

20X

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie-Civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

**BIBLIOTHEQUE**

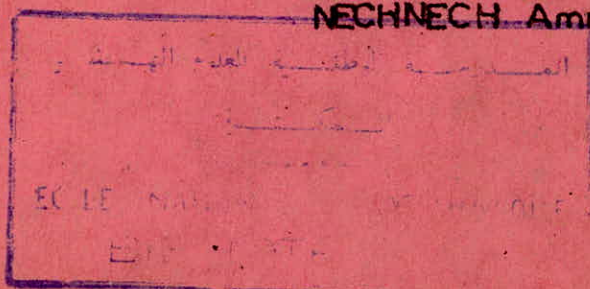
OSSATURE AUTO-STABLE

**4 (R+3)**

Propose par :  
BEHA

Etude par :  
LARADI Nadr  
NECHNECH Ammar

Dirige par :  
M<sup>r</sup> BLOUD



PROMOTION : JANVIER 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Departement : De Genie-Civil

### PROJET DE FIN D'ETUDES

THESE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE  
L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT EN  
GENIE-CIVIL

SUJET

# BIBLIOTHEQUE

OSSATURE AUTO-STABLE

**4 (R+3)**

Propose par :  
BEHA

Etudie par :  
LARADI Nadir  
NECHNECH Ammar

Dirige par :  
M<sup>r</sup> BLOUD

الجامعة الوطنية للعلوم والتقنية  
ECOLE NATIONALE  
BIBLIOTHEQUE

PROMOTION : JANVIER 1985

## REMERCIEMENTS

Que tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail trouvent ici l'expression de notre vive et profonde reconnaissance.

En particulier, nous prions M<sup>r</sup> BLOUD notre promoteur de trouver ici nos sincères remerciements pour les nombreux conseils qu'il n'a cessé de donner à chaque entretien.

Nous sommes très heureux de témoigner notre grande sympathie et notre profonde reconnaissance à M<sup>e</sup> GUESSAB. A. Directeur technique du B.E.H.A.

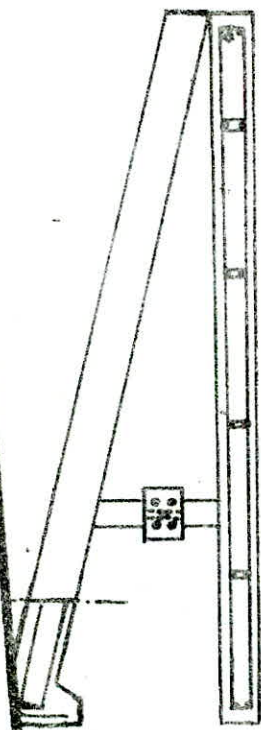
Nous tenons à remercier vivement nos amis :

- BOUCHANANE Boualem
- CHAOLINE Brahim
- SEBÂA Mohamed

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont participé à notre formation.

## Dedicaces

je dédie ce modeste travail



ma mère, mon père

ma future femme

mes sœurs: *Fhassiba*, *Leila*

*Hayat* et ma petite sœur

mon frère *Djahid*, sa femme *Fatiha*

ses deux petits garçons

*Ouassim* et *Ouolid*

ma belle mère, mon beau père

mes belles sœurs et mes beaux

frères et à tous leurs enfants

Toute ma famille.

Tous mes amis

Aux futurs ingénieurs.

LARADI Nadia

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Nadia Laradi'. The signature is stylized and written in a cursive-like font.

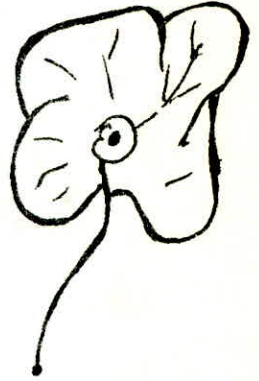
- Dédicaces.

Je dédie ce modeste travail

- à ma famille  
- à mes amis

et à tous ceux qui de près ou de loin  
m'ont aidé dans mes études

NECHNECH Ammar





## INTRODUCTION

Dans notre pays le bâtiment reste une nécessité grandiose pour sa diverse utilisation (habitation, industrie, culture, etc...)  
Quelle que soit sa forme, sa grandeur, son usage, celui-ci nécessite une étude approfondie se basant non seulement sur le calcul mais également sur les méthodes et les matériaux qui serviront de réalisation.

Notre bâtiment est une bibliothèque qui sera implantée au centre de quartier Mohammed GARIDI à Kouba, wilaya d'Alger classée zone II de moyenne sismicité.

### Présentation de l'ouvrage (Descriptif technique)

Notre bâtiment est composé de 4 blocs dissymétriques séparés par des joints de dilatation (imposés par le C.T.C) de forme rectangulaire et comportant 4 niveaux, ainsi que 2 cages d'escaliers et 2 cages d'ascenseur désolidarisés du reste de la structure.

1<sup>er</sup> niveau ..... h = 3.63 m  
2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> niveau ..... h = 3.96 m

Pour les blocs B, C et D On a des terrasses accessibles (Centrale de traitement d'air pour les blocs C et D)  
(local des pompes pour le bloc B)

Notre bâtiment se compose aussi d'un vide sanitaire dont la profondeur est le 10<sup>ème</sup> de la hauteur, d'un R.D.C où sont prévus : une cafétéria, un bar, les archives, stockage, les dépôts, les bureaux et de 3 étages où sont prévus : les archives, bureaux, salle de lecture, salle de réunion.

La hauteur totale (acrotère comprise)  $h = 16.21 \text{ m}$

La longueur totale  $L = 35 \text{ m}$

La largeur totale  $l = 28 \text{ m}$

### Ossature et système constructif adopté :

- Notre ouvrage est contreventé par des portiques auto-stables dans les 2 sens : longitudinal et transversal
- Pour les blocs A et C on a des voiles pour la cage d'ascenseur désolidarisée du reste de la structure
  - Au niveau des terrasses des blocs B, C et D on a des salles de machine en charpente métallique.

### Taux de travail du sol :

la contrainte admissible du sol a été évaluée à  $\bar{\sigma}_s = 2.5 \text{ bars}$  à 2.5 m de profondeur (ancrage)

## Matériaux

Les matériaux entrant dans la construction du présent ouvrage seront conformes aux Règles techniques de Conception et à tous les règlements en vigueur en Algérie (PS 69) ; Le complément aux règles parasismiques du C.T.C (81) et le règlement parasismique Algérien (RPA).

## Planchers

Les planchers seront construits par des corps creux et une dalle de compression (20+5) reposant sur des poutrelles préfabriquées.

## Escaliers

Les escaliers seront construits étage par étage en même temps que l'ossature de façon à limiter l'emploi des échelles.

## Maçonnerie

Les murs extérieurs seront à double cloison avec un vide d'air.  
Les murs intérieurs seront des cloisons en briques creuses.

## Revêtements

- En Céramique pour les salles d'eau.
- En Carrelage pour le reste
- En plâtre pour les plafonds et les murs.



# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX ET REGLEMENTS UTILISES

## Introduction

Pour, utiliserons les reglements contenus dans le document technique "Regles C.C.B.A 68" dans tous nos calculs, ainsi que les regles CM 66 pour la charpente metallique.

## A. Beton

On utilisera un beton dose' a 350 kg/m<sup>3</sup> de Ciment C.P.A 325.

Resistance nominale :  $\sigma_{ns}' = \sigma' - 0,8e$

$\sigma'$  : moyenne arithmetique des mesures de resistance  
 $e$  : ecart quadratique.

Contrainte de compression admissible : (art 9.4 C.C.B.A 68)

$\sigma_b' = \beta_b' \sigma_{ns}'$  avec  $\beta_b'$  : la fraction de sa resistance nominale a 28 jours.

$$\beta_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \delta \cdot E$$

$\alpha = 1$  Ciment de classe 325

$\beta = 5/6 = 0,833$  sur chantier, le controle du beton est attene'

$\delta = 1$  Ce coefficient depend des epaisseurs relatives des elements et de la grosseur du granulat utilise'.

