 m				Argile sableuse brun $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$
			5.60m	
			6.00m	
7.00 m				Argile sableuse marron $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$
			9.40m	
			9.80m	
11.00m				Argile sableuse rouge $\gamma = 2.7 \text{ t/m}^3$
			11.0m	
			12.0m	
14.00 m				Sable compacté
			13.0m	
			13.5m	
			14.0m	
			14.5m	
17.50 m				
20.00m				

Détermination de la charge portante du sol

Pour les fondations superficielles, le D.T.U (document technique unifié) préconise la formule suivante :

$$q_a = \gamma_1 D + \frac{\gamma_2 N_q + \gamma_1 D (N_q - 1) + c N_c}{F_s}$$

avec : $\gamma = \frac{B}{2(1 + B/L)}$; pour les semelles continues $\gamma = 0.5 B(qd \text{ I-co})$

- γ_1 : poids spécifique des terres au-dessus de la semelle
- γ_2 : poids spécifique des terres au-dessous de la semelle
- F_s : coefficient de sécurité = 3
- D : Ancrage de la semelle
- B : Largeur de la semelle
- N_q : terme de profondeur ; $N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\psi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \psi}$
- N_c : terme de cohésion ; $N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \psi}$
- N : terme de surface ; $N = \frac{1}{2} \left(K_p \frac{\cos(\pi/4 - \psi/2)}{\cos^2(\pi/4 + \psi/2)} - \text{tg}(\pi/4 + \psi/2) \right)$

Calcul de q_a :

$$\psi = 20^\circ$$

$$d'où : N = 4.97 ; N_q = 6.40 ; N_c = 14.80$$

$$c = 0.25$$

$$\text{Donc : } q_a = 1.5 \cdot 10^{-3} \times 200 + \frac{1}{3} (\times 0.5 \times 200 \times 1.5 \cdot 10^{-3} \times 4.97 + 1.5 \cdot 10^{-3} \times 200 (6.4 - 1) + 0.25 \times 14.8)$$

$$q_a = 2.37 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour un ancrage de 2.00 m et des semelles continues dont la largeur

est de l'ordre de 2.00 m ; la charge portante du sol est $q_a = 2.37 \text{ kg/cm}^2$.

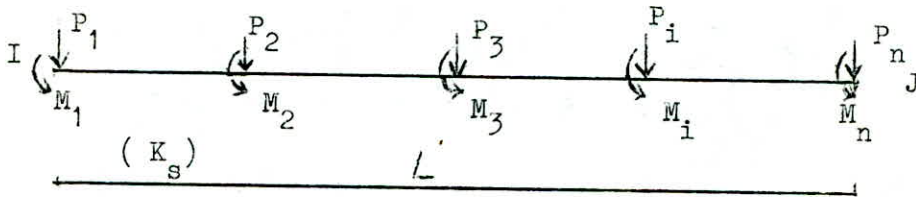
CALCUL DES FONDATIONS

Les fondations de notre structure ont été calculé par la méthode des poutres continues sur appuis élastiques .

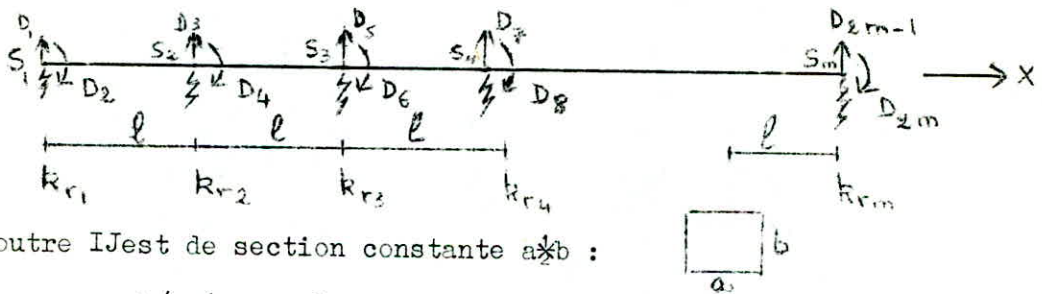
Principe :

L'effet du sol est remplacé par celui de ressorts correspondants. La méthode de calcul restant celle des déplacements.

Soit une poutre continue IJ, appuyée sur un sol de coefficient d'élasticité K_s .



Remplaçons l'effet du sol par celui de ressorts de raideur " k_r " espacés de " l ".



Si la poutre IJ est de section constante $a \times b$:

Alors $k_{r1} = k_{r,m} = 1/2 \cdot (K_s l a)$ ressorts de rive , pour les autres ressorts :

$$k_{ri} = K l a .$$

Equations d'équilibres :

Soit S_1, S_2, \dots, S_m des nœuds de la poutre continue IJ.