$\delta =$  depend de la distribution des contraintes dans la section

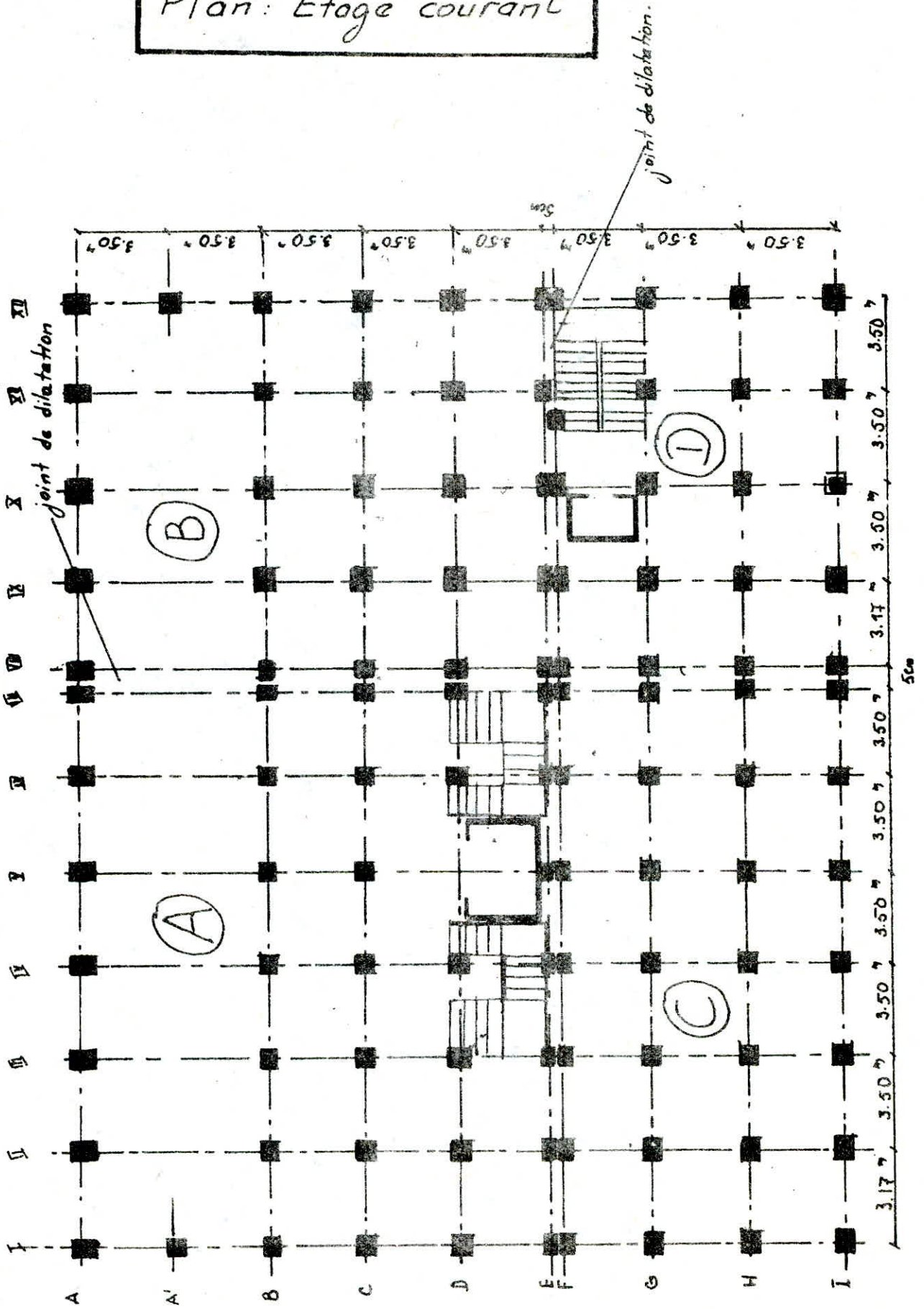
$\delta = 0,30$  dans le cas de la compression simple,  
 $\delta = 0,60$  dans le cas de la flexion simple.

$\delta = \begin{cases} 0,6 & \text{dans le cas de la flexion composee si l'effort normal est une traction} \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{dans le cas de flexion composee si l'effort normal est une compression et si } \delta < 0,6 \end{cases}$

et  $\delta = 0,6$  si  $\delta \geq 0,6$

$e_0$  : etant l'excentricite des forces exterieures par rapport au C.D.G. de la section totale du beton seul.

# Plan: Etage courant



$e$ : distance limitant le noyau central et le C.D.G. de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

$\epsilon$ : Coefficient régulateur qui dépend de la sollicitation et de la forme de la section considérée

$\epsilon = 1$  en cas de compression simple quelle que soit la forme de la section.

Dans les autres cas, on attribue à  $\epsilon$  la valeur numérique maximale qui plus égale à 1, mais qui soit compatible avec la condition de la contrainte moyenne du Béton de la section rendue homogène.

$$\sigma_m' = \frac{N_b'}{B'} \leq \bar{\sigma}_b'$$

$N_b'$ : étant l'effort de compression dans le béton  
 $B'$ : Surface du Béton Comprimé.

### Contrainte de traction de référence (art. 9.5 CCEA68)

La contrainte est nommée "de référence" et non "admissible" car on peut admettre de la dépasser pour certaines sollicitations.

Elle est prise égale à une fraction de la résistance à 28 jours du béton

$$\bar{\sigma} = \int_b \sigma_{28}'$$

$$\text{avec } \rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$ : même définitions que précédemment

$$\theta = f(\sigma_m') = f(\sigma_{28}')$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma_{28}'}$$

### B. ACIER

On utilise généralement dans les chantiers des aciers

- Doux de nuances Fe E 22 et Fe E 24

- Haute Adhérence de nuances Fe E 40 A et B

Contrainte admissible de traction et de compression  
pour les armatures longitudinales:

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \rho_a = 2/3 & \text{pour les sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre} \\ \rho_a = 1 & \text{pour les sollicitations du 2}^{\text{eme}} \text{ genre} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_{en}$ : limite d'élasticité nominale.

		Nuances	$\bar{\sigma}_{en}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Nature	Aciers doux A.D.X	Fe E 24	2400	1600
		Fe E 22	2200	1470
	Haute adherence H.A	Fe E 40 A et B $\phi \leq 20$ mm $\phi > 20$ mm	4200 4000	2800 2670

Treillis Soudés

Généralement on utilise les treillis soudés comme armatures des Dalles, des Hourdis et de voiles.

Pour  $\phi \leq 6$  mm  $\bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_{en}' = 5300$  kgf/cm<sup>2</sup>

Pour  $\phi > 6$  mm  $\bar{\sigma}_{en} = \bar{\sigma}_{en}' = 4500$  kgf/cm<sup>2</sup>

Resistances attribuables aux betons courants:

Ciment de classe 325 dose à 350 kg/m<sup>3</sup> de beton.

$$\bar{\sigma}_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_{28} = 23,2 \text{ bars}$$

Contraintes admissibles imposees par les conditions de fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k}{\phi} \eta \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

$\sigma_1$ : Contrainte de fissuration systematique

$\sigma_2$ : Contrainte de fissuration non systematique ou accidentelle

K: Coefficient des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$k = 1,5 \cdot 10^6$  { site protégé, ouverture maximale des fissures ( $w = 0,1$  mm)  
Fissuration peu nuisible

$k = 1 \cdot 10^6$  { site intempéré ( $w = 0,2$  mm)  
Fissuration nuisible (préjudiciable)

$k = 0,5 \cdot 10^6$  Site agressif ( $w = 0,1$  mm)  
Fissuration très nuisible (très préjudiciable)

$\eta$ : coefficient de fissuration  $\eta = 1$  Aciers A.D.X  
 $\eta = 1,6$  Aciers H.A.

$\phi$ : diamètre en mm de la plus grande barre tendue

$\bar{\omega}_f$ : pourcentage de fissuration

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  avec  $A$ : Section totale des barres tendues  
 $B_f$ : Section d'enrobage des barres tendues

$\bar{\sigma}_b$ : Contrainte de traction de référence du béton ou bars

Pour limiter la fissuration du béton on prend

$$\bar{\sigma}_a \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$$

### Recapitulation:

#### Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (SP1)

$\bar{\sigma}_{b0}' = 1 \times 5/6 \times 1 \cdot 0,3 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kgf/cm}^2$  (Compression Simple)

$\bar{\sigma}_{b1}' = 1 \times 5/6 \times 1 \cdot 0,6 \times 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kgf/cm}^2$  (Flexion Simple)

$\bar{\sigma}_b = 1 \times 5/6 \times (0,018 + \frac{2,1}{270}) \times 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kgf/cm}^2$  (Traction Simple)

$\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$  pour les FeE 40 A et B et  $\phi \leq 20 \text{ mm}$

$\bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kgf/cm}^2$  pour les FeE 24 -  $\phi > 20 \text{ mm}$

#### Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre (SP2)

Toutes les valeurs des contraintes admissibles du béton seront majorées de 50%

$\bar{\sigma}_{b0}' = 1,5 \cdot 68,5 = 102,5 \text{ kgf/cm}^2$

$\bar{\sigma}_{b1}' = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kgf/cm}^2$

Alors que les valeurs des contraintes admissibles des aciers longitudinaux sont:  $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a' = \bar{\sigma}_{en}$

## CHARGES et SURCHARGES

Les charges permanentes effectives sont évaluées d'après les volumes et les masses volumiques les plus défavorables qui sont susceptibles de présenter les matériaux dans leurs conditions d'emploi

### A. Charges permanentes

#### \* Plancher terrasse:

Gravillons (Protection - étanchéité) (5cm)	1800 kg/m <sup>3</sup> --- 90 kg/m <sup>2</sup>
Étanchéité multicouche (type: feutre bitume)	12 kg/m <sup>2</sup>
Choppe de protection (1cm)	20 kg/m <sup>2</sup>
Isolation thermique (1cm)	6 kg/m <sup>2</sup>
Forme de Pente (1,5cm)	120 kg/m <sup>2</sup>
Dalle (corps creux + table de compression: 20+5)	325 kg/m <sup>2</sup>
Enduit: Plâtre 1400 kg/m <sup>3</sup>	28 kg/m <sup>2</sup>
	<b>G = 617 kg/m<sup>2</sup></b>

#### \*\* Plancher courant:

Carrelage (2cm)	44 kg/m <sup>2</sup>
Sable (3cm)	45 kg/m <sup>2</sup>
Mortier de pose (2cm)	44 kg/m <sup>2</sup>
Isolation phonique (2cm)	10 kg/m <sup>2</sup>
Dalle (Corps creux 20+5)	325 kg/m <sup>2</sup>
Enduit: plâtre (1,5 cm)	21 kg/m <sup>2</sup>
Cloisons	75 kg/m <sup>2</sup>
	<b>G = 564 kg/m<sup>2</sup></b>

N.B: Le poids des cloisons est répartie forfaitairement sur les planchers courants à raison de 75 kg/m<sup>2</sup>.

\*\*\* Facades : (double cloison)

Elles sont composées de briques creuses :

· Briques (10cm) -----	140 kg/m <sup>2</sup>
· Briques (15cm) -----	210 kg/m <sup>2</sup>
· Enduit extérieur (2cm) -----	40 kg/m <sup>2</sup>
· Enduit intérieur (1cm) -----	20 kg/m <sup>2</sup>
	<hr/>
	G = 410 kg/m <sup>2</sup>

B. SURCHARGES :

- terrasse des blocs B, C et D : terrasses accessibles (Centrale de traitement d'air etc ...) ----- P = 250 kg/m<sup>2</sup>
- terrasse du bloc A : non accessible sauf entretien ----- P = 100 kg/m<sup>2</sup>
- Niveau courant : ----- P = 500 kg/m<sup>2</sup>
- Escaliers ----- P = 400 kg/m<sup>2</sup>

\* Pour l'acrotère ----- G = 175 kg/ml

----- P = 100 kg/ml

la surcharge de l'acrotère est due à la main courante

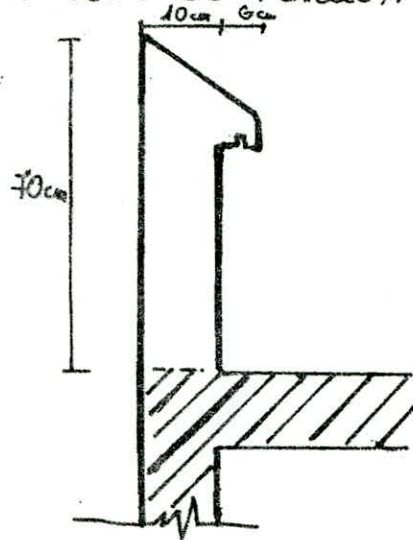
# ACROTERE

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plan de terrasse. Le calcul se fait pour 1m lineaire d'acrotère, sous la flexion composee engendree par l'effort normal du a son poids propre  $N = G = 175 \text{ kg/ml}$  et le moment resultant du a l'application de la main courante.

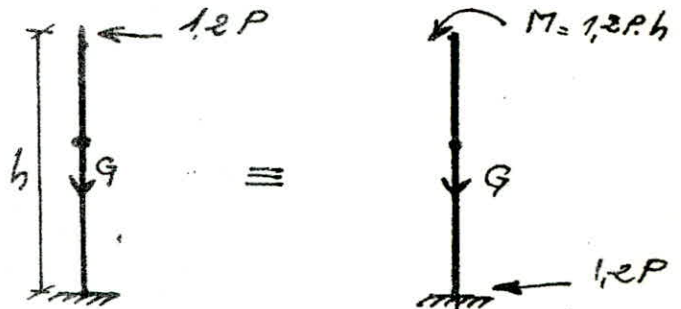
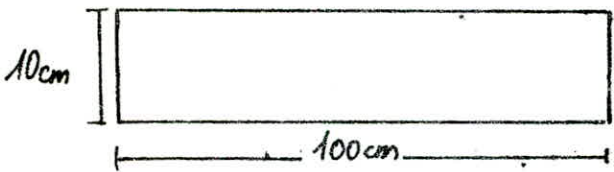
la section la plus sollicitee est celle de l'encastrement.

• Dimensions :

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ e &= 10 \text{ cm} \\ h &= 70 \text{ cm} \end{aligned}$$



• schema statique :



• Charges et Surcharges :  $G = 0,7 \times 0,1 \times 2500 = 175 \text{ kg/ml}$   
 $P = 100 \text{ kg/ml}$

cette surcharge est due a la main courante appliquee horizontalement, elle doit etre majorée de 20%.

$$\text{donc } S = 1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

le moment de flexion applique a la section dangereuse est  $M = 1,2 \cdot P \cdot h = 120 \times 0,7 = 84 \text{ kg/ml}$ .

On considere que la forme de cet element est assimilable a une section rectangulaire. le calcul se fait en flexion composee

• Determination de l'excentricite :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{84}{175} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_6}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  Section partiellement comprimée.