Nous commençons par écrire la matrice de rigidité de chaque barre élémentaire $S_1 - S_2 ; S_2 - S_3 ; \dots, S_{m-1} - S_m$; qui est , dans le cas général de poutres continues , si $EI = Cte$

$$(K) = \begin{bmatrix} 12EI/l^3 & 6EI/l^2 & -12EI/l^3 & 6EI/l^2 \\ 6EI/l^2 & 4EI/l & -6EI/l^2 & 2EI/l \\ -12EI/l^3 & -6EI/l^2 & 12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ 6EI/l^2 & 2EI/l & -6EI/l^2 & 4EI/l \end{bmatrix}$$

à cette matrice (K), nous associons "le vecteur degré de liberté", et "le vecteur charge".

Nous faisons l'assemblage ensuite, en calculant K_{ij} et K_{ip} .

$$\sum_{i,j} K_{ij}(\text{poutre}) = \sum_{i,j} k_{ij}(\text{barres élémentaires}), \text{ et } K_{ip} = \sum_{i} k_{ip}$$

Pour avoir les équations d'équilibre, il suffit d'ajouter les k_{ri} ($i=1, \dots, n$) dans les termes de la diagonale principale correspondants aux déplacements verticaux $D_1, D_2, D_3, \dots, D_{2n-1}$. Enfin, la résolution du système $(K).(D)=(P)$, nous donne les déplacements (D) (*).

Si notre but n'est pas seulement de chercher (D), mais aussi les efforts dans la poutre IJ, il suffit de revenir aux barres élémentaires et écrire:

$$(F) = (K).(D_b) + (K_p) \quad (**)$$

(*): Si dans la résolution on trouve qu'un ou plusieurs des $D_1, D_3, D_5, \dots, D_{2n-1}$ est positif, il suffira de retirer le ou les ressorts ((le sol ne travaille pas à la traction)) et de refaire le calcul.

(**): Voir calcul statique.

PREDIMENSIONNEMENTHauteur h_t :

$$h_t = 1/9 \text{ à } 1/6 \quad l : \text{ entre-axe des poteaux}$$

$$6.60/9 \leq h_t \leq 6.60/6 \quad \text{d'où : } 0.73 \text{ m} \leq h_t \leq 1.1 \text{ m}$$

Soit $h_t = 1 \text{ m}$.

On considère une poutre à hauteur constante , plus coûteuse en béton-acier mais plus simple pour exécution; donc plus économique en main d'œuvre .

Largeur b :

$$b = \frac{N/2}{1 \bar{V}_s} \quad \text{Où : - } N : \text{ Charge ramenée par le poteau}$$

- l : Distance entre-axe des poteaux
- \bar{V}_s : Contrainte admissible du sol

Selon les charges ramenées par les poteaux, on distingue 2 types de semelles :

- Semelle intermediaire S_1 : $N^{\max} = 512.04 \text{ t}$

- Semelle de rive S_2 : $N^{\max} = 341.60 \text{ t}$

Semelle S_1 :

$$b = \frac{N}{2 l \bar{V}_s} = \frac{512.04 \cdot 10^3}{2 \cdot 6.60 \cdot 2.37} = 163.67 \text{ cm ; soit } b = 2 \text{ m}$$

Contraintes dans le sol en considerant le poids de la semelle:

Poids de la semelle : $1 \times 2 \times 6.6 \times 2.5 = 33 \text{ t}$

Charge totale : $q_{\text{tot}} = q_{\text{pot}} + q_{\text{sem}} = \frac{512.04}{2} + 33 = 289.02 \text{ t}$

Donc :

$$\bar{V}_s = \frac{q_{\text{tot}}}{b \cdot l} = \frac{289.02 \cdot 10^3}{200 \cdot 6.60} = 2.189 \text{ kg/cm}^2 < \bar{V}_s = 2.37 \text{ kg/cm}^2$$

Semelle S₂:

$$b = \frac{N}{2 l \bar{v}_s} = \frac{344.60 \cdot 10^3}{2 \cdot 6.60 \cdot 2.37} = 109.19 \text{ cm; soit } b = 140 \text{ cm}$$