L'effort normal est un effort de compression.  
 le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section, alors  
 donc on doit faire apparaître le moment fictif.

$$Cf_0 = M + Nf \text{ avec } f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d$$

f: distance entre le centre de Pression et les aciers tendus

Calcul de la section: calcul en Flexion simple:

$$f = 48 + \frac{10}{2} - 2 = 51 \text{ cm}$$

\* Moment par rapport aux aciers tendus ( $M_A$ )

$$\Sigma M^t/A = N \cdot f = 175 \times 51 = 8925 \text{ kg.cm.} = M_A$$

\* Moment résistant du béton ( $M_{rb}$ )

$$M_{rb} = F_b' \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_b' y \cdot b \cdot z = \frac{1}{2} \sigma_b' y b (h - \frac{y}{3})$$

avec  $y = \alpha h$  .  $\sigma_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$  ;  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (H.A)

$n = 15$  ;  $h = h_t - d = 8 \text{ cm}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$ .

$$\alpha = \frac{n \sqrt{\sigma_b'}}{n \sqrt{\sigma_b'} + \sigma_a} = 0,423 \Rightarrow y = 3,384$$

$$M_{rb} = 159295,7 \text{ kg.cm.}$$

on a  $M_{rb} > M_A \Rightarrow$  Les armatures comprimées ( $A'$ ) ne sont pas nécessaires.

La section d'armatures sera calculée en F.S sous l'effet du moment  $M_A$  puis on déduit la section en F.C

on a d'après la méthode de P. CHARON:

$$\mu = \frac{n \cdot M_A}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 7,5 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9609 \\ K = M3 \end{cases}$$

la contrainte du béton est  $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 24,779 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

la section en F.S sera:  $A_1 = \frac{M_A}{\sigma_a E \cdot h} = 0,414 \text{ cm}^2/\text{ml}$

• la section en F.C sera  $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,3115 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Voir condition de non fragilité  
 Soient: 5 T 6/ml

$$A = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

Verifications:-

Condition de non fragilité: (Art. 19. C.C.B.A 68)

On remarque que cette section d'armatures est insuffisante donc on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité (art 52. du C.C.B.A 68)

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \geq 0,775 \text{ cm}^2$$

On prendra donc 5T6/ml  $\Rightarrow A = 1,4 \text{ cm}^2$  (e = 20cm)

Espacement

Conformément aux règles C.C.B.A 68 art. 57,33

$\cdot t \leq \min (3h_c, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow$  vérifiée.

On prévoit aussi des armatures transversales ou armatures de peau sur la hauteur de l'acrotère soient 3T6 (e = 20cm)

Condition de non fissuration:

$$\left\{ \begin{array}{l} \tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 3525 \cdot 10^{-6} \\ K = 1 \cdot 10^6 \text{ (fissuration préjudiciable)} \\ \eta = 1,6 \rightarrow \text{H.A} \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{(1 + 10 \tilde{\omega}_f)} = 907,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \sigma_b}{\phi}} = 3010,38 \text{ kg/cm}^2$$

et  $\max (\sigma_1, \sigma_2) = 3010,38 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$   
donc pas de risque de fissuration

- Effort tranchant:  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$  (1)

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

$z = \frac{7}{8} h = 8,75 \text{ cm}$

et  $T + \frac{M}{z} = < 0$

$A \bar{\sigma}_a = 141 \cdot 2800 = 3948 \text{ kg}$

donc la relation (1) est vérifiée.

L'armature tendue n'est soumise à aucune traction et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage de ces armatures pour empêcher les ouvertures excessives des fissures dues aux intempéries, On place des armatures dites de peau

Verification au seisme local de l'acrotère:

Conformément à l'art. 3.3.9 du R.P.A. 81 on doit vérifier le seisme local dans les éléments de structure secondaires. L'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

$$Z = \frac{A(\text{groupe I, zone II})}{A(\text{groupe I, zone III})} = \frac{0,25}{0,35} = 0,714$$

A: coefficient d'accélération des zones

$C_p = 0,8$  pour une console (tableau N° 4 R.P.A 81)

$$I = \frac{A(\text{groupe I, zone II})}{A(\text{groupe II, zone II})} = \frac{0,25}{0,15} = 1,667$$

$W_p$ : poids de l'élément  $W_p = 175 \text{ kg}$

d'où  $F_p = 166,63 > 1,2 P = 120 \text{ kg}$

avec cette nouvelle force sismique on aura un autre ferrailage mais inférieur au précédent.  
Aucun on adoptera: 5T6 soit  $1,41 \text{ cm}^2$ .

# POUTRELLES

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont calculées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre (G + 1,2P)

La surface revenant à chaque poutrelle est de 0,65L

Les poutrelles seront disposées dans le sens de la petite portée, Ceci pour réduire la flèche. Ce calcul se fera en deux (2) étapes:

## - 1<sup>ère</sup> ETAPE

Avant le coulage de la table de compression, La poutrelle est considérée comme simplement appuyée et est soumise à son poids propre, à celui du hourdis et à la surcharge due à l'ouvrier

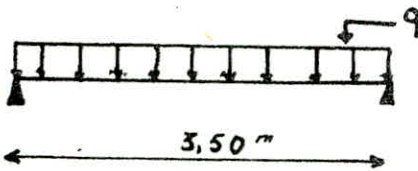
## 2<sup>ème</sup> ETAPE

Après le coulage et durcissement de la table de compression la poutrelle travaillera comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis.

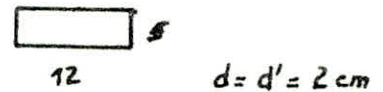
## CALCUL

1<sup>ère</sup> étape

schéma statique



Section



charges supportées par la poutrelle :

- poids propre de la poutrelle . . . . . 12 kg/ml
- poids propre des corps ps creux . . . . . 71,5 kg/ml
- Surcharges . . . . . 65 kg/ml

$$\Rightarrow q = G + 1,2P = 161,5 \text{ kg/ml}$$

le moment max en travée est de  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$L = 3,50 \text{ m} \quad \text{d'où} \quad M_0 = 247,30 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

L'effort tranchant max est de :  $T = \frac{qL}{2} = 282,63 \text{ kg}$

Ferraillage (Méthode P. CHARRON)

$$\mu = \frac{n M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 247,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 2,760 \Rightarrow k = 1,75 \text{ et } \epsilon = 0,7016.$$

$$\text{d'où } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{1,75} = 1600 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \sigma''_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

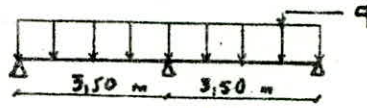
Les aciers comprimés sont nécessaires, mais il est difficile de les placer à cause de la faible section de béton.

Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider les poutrelles à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

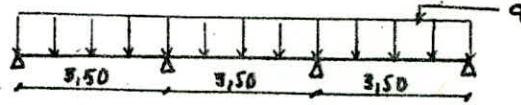
deuxieme etape

Suivant leur longueurs; on a (4) quatre types de poutrelles.

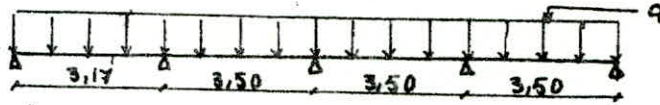
type ①



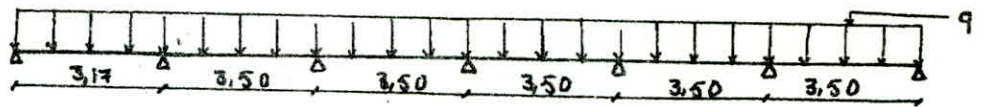
type ②



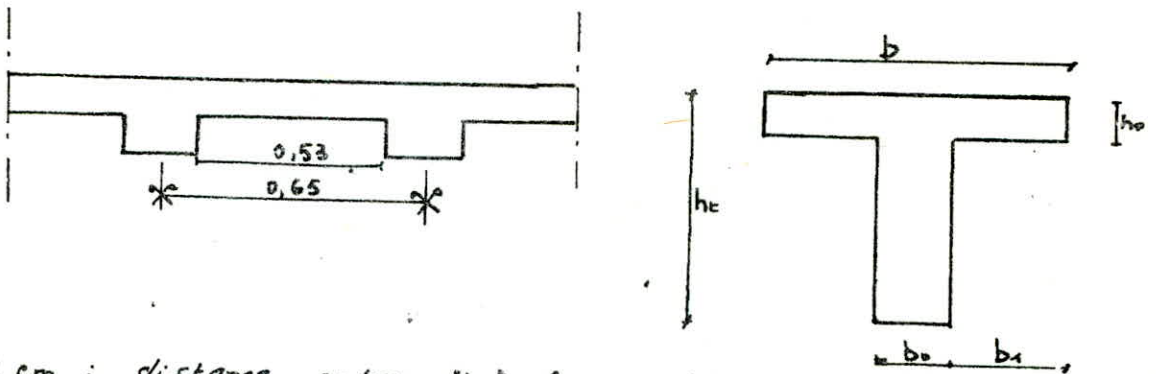
type ③



type ④



Détermination de La Largeur de La table de compression



- $l' = 53 \text{ cm}$  : distance entre deux faces voisines de deux nervures
- $L = 3,20$  : Portee libre de la poutrelle entre ou des appuis
- $h_0 = 5 \text{ cm}$  : hauteur de la table de compression

$$2b_1 = b - b_0 \leq l'$$

$$2b_1 \leq \frac{L}{3}$$

$$b_2 \leq (6 \div 8) h_0 = (6 \div 8) 5 = (30 - 40)$$

prenons  $b = 65 \text{ cm}$  et les conditions sont verifiées

Surcharges supportées par les poutrelles:

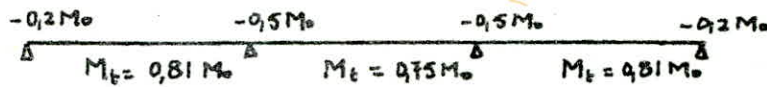
- Poids propre du plancher courant . . . . .  $G = 567 \text{ kg/m}^2$
- Surcharge . . . . .  $P = 500 \text{ kg/m}^2$

$$q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 \Rightarrow q = 757 \text{ kg/ml}$$

Methode de calcul:

Pour appliquer La methode forfaitaire donnée par les regles CCBA 68 à L'article 55, il faut verifier

- . Les rapport de La portee libre de la travée considerée aux portées Libres des travées contigues sont comprise entre 0,8 et 1,25 (verifiée)
- . les elements solidaires ont une même section constante dans leurs différentes travées. (verifiée)
- . plancher a surcharge modéré  $P \leq 26$  (verifiée)
- . la fissuration n'est pas considerée comme prejudiciable à la tenue du beton armé ni a celles des revêtements  $k = 1,5 \cdot 10^6$  et comme les poutrelles sont des elements flechis portant dans un seul sens donc on peut appliquer cette methode.



$$M_0 = \frac{qL^2}{8} \quad (l: \text{portée } 3,10 \text{ m})$$

$$\Rightarrow M_0 = 909,35 \text{ kg.m}$$

Efforts tranchants

$$T_g = \frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_d = -\frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

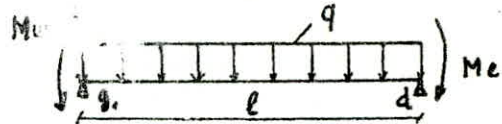


Diagramme des moments (M)

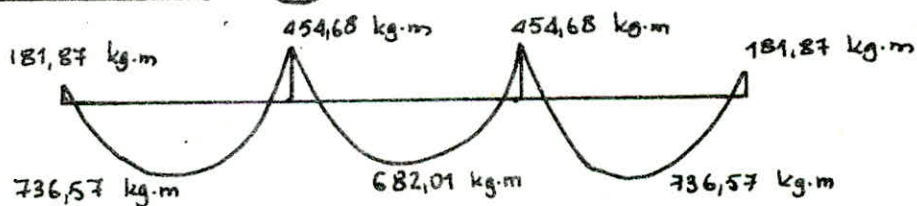
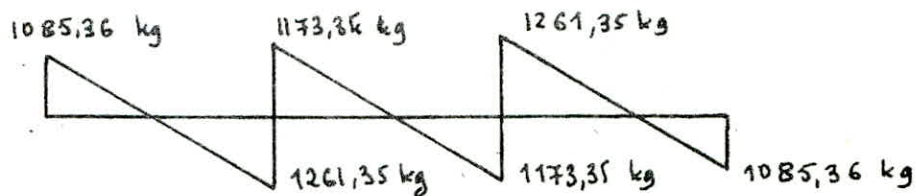


Diagramme des efforts tranchants (T)



### Calcul des armatures Longitudinales

#### En travée :

On calculera la section d'acier pour le moment maxi et on adoptera le même ferrailage pour toutes les poutrelles

$$M_{max} = 0,81 M_0 = 736,5 \text{ kg.m}$$

On calculera les aciers par la méthode P. Charron

$$d = 2 \text{ cm} \quad (\text{distance d'enrobage})$$

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

$$\mu = 0,0115 \rightarrow \epsilon = 0,9521 \quad ; \quad \alpha = 0,1438 \quad ; \quad k = 89,25$$

$y = \alpha h = 3,31 \text{ cm} < h_0 = 5 \text{ cm}$  (hauteur de la table de compression)  
donc la section en T se calcule comme une section rectangulaire de dimension  $(b \times h_t)$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,44 < k \rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \text{ donc } A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,20 \text{ cm}^2 \quad \text{on prendra } 2T10 \quad (1,57 \text{ cm}^2).$$

#### Sur appui

$$M_0 \text{ max} = 454,68 \text{ kg.m} \quad (\text{moment négatif})$$

$$\mu = 0,0364 \rightarrow \epsilon = 0,9164 \quad ; \quad \alpha = 0,2508 \quad , \quad k = 44,8$$

$y = \alpha h = 5,76 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$   
donc la section se calcule comme une section rectangulaire de dimension  $b_0, h_t$

$$k > \bar{k} \Rightarrow \text{les aciers comprimés ne sont pas nécessaires } (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,77 \text{ cm}^2 \quad 1 \varnothing 14 \quad (1,57)$$

#### Verifications

Condition de non fragilité (Art 52 CCBA 68)

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

En travée :  $A \geq 1,45 \text{ cm}^2 \quad (A = 1,57) \text{ Verifié}$

Sur appui :  $A \geq 0,268 \text{ cm}^2 \quad (A = 1,54) \text{ Verifiée}$

Vérification des Contraintes:

En travée:       $A = 1,57 \text{ cm}^2$        $M = 736,5 \text{ kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{\eta}{15} \cdot \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,105 \rightarrow \varepsilon = 0,946, \quad k = 77,5$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 2156,03 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \quad \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 27,82 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b \quad \text{Vérifié}$$

Sur appuis       $A = 1,54 \text{ cm}^2$  ,  $M = 454,68 \text{ kg.m}$

$$\bar{\omega} = \frac{\eta}{15} \frac{100 A}{B \cdot h} = 0,558 \rightarrow k = 29,9 ; \varepsilon = 0,8886$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = 1444,61 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \quad \text{Vérifié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 48,31 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

Vérification de La fissuration

cette condition est vérifiée si les aciers sont calculés avec la contrainte admissible de fissuration  $\bar{\sigma}_{af}$

avec  $\bar{\sigma}_{af} = \min (\bar{\sigma}_a ; \max (\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2))$

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

$$\bar{\sigma}_1 = k \frac{\eta}{\emptyset} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad , \quad \bar{\sigma}_2 = 2,1 \sqrt{k \frac{\eta}{\emptyset} \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$

$A$ : section d'acier ( $1,57 \text{ cm}^2$ )

$B_f$ : aire de la section d'entourage       $B_f = 2 b_0 d = 48 \text{ cm}^2$

$\eta = 1,6$  (Acier HA)