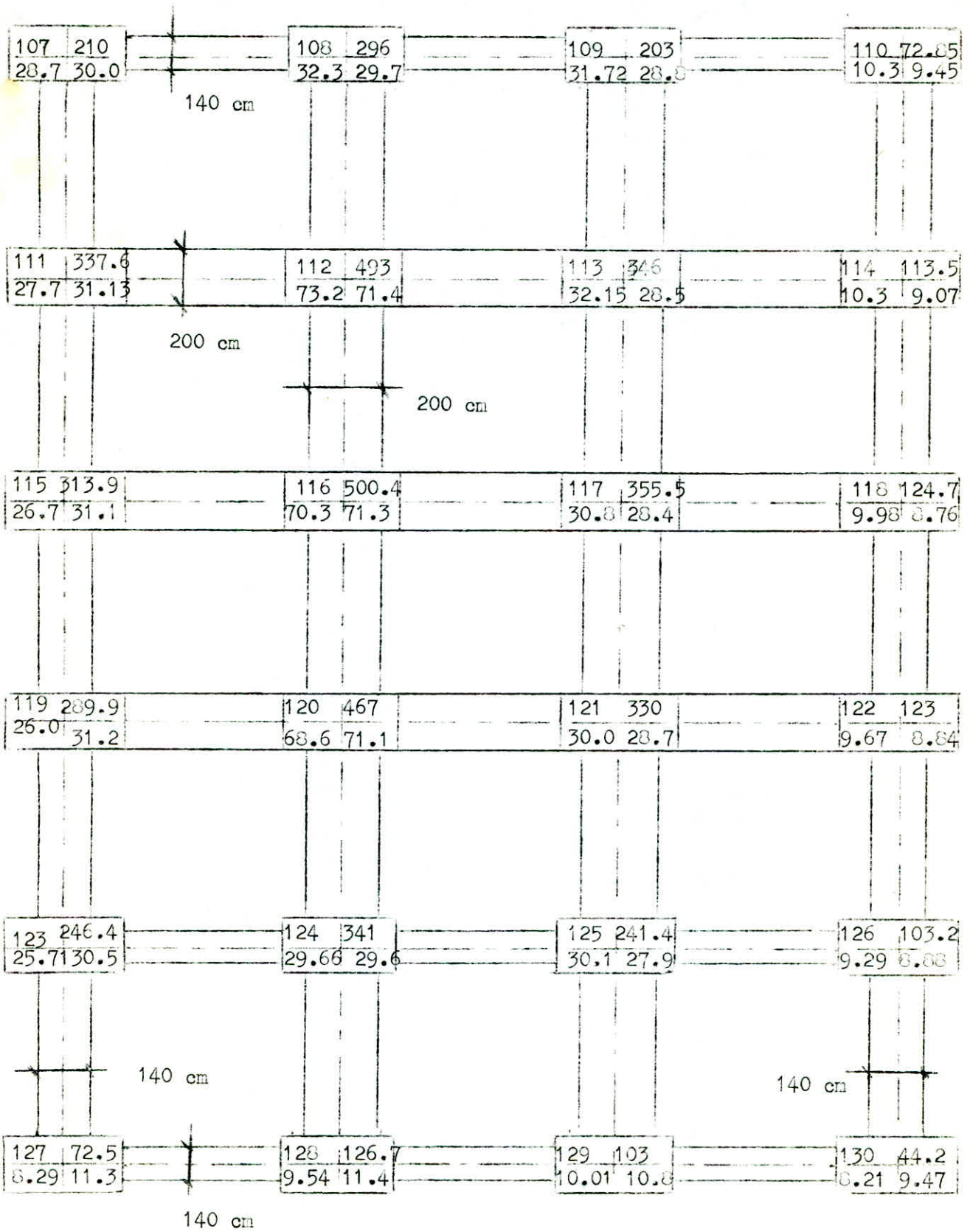
Contrainte dans le sol en considerant le poids de la semelle :

Poids de la semelle : $1 \times 1.40 \times 6.6 \times 2.5 = 23.10 \text{ t}$

Charge totale : $q_{\text{tot}} = q_{\text{pot}} + q_{\text{sem}} = \frac{344.60}{2} + 23.10 = 193.90 \text{ t}$

$$\text{D'où : } \bar{v}_s = \frac{q_{\text{tot}}}{b l} = 2.098 \text{ kg/cm}^2 < \bar{v}_s$$