$\emptyset = 10 \text{ mm}$

$k = 1,5 \cdot 10^6$  (fissuration peu nuisible)

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega}_f = 0,0327 \Rightarrow \bar{\sigma}_1 = 5974,7 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_2$  inutile de la calculer

donc  $\bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a$       condition vérifiée

Sur appuis       $A = 1,54$        $\emptyset = 14 \text{ mm}$

$$\bar{\sigma}_1 = 4165,68 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_2 \text{ inutile de la calculer}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{af} = \bar{\sigma}_a \quad \text{pas de risque de fissuration}$$



Vérification de l'adhérence :

La contrainte d'adhérence  $\tau_d = \frac{T_{max}}{npz}$

$n = 1 \quad \varnothing = 14 \text{ mm}$

$T_{max} = 1261,35 \text{ kg} \quad z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 23 = 20,125 \text{ cm}$

$\tau_d = 12,95 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte d'adhérence admissible est de :

$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b$  (contrainte admissible pour l'entraînement des armatures)

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\psi_d$  : coefficient de vieillissement (H.A.  $\psi_d = 1,5$ )

$\bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_d \leq \bar{\tau}_d$  Vérifiée.

Vérification de la flèche (Art 38.4 CCBA 68)

Si les 3 conditions suivantes sont vérifiées la justification de la flèche est inutile

•  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \quad 0,0806 \geq 0,0540$  vérifiée

avec  $h_t = 25 \text{ cm}$  ;  $l = 3,1 \text{ m}$  ;  $M_t = 736,57 \text{ kg.m}$  ;  $A = 157 \text{ cm}^2$   
 $M_0 = \frac{q l^2}{8} = 909,35 \text{ kg.m}$

•  $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad 0,0806 \geq 0,0444$  vérifiée

•  $\bar{w} = \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{36}{f_{en}} \quad 0,0059 < 0,0086$  vérifiée

Calcul des armatures transversales : (Art 25 CCBA 68)

On calculera ces armatures avec  $T_{max} = 1261,35 \text{ kg}$

Contrainte de cisaillement  $\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = 5,22$

à l'appui  $\sigma'_b = 48,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad (\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b_0})$

donc  $\tau_b < \bar{\tau}_b$  on utilisera des  $\varnothing 6$  (FeE24) perpendiculaires à la ligne moyenne

$(A_t = 0,56 \text{ cm}^2)$

Calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales

On suppose qu'il n'y a pas de reprise de bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \sigma_{en} \quad ; \quad \rho = \max \left[ \left( 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) ; \frac{2}{3} \right]$$

$$\tau_b = 5,22 \quad \rho = 0,902 > 2/3$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,902 \cdot 2400 = 2164,07 \text{ kg/cm}^2$$

Ecartement admissibles des armatures transversales

(Art 52 - 12 CCBA 68)

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h = 16,90 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 4,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{E} = 16,90 \text{ cm}$$

L'espacement  $t$  des cours d'armatures transversales est donné par:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \quad ; \quad z = 20,125 \text{ cm}$$
$$\bar{\sigma}_{at} = 2164,07 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad T_{max} = 1261,35 \text{ kg}$$

$$t = 19,34 \text{ cm} \quad \neq \bar{E} = 16,90 \text{ cm}$$

avec  $\phi 5$  (939 cm) on aura  $t = 13,47 \text{ cm} < 16,9 \text{ cm} = \bar{E}$

espacement adopté

Ferraillage de La table de Compression:

La table de compression sera armée d'un quadrillage de barre dont les dimensions de mailles n'excèdent pas

. 20 cm (5 p. ml) pour les armatures perpendiculaire

. 33 cm (3 p. ml) pour les armatures paralleles

Si  $l_n$  (eartement entre nervures) est compris entre 50 et 80 cm; la section d'armature perpendiculaire au nervures doit etre au moins egale a:

$$\frac{43}{\sigma_{en}} \cdot l_n = \frac{4,3 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$$

si on a adopte un treillis Joude' de 20x20 de  $\phi 5$

$$A_{\perp} \geq 0,527 \text{ cm}^2 < A_{\perp} : \quad 5 \phi 5$$

$$A_{\parallel} \frac{A_{\perp}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

# CALCUL des ESCALIERS

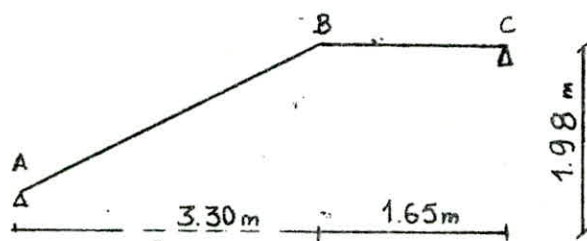
Notre bâtiment comporte deux types d'escaliers :

- Escalier à "paillasse à palier"
- Escalier à "paillasses orthogonales"

## A/ ESCALIER A "PAILLASSE A PALIER"

Ils se composent d'une paillasse et d'un palier intermédiaire situé à mi-étage.

- hauteur d'étage : 3.96 m
  - h contre marche : 16,5 cm
  - g marche : 30 cm
- ⇒ Condition empirique de BLONDEL vérifiée



### Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

e : épaisseur de la paillasse  
L : Longueur total de l'escalier  $L = AB + BC$

$$L = \frac{3.30}{\cos \alpha} + 1.65 \quad ; \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{1.98}{3.30} = 0.6 \Rightarrow \cos \alpha = 0.85749$$

$$L = 5.498 \text{ m} \quad , \quad 0.1832 < e < 0.2749 \text{ (m)}$$

prenons  $e = 20 \text{ cm}$

### Charges et surcharges :

Le calcul se fait par mètre de projection horizontale et pour 1 m d'amorçement

Paillasse :

Les dimensions des marches étant faibles devant la portée de la paillasse, on peut admettre que ce poids est uniformément réparti.

poids de la paillasse  $\frac{2500}{\cos \alpha} \cdot e$  : 583.10 kg/m<sup>2</sup>

. poids des marches  $\frac{1}{2} \cdot 2200 \cdot h$  : 181.5 "

. revêtement (carrelage + mortier) : 84 "

. Garde corps : 50 "

898.6 kg/m<sup>2</sup>

. Surcharge d'exploitation majorée  $1.2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

Pour un mètre de largeur de paille on a:

$$q_1 = 1378.6 \text{ kg/ml}$$

Palier:

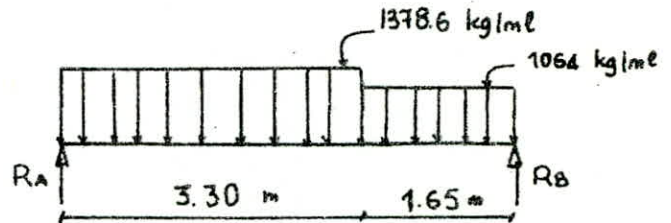
· poids propre de la dalle:	0.2 · 2500	500	kg/m <sup>2</sup>
· revêtement		84	"
· surcharge majorée		480	"

pour 1 mètre linéaire on a:  $q_2 = 1064 \text{ kg/ml}$

Shéma statique:

$$R_A = 3325.52 \text{ kg}$$

$$R_B = 2979.46 \text{ kg}$$



Détermination des efforts:

· $0 \leq x \leq 3.30$	$M(x) = R_A \cdot x - 1378.6 \frac{x^2}{2}$	$x=0 \rightarrow M=0$
		$x=3.3 \rightarrow M = 3467.74 \text{ kg.m}$
	$T(x) = -R_A + 1378.6 x$	$x=0 \rightarrow T(0) = -3325.52 \text{ kg}$
		$x=3.3 \rightarrow T(3.3) = 1223.86 \text{ kg}$