Dimensionnement des semelles



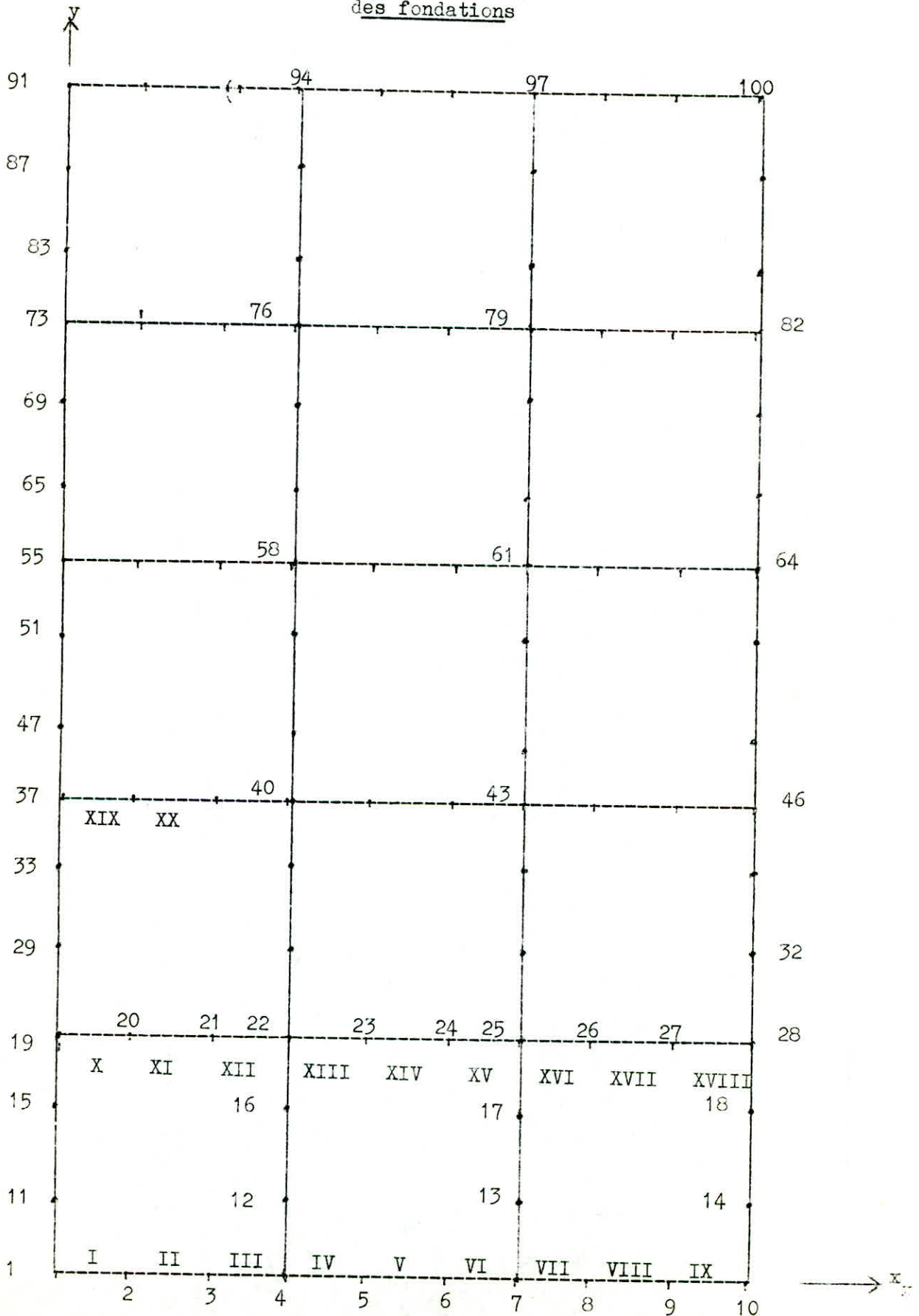
N_0	$N(t)$
$M_2(t_m)$	$M_3(t_m)$

Semelle S_1 : $b = 200$ cm

$h_t = 100$ cm

Semelle S_2 : $b = 140$ cm, $h_t = 100$ cm

Numérotation des nœuds et des barres élémentaire pour le calcul des fondations



N.B :- I , II , III ,..... barres élémentaires

Les résultats donnés par l'ordinateur, sont les suivants .

N ^o	N ^o corr	Tassements (w _i)(cm)	M(t.m)	T (t)
1	127	0.342	53.15	190.24
4	128	0.283	48.40	30.61
7	129	0.201	37.89	26.29
10	130	0.201	34.88	11.98
19	123	0.604	128.04	64.47
22	124	0.483	130.90	70.85
25	125	0.353	94.65	53.37
28	126	0.259	45.82	28.88
37	119	0.689	103.20	63.98
40	120	0.581	177.49	87.84
46	122	0.290	24.30	26.64
55	115	0.730	113.36	69.59
58	116	0.616	185.38	93.10
61	117	0.460	107.89	63.90
64	118	0.286	46.20	27.52
73	111	0.753	114.28	77.57
76	112	0.603	180.30	91.72
79	113	0.437	101.24	60.75
82	114	0.257	31.12	25.62
91	107	0.943	30.10	63.19
94	108	0.638	107.60	71.15
97	109	0.455	73.14	46.99
100	110	0.332	10.30	22.53

Tassements différentiels

Le programme SAP IV , a donné, pour les tassements, les résultats suivants :

$$- w_{\min}(\text{plus petit tassement}) = 0.2015 \text{ cm .}$$

$$- w_{\max}(\text{plus grand tassement}) = 0.9435 \text{ cm .}$$

$$\text{Donc : } \Delta S(\text{tassement différentiel}) = 0.9435 - 0.2015 = 0.7419 \text{ cm .}$$

$$\text{On doit avoir : } \delta = \Delta S/L < 1/250$$

$$\Delta S < L/250 = 660/250 = 2.64 \text{ cm .} \quad \text{Vérfié}$$

Ferraillage Semelle S_1

1) En travée

travée S_1	108-112	112-116	116-120	120-124	124-128
M(tm)	111.69	61.02	65.92	38.89	64.81
A	50.37	27.52	29.73	17.54	29.23
n \emptyset	16T20	6T25	10T20	6T20	10T20
Aad	50.26	29.45	31.41	18.84	29.45

Semelle S_2

travée S_2	127-128	128-129	129-130
M(tm)	28.43	16.55	34.56
A	12.82	7.46	15.58
n \emptyset	5T20	4T16	5T20
Aad	15.70	8.04	15.70

2) Sur appuiSemelle S_1

appui	108	112	116	120	124	128
M(tm)	29.70	164.81	155.81	144.71	130.90	11.49
A	13.39	74.33	70.27	65.26	59.03	5.18
n°	8T16	16T25	15T25	14T25	13T25	4T16
Aad	16.08	78.54	73.63	68.72	63.81	8.04

Semelle S_2

appui	127	128	129	130
M(tm)	8.30	48.40	37.59	8.20
A	3.74	21.82	17.08	3.69
n°	4T14	7T20	6T20	4T14
Aad	6.15	21.99	18.84	6.15

Armatures sur appuis

Sens X

Semelle S_1

S_1	108	112	116	120	124	128
M	107.60	180.30	185.30	177.49	94.67	48.40
A	48.42	81.13	83.42	79.87	42.60	21.78
$n\emptyset$	10T25	10T32	17T25	10T32	9T25	7T20
Aad	49.09	80.42	83.45	80.42	44.18	21.99

Semelle S_2

S_2	127	128	129	130
M	11.30	11.49	10.89	9.50
A	5.08	5.17	4.90	4.27
$n\emptyset$	4T14	4T14	4T14	4T14
Aad	6.15	6.15	6.15	6.15

Armatures transversalesSemelle S_1

travée	108 - 112	112 - 116	116 - 120	120 - 124	124 - 128
T^{\max}	83.28	90.60	89.15	77.11	70.85
A_t (cm ²)	6T10 4.71	6T10 4.71	6T10 4.71	6T10 4.71	6T10 4.71
t(cm)	10.31	9.40	9.57	11.21	12.29
t_{ad}	10	9	9	11	12

Semelle S_2

travée	127 - 128	128 - 129	129 - 130
T^{\max}	30.61	26.95	26.29
A_t (cm ²)	3T10 2.35	3T10 2.35	3T10 2.35
t(cm)	14.55	16.63	17.07
t_{ad}	14	16	17

DALLAGE SUR TERRE PLEININTRODUCTION

On désigne par dallage , un ouvrage plan en béton , de grande surface et de faible épaisseur, reposant sur un sol homogène et suffisamment résistant , auquel il transmet directement les charges qui lui sont appliquées .

Cet ouvrage doit être considéré comme une fondation superficielle sujet au tassement et le plus souvent désolidarisé de la structure .

On distingue 2 types de dallage en béton sur terre plein :

- Dallage en une couche
- Dallage en 2 couches

Le dallage en une couche , le plus utilisé peut avoir une surface lissée à la truelle ou il peut être doté d'un état de surface souhaité pour les rampes ou les plate-formes de chargement . Il peut être surfacé à la main ou à l'aide d'équipements mécaniques ou les deux à la fois .

Le dallage en 2 couches se compose d'une couche de base identique en construction au dallage en une couche , sauf pour le surfacage et d'une couche supérieure de 2 à 2.5 cm d'épaisseur qui adhère totalement à la couche de base .

Méthode de calcul

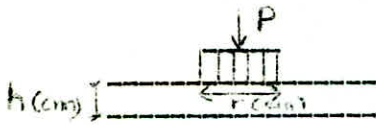
Le calcul conduira aux 2 vérifications suivantes :

- a) : Effet d'une charge variable ponctuelle roulante .
- b) : Effet d'une charge répartie suivant le système d'exploitation .