Calcul du moment max:

$$x_0 = \frac{R_A}{q_1} = 2.41 \text{ m} \Rightarrow M_{\max} = 3325.52 \cdot 2.41 - 1378.6 \cdot \frac{2.41^2}{2}$$

$$M_{\max} = 4010.98 \text{ kg.m}$$

Calcul des armatures (on tiendra compte des semi-encastrement aux appuis)

Entrée:

$$h_e = 20 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad b = 100 \text{ cm} \quad M = 4010.98 \text{ kg.m}$$

en appliquant la méthode de pierre charron on obtient:

$$\mu = 0.0663 \quad k = 32.2 \quad \varepsilon = 0.8941$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{32.2} = 86.96 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 8.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ T } 12 \text{ ml} \quad (9.04 \text{ cm}^2)$$

Sur appuis  $M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \cdot 4010.98 = 1203.3 \text{ kg.m}$

$$\Rightarrow \mu = 0.0199 \quad ; \quad k = 65.5 \quad ; \quad \varepsilon = 0.9379$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{65.5} = 42.75 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2.55 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ T } 8 \text{ ml} = (3.01 \text{ cm}^2)$$

Verifications:

- Verification des contraintes: (P. charron)

En travée  $A = 9.04 \text{ cm}^2$  ;  $M = 4010.98 \text{ kg.m}$   
 $\bar{\omega} = 0.502$  ;  $k = 31.9$  ;  $\varepsilon = 0.8934$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon h} = 2759.08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \sigma_a \cdot k^{-1} = 86.49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Aux appuis  $A = 3.01 \text{ cm}^2$  ;  $M = 1203.3 \text{ kg.m}$   
 $\bar{\omega} = 0.167$  ;  $k = 60$  ;  $\varepsilon = 0.9334$

$\sigma_a = 2432.79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$  ;  $\sigma'_b = 40.55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Verification de La condition de non fragilité

$A > 0.69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 18 \text{ cm}$  ;  $\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow A \geq 1.745 \text{ cm}^2$  Verifiée

- Vérification de La flèche

On doit vérifier  $\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$   
 $0.00502 \leq 0.0102$

- Vérification de La contrainte de cisaillement:

$T_{max} = 3325.52 \text{ kg}$  ;  $b = 100 \text{ cm}$  ;  $z = \frac{7}{8} h = 15.75 \text{ cm}$

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = 2.11 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 6.78 \text{ kg/cm}^2$  (cas des dalles)

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$  armatures transversales non necessaire néanmoins

on disposera des aciers de construction T6 espacés de 25cm

- Calcul des armatures de repartition

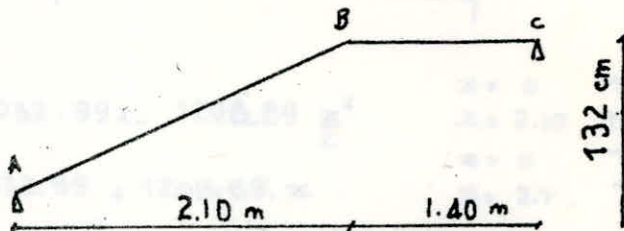
$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{3}$  ;  $226 \leq A_r \leq 301 \text{ cm}^2$  ;  $A_r : 5T8 (2.51 \text{ cm}^2)$

- Verification de l'effort tranchant à L'appui.

$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$  ;  $8428 \geq 3325.52 \text{ kg.}$

B. ESCALIER à PAILLASSE ORTHOGONALE:

- hauteur d'étage 3.96 m
- hauteur de contremarche  $h = 16.5 \text{ cm}$
- nombre de marche 8
- hauteur du 1<sup>er</sup> palier 132 cm



$$L = (AB + BC) = \frac{2.10}{\cos \alpha} + 1.40$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{132}{2.10} \approx 0.63 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32^\circ 15'$$

$$\Rightarrow L = 3.88 \text{ m}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \Rightarrow \quad 12.93 \leq e \leq 19.40 \text{ cm}$$

prenons  $e = 14 \text{ cm}$

On adoptera alors une épaisseur de 14 cm pour tous les paliers

Charge et Surcharge:

Le calcul se fait par metre de projection horizontale et pour 1 metre d'emarchement.

• Paillasse comme l'on a vu précédemment a une charge uniformément.

• poids de la paillasse :	113.39	kg/m <sup>2</sup>
• poids des marches :	181.50	"
• revêtement :	84.	kg/m <sup>2</sup>
• garde de corps :	50	kg/m <sup>2</sup>
• Surcharge d'exploitation majorée :	480	kg/m <sup>2</sup>

pour un metre de largeur de la paillasse

$$q_1 = 1208.89 \text{ kg/m}$$

Palier

• Poids propre dalle $0.14 \cdot 2500$	350	kg/m <sup>2</sup>
• Revêtement	84	"
• Surcharge majorée	480	"

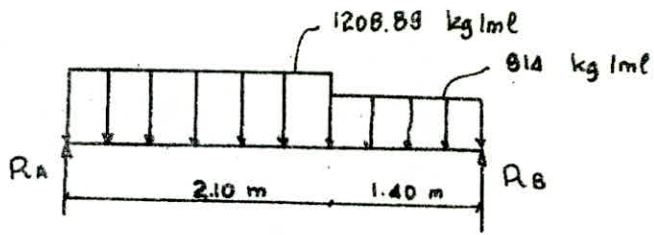
Sur 1 bande de 1m

$$q_2 = 914 \text{ kg/m}$$

Shémo statique:

$R_A = 2032.99 \text{ kg}$

$R_B = 1785.28 \text{ kg}$



Determination des efforts:

$0 \leq x \leq 2.1$

$M(x) = 2032.99x - 1208.89 \frac{x^2}{2}$

$T(x) = -2032.99 + 1208.89x$

$x = 0$

$M = 0$

$x = 2.10$

$M = 1603.67 \text{ kg.m}$

$x = 0$

$T = -2032.99 \text{ kg}$

$x = 2.1$

$T = 505.68 \text{ kg}$

Calcul du moment max

$x_0 = \frac{R_A}{q_1} = 1.68 \text{ m} \Rightarrow M_{max} = M(x_0) = 1705.98 \text{ kg.m}$

Calcul des armatures (methode Pierre charbon)

en travée:  $h_t = 14 \text{ cm}$   $d = 2 \text{ cm}$   $b = 100 \text{ cm}$

$\bar{\nu} = 0.0635$  ;  $k = 33$  ;  $\epsilon = 0.8958$

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a k^{-1} = 84.85 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow$  Armatures comprimées  $A' = 0$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 5.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow 6 \text{ T}12 \text{ par ml (6.78 cm}^2)$

Sur appuis  $M_a = 0.3M_0 = 511.79 \text{ kg.m}$

$\Rightarrow 5 \text{ T}8 \text{ (2.51 cm}^2)$

Verifications:

Verification des contraintes:

\* en travée:  $A = 6.78 \text{ cm}^2$   $M = 1706 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\omega} = 0.565$   $k = 29.7$   $\epsilon = 0.8881$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2367.06 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = k^{-1} \bar{\sigma}_a = 79.50 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

+ Aux appuis  $A = 2.51 \text{ cm}^2$   $M = 511.80 \text{ kg.m}$

$\bar{\omega} = 0.2092$   $k = 53$   $\epsilon = 0.9265$

$\bar{\sigma}_a = 1834 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$   $\bar{\sigma}'_b = 34.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

- Verification de La condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 \cdot b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 12 \text{ cm} ; \bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A \text{ doit \u00eatre sup\u00e9rieure \u00e0 } 1.163 \text{ cm}^2 \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

- Verification de La fl\u00e8che :

$$\text{On v\u00e9rifie la condition } \frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}}$$
$$0.00565 < 0.0102. \quad (\text{v\u00e9rifi\u00e9e})$$

- Verification de La contrainte de cisaillement

$$T_{\max} = 2032.99 \text{ kg} ; b = 100 \text{ cm} ; z = \frac{7}{8} h = 10.5 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2032.99}{100 \cdot 10.5} = 1.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\tau}_b = 6.78 \text{ kg/cm}^2$$

on met des aciers  $T_0$  espac\u00e9s de 25cm comme aciers de construction. car  $\tau_b < \bar{\tau}_b$

- Verification de l'effort tranchant \u00e0 l'appui

$$\text{On doit v\u00e9rifier } A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$
$$7028 \text{ kg} > 2032.99 \text{ kg} \quad (M < 0)$$

(v\u00e9rifi\u00e9e)

. Calcul des armatures de r\u00e9partition :

$$\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{3}$$

$$1.695 \leq A_r \leq 2.26$$

$$A_r = 2.01 \text{ cm}^2 \quad (4T8 \text{ par ml})$$



# CALCUL DE LA RIGIDITE

Pour le calcul des rigidités sous les charges horizontales  
On applique la méthode de MUTO.