Pour les dallages non armés , la contrainte de traction du béton ne doit pas dépasser 24 bars pour un béton dosé à 350 kg/m^3 (Art 9.7 CCBA68).

a) - Effet d'une charge concentrée roulante

D'après la théorie de WESTERGAARD , la contrainte de traction par flexion du béton est donnée par la formule suivante :



$$V = \frac{\alpha p}{h^2} \left(1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{R}}}{0.925 + 0.22 \cdot r/R} \right)$$

Dans laquelle :

- V : citée plus haut
- α : coefficient = 4200 (coins des dalles non protégés)
- p : charge concentrée en (kg)
- h : épaisseur du dallage en (cm)
- r : rayon en (cm) d'une aire équivalente à la surface de contact du pneu de chariot de manutention
- R : rayon de rigidité relative de la dalle en (cm)
donné par la formule :

$$R = \sqrt{\frac{E h^3}{12(1 - \nu^2) K}}$$

avec : - E : Module de déformation instantané du béton (kg/cm²)

- ν : Coefficient de poisson

- K : Module de réaction du sol en (kg/cm²/cm)

$$K = 5 \quad ; \quad \nu = 0.15$$

b) - Effet d'une charge uniformément répartie : P(t/m²)

La contrainte est donnée par :

$$V = \frac{18.50 P}{K \times h}$$

Armatures de retrait (A'_r) :

$$A'_r \text{ (cm}^2\text{/ml)} = \frac{0.5 K_2 L P_0}{\bar{V}_a} ; \text{ avec :}$$

- K_2 : Coefficient de frottement béton/sol (=1.5) .
- L : Distance entre joints perpendiculaires aux aciers calculés .
- P_0 : Poids de la dalle (kg/cm^2) .
- \bar{V}_a : Contrainte admissible de l'acier = 3500 kg/cm^2 (treillis).

Donc :

$$P_0 = 2500 \cdot 0.13 = 325 \text{ kg/cm}^2 .$$

On admet que les surcharges soient installées après trois mois :

$$\text{d'où : } P_0 = 325 + 0.25p ; \text{ avec : } p = 400 \text{ kg/cm}^2 .$$

CALCUL DU DALLAGE

- Épaisseur du dallage :

On prend une épaisseur $h = 13 \text{ cm}$.

- Contrainte dans le béton :

* Charge localisée : $P = 1.5 \text{ t}$

$$h = 13 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \\ \text{---} \end{array} \right. \quad r = 15 \text{ cm} \quad ; \quad R = \sqrt{\frac{378000 \cdot 10^3}{12(1-0.15^2)5}} = 61.3$$

$$r/R = 15/61.3 = 0.24$$

$$\bar{V} = \frac{4200 \times 1.5}{(13)^2} \left(1 - \frac{\sqrt{0.24}}{0.925 \times 0.22 \times 0.24} \right) = 18.6 \text{ kg/cm}^2 .$$

* Charge uniformément répartie : $P = 0.25 \text{ t/m}^2$.

$$\bar{V} = \frac{18.5 \times 0.25}{5 \times 13} = 5.74 \text{ kg/cm}^2 .$$

Dans les 2 cas; $\bar{V} < 24 \text{ bars}$.

Armatures de retrait :

$$P_0 = 325 + 100 = 425 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$L = 660 \text{ cm} ; \bar{V}_a = 3500 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$\text{Donc : } A'_r = \frac{0.5 \times 1.5 \times 660 \times 425}{3500} = 0.60 \text{ cm}^2\text{/ml} .$$

On prendra un treillis soudé $\phi 6$; soit $6\phi 6/\text{m}^2/15$.

ANNEXE :Définitions :

On appelle :

- Nœud, un point de la structure où on choisit une ou plusieurs inconnues
 - Inconnues cinématiques; les inconnues de la méthode, des déplacements; ce sont les déplacements inconnus des nœuds de la structure étudiée.
 - Structure cinématiquement déterminée: une structure dont les inconnues cinématiques sont toutes imposées nulles. La structure est donc complètement bloquée au point de vue du mouvement de ses nœuds.
 - Structure cinématiquement indéterminée: une structure ne répondant pas à la définition précédente. Un certain nombre de nœuds peuvent donc subir des déplacements.
 - Blocage simple: une liaison imposant, en un nœud, un déplacement nul dans une direction donnée.
 - Degré d'indétermination cinématique: un nombre représentant le total des blocages simples à effectuer sur une structure pour la ramener à une structure cinématiquement déterminée. Comme chaque blocage simple supprime un déplacement inconnu, ce degré représente le nombre d'inconnues cinématiques de la structure.
 - Structure cinématique de référence: une structure cinématiquement déterminée qui servira de base à l'étude, par la méthode des déplacements, de la structure donnée.
- Il est important de remarquer que, une fois fixé, le degré m d'indétermination cinématique de la structure à analyser, la structure cinématique de référence correspondante est unique.

On définit en outre les notations suivantes :

m degré d'indétermination cinématique

C_0 structure cinématique de référence

D_j ($j=1\dots m$), désigne les m inconnues cinématiques

P_i ($i=1\dots m$), désigne les m formes extérieurs agissant aux noeuds et correspondant aux déplacements D_i .

-

- Par définition, on appelle coefficient de rigidité et on note K_{ij} la réaction produite à l'endroit du blocage i , dans la direction, par un déplacement unité $D_j = 1$ agissant sur le blocage j , dans la direction j .

Ces coefficients de rigidité jouissent de la propriété suivante qui résulte du théorème de réciprocité de BETTI MAXWELL :

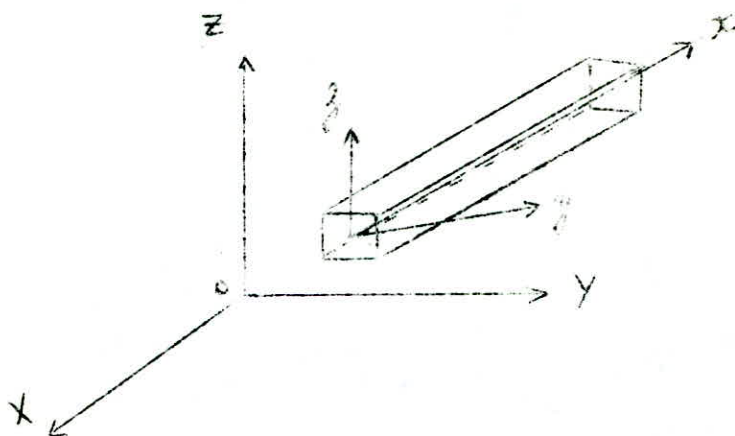
$$K_{ij} = K_{ji}$$

On définit de la même manière et on note K_{ip} , le coefficient représentant la réaction produite à l'endroit du blocage i , dans la direction i , par les forces extérieurs .

- Remarque : Lorsqu'on applique la méthode des déformations , les coefficients K_{ij} et K_{ip} se calculent dans la structure cinématiquement déterminée de référence C_0 .

On appelle système de coordonnées locales, un système d'axes attachés à une barre, de telle sorte que l'axe x coïncide avec l'axe de la barre, et que les axes y et z coïncident avec les axes principaux d'inertie.

On appelle système de coordonnées global (ou absolu) le système d'axes attachés à la structure complète, il est unique, choisi arbitrairement, et c'est par rapport à lui que l'on calcule les inconnues cinématiques D_j , les coefficients K_{ij} et les termes constants ($P_i - K_{ip}$) lorsqu'on résout la structure complète. On le désigne par les majuscules XYZ .



Principe de superposition :

Considérons une structure faite d'un matériau élastique et obéissant à la loi linéaire de HOOKE. Si les déformations de la structure sous l'effet des forces appliquées sont très petites et n'affectent pas l'action des forces, l'effet produit par plusieurs forces agissant simultanément est égal à la somme des effets produits par chacune des forces supposées agissant séparément.

On peut distinguer deux catégories d'effets :

- 1 - Les effets mécaniques (réaction R ; éléments de réduction M , M_t , N , T ; contraintes σ , τ) pour lesquels le principe s'appelle plus particulièrement, principe de superposition des forces.
- 2 - Les effets géométriques (déplacements D ; rotations déformation ϵ , ν) pour lesquels le principe s'appelle, principe de superposition des déplacements.

Résolution du système $(K)(D) = (P)$

- K étant 1 ère matrice bande (dans le cas d'une numérotation correcte)
- K étant symétrique.
- K étant définie positive.

La résolution du système linéaire peut se résoudre par :

* La méthode de GAUSS

Cette méthode, valable pour tout système linéaire, consiste à trianguliser la matrice par combinaison linéaire des équations.

Des variantes existent à cette méthode pour tenir compte de la symétrie de K et de sa nature bande.

* Méthode de CHOLESKI

Cette méthode est applicable pour des systèmes symétriques définis positifs.

Elle consiste à décomposer la matrice (K) en 2 matrices triangulaires transposées l'une de l'autre.

$$(K) = (L)^T(L)$$

On résoud alors successivement les 2 systèmes triangulaires.

$$(X) = (L).(D) = (L)^{T-1}.(P)$$

$$(D) = (L^{-1})(X)$$

Cette méthode est intéressante lorsque tout le système peut être stocker en mémoire centrale.

* Méthode Itérative

Ces méthodes convergent pour ce type de système

Remarque :

Le SAP IV utilise la méthode de GAUSS, dont voici le programme :

```

TYPE F:JGAUS.FOR
      DIMENSION A(20,21), X(20)
C
      CALL OPEN(2, 'E:JDATA')
      CALL LOPEN(6, 'LST:')
C
      ACCEPT 'TAILLE DE LA MATRICE' ,N
C
      NN = N + 1
C
C LECTURE DE LA MATRICE ET DU SECOND MEMBRE SUR LE FICHER 2
C
      DO 100 I = 1, N
          READ(2,*) (A(I,J),J = 1,NN)
100  CONTINUE
C
C IMPRESSION DE LA MATRICE INITIALE ET DU SECOND MEMBRE
C
      WRITE(6,1000)
      DO 200 I = 1,M
          WRITE(6,1000) (A(I,J) ,J = 1,N)
200  CONTINUE
      WRITE(6,1000)
      WRITE(6,1000) (A(I,NN),I = 1,N)
C
C TRIANGULARISATION
C
      NML=N-1
      DO 1 K = 1,NML
          KP1=K+1
          DO 2 I=KP1,N
              AM=A(I,K)/A(K,K)
              DO 3 J=KP1,NN
                  A(I,J)=A(I,J)-AM*A(K,J)
3              CONTINUE
2          CONTINUE
1      CONTINUE
C IMPRESSION DE LA MATRICE TRIANGULARISEE ET DU SECOND MEMBRE REDUIT
C
      WRITE(6,1000)
      WRITE(6,1000)
      DO 4 I=1,N
          WRITE(6,1000) (A(I,J),J=1,N)

```

```

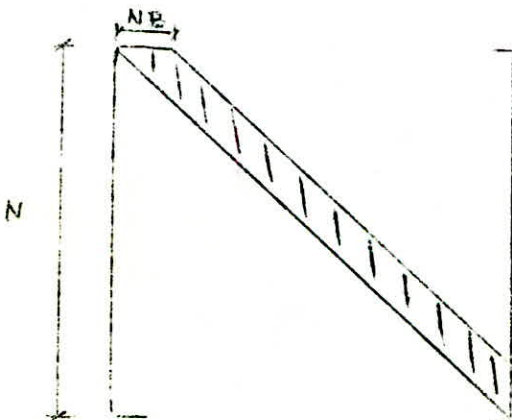
4      CONTINUE
      WRITE(6,1000)
      WRITE(6,1000) (A(I,NN), I=1, N)
1000  FORMAT(1H ,6E10.5)
C
C      TRAITEMENT DU SECOND MEMBRE
C
      X(N)=A(N,NN)/A(N,N)
      DO 5 L=1,NN-1
          I=N-L
          Y=0.0
          IP1=I+1
          DO 6 J=IP1,N
              Y=Y+A(I,J)*X(J)
6      CONTINUE
          X(I)=(A(I,NN)-Y)/A(I,I)
5      CONTINUE
C
C      IMPRESSION DES RESULTATS
C
      WRITE(6,1000) (X(I), I=1, N)
C
      STOP
      END

```

Le **SAP** IV, profite de la nature bande, ainsi que de la symétrie de (K) ; de sorte que le nombre total d'opérations, qui est, en principe

$$\left(\frac{N(N-1)}{2} + N\right) + \left(\frac{N(N^2-1)}{3} + \frac{N(N-1)}{2}\right) \quad (*)$$

$$\text{Baisse à } \frac{N \cdot NB^2 \cdot N}{2} + N \cdot NB \cdot (N \gg NB)$$



La largeur de bande NB dépend de la numérotation. Comme NB intervient avec une puissance 2, il est donc conseillé de prêter une grande attention à cette numérotation.

Conclusion :

Bonne numérotation, ceci implique une largeur de bande NB minimum,
donc, un nombre d'opération minimum .

(*): Le ~~temps~~ d'addition(soustraction) est négligé devant celui de
multiplications(divisions) .

BIBLIOGRAPHIE

-Reglements : CCBA 68

RPA 81

- AIDE MEMOIRE B.A

- AIDE MEMOIRE RDM

- CALCUL PRATIQUE DES SECTIONS DE B.A (FLEXION SIMPLE ET COMPOSEE)

P.CHARON

- TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET DES PAROIS. R.BARES

- COURS DE B.A (TOME II). BELLAZOUGUI

- FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE G.PHILIPPONNAT

- TRAITE DE B.A (TOME III) A.GUERRIN

- BULLETIN CTC NOV - DEC 80

- ELEMENTS DE STATIQUE DE CONSTRUCTIONS;FASCICULE 1 ET 4 :STATIQUE
DES CONSTRUCTIONS ELASTIQUES FORMEES DE BARRES

NOTES DE COURS DE CH.MASSONNET .

- PHYSIQUE THEORIQUE (TOMEI) . L.LANDAU ET E.LIFCHITZ