C'est une méthode approchée qui nous permet d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (seisme, vent) basée sur les rigidités des niveaux et d'étages dont MUTO propose les formules approchées.

Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leurs plans ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales (notre cas)

## ETAPES de CALCUL:

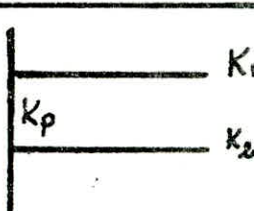
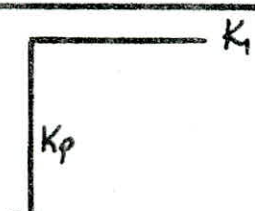
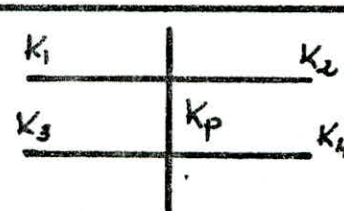
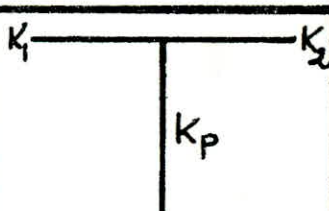
Calcul des rigidités linéaires des Poutres et des Poteaux

$$K_{pout.} = \frac{I}{L}$$

$$K_{pot.} = \frac{I}{h}$$

- I: Moment d'Inertie.
- h: Hauteur d'Etage.
- L: Portée entre axe.

Calcul des COEFF.  $\bar{K}$  et des COEFF. de correction  $a_j$  des rigidités des Poteaux dans les 2 sens.

Poteaux de rive		Poteaux intermédiaires.	
Etage courant	R. D. C	Etage courant	R. D. C
			
$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1}{K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2K_p}$	$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_p}$
$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$a = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

Rigidité corrigée d'un poteau "i" de niveau "j"

$$r_j^{(i)} = \frac{12 E}{(h_j^{(i)})^2} a_j K_{P_j^{(i)}} \quad \text{avec } E = E_i = 21000 \sqrt{\sigma_j'} \quad (\text{CCBA 68})$$

$\sigma_j'$ : Résistance du béton à "j" jours.

On a un béton à base de ciment CPA 325

donc  $\sigma_j' = 1,2 \sigma_{28}$  d'où  $E_i = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 275} = 381,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

Rigidité relative de niveau corrigée d'un portique :-

$$R_j^{(w)} = \sum_{i=1}^n r_j^{(i)} = \frac{12 E_i}{(h_j^{(i)})^2} \sum a_j^{(i)} K_{P_j^{(i)}}$$

On suppose que :

- Tous les poteaux d'un même niveau ont la même hauteur
- Tous les poteaux d'un même niveau ont un même déplacement

Rigidité relative d'étage "j"

$$R_{jx} = \sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} \quad \text{suivant le sens longitudinal (x)}$$

$$R_{jy} = \sum_{t=1}^{t=m} R_{jy}^{(t)} \quad \text{suivant le sens transversal (y)}$$







$R_{jx}$  : rigidité relative de niveau "j" du Portique Long. courant (l)







$R_{jy}$  : rigidité relative de niveau "j" du portique trans courant (t)







A) sans Longitudinal :

Rigidité lineaire des poutres:  $I/\text{Bloc}$  A et B

travée	1-2 8-9	2-3 9-10	3-4 10-11	4-5 11-12	5-6	6-7
L(m)	3,17	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
$I_{poutre}$ ( $10^{-4} m^4$ )	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33	21.33
$K_{poutre}$ ( $10^{-3} m^3$ )	6.73	6.09	6.09	6.09	6.09	6.09
N.B: Bloc A: travée de 1 à 7 pour le Bloc B travée de 8 à 11						

Portique E-E						
File de rive					File intermediaire	
Poteau 1, 8		Poteau 7 et 12			Poteaux 2, 3, 4, 5, 6 9, 10, 11	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I-	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot}$ ( $m^4 10^{-4}$ )	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25
$K_{pot}$ ( $m^3 10^{-3}$ )	3.099	2.841	3.099	2.841	3.099	2.841
$\bar{K}$	2.172	2.369	1.965	2.144	3.930	4.288
a	0.640	0.542	0.622	0.518	0.747	0.682
a $K_{pot}$ ( $m^3 10^{-4}$ )	1.983	1.540	1.928	1.472	2.315	1.938
$r_j$ (t/m)	688.946	449.579	669.838	429.728	804.292	665.769
Bloc A et B      sans Longitudinal						

Portique A-A						
file de rive					file intermediaire	
Poteau 1,8		Poteau 7,12			Poteaux 2,3,4,5,6 9,10,11	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Pot						
Ipot	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75	15.75
Kpot	4.34	3.98	4.34	3.98	4.34	3.98
K	1.551	1.691	1.403	1.530	2.806	3.060
o	0.578	0.458	0.488	0.433	0.688	0.605
a.Kpot	2.059	1.823	2.118	1.723	2.986	2.408
$\Sigma_j$ (t/m)	715.35	633.358	735.358	698.615	1037.415	836.602

Portique B-B						
file de rive					file intermediaire	
Poteau 1,8		Poteau 7,12			Poteaux 2,3,4,5,6 9,10,11	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
Ipot	13.50	13.50	13.50	13.50	62.50	62.50
Kpot	3.719	3.409	3.719	3.409	17.22	15.78
K	1.810	1.974	1.638	1.786	0.708	0.768
o	0.606	0.497	0.588	0.472	0.446	0.277
a.Kpot	2.254	1.694	2.187	1.609	7.680	4.371
$\Sigma_j$ (t/m)	783.099	494.537	759.821	469.723	2668.235	1246.046

Portique C-C et D-D (Bloc B) ; Portique C-C (Bloc A)						
file de rive				file intermediaire		
Poteau 1; 8		Poteau 7; 12		Poteaux 2,3,4,5,6 9,10,11		
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
I <sub>pot</sub>	11.25	11.25	11.25	11.25	52.08	52.08
K <sub>pot</sub>	3.099	2.841	3.099	2.841	14.347	13.152
K	2.172	2.369	1.965	2.144	0.848	0.926
a	0.640	0.542	0.622	0.518	0.473	0.316
a.K <sub>pot</sub>	1.983	1.540	1.928	1.472	6.786	4.156
r <sub>j</sub>	688.946	449.579	669.838	429.728	2357.634	1213.280

\* Rigidite' lineaire des poutres : (Bloc A : portique D-D)

travee	1-2	2-3	3-4	4-6	6-7
L(m)	3,17	3,50	3,50	7,00	3,50
I <sub>poutre</sub> (m <sup>4</sup> .10 <sup>8</sup> )	72	72	72	72	72
K <sub>poutre</sub>	22, 71	20, 57	20, 57	10, 29	22, 57

Portique D-D : Bloc (A)								
file de rive				file intermediaire				
Poteau 1		Poteau 7		Poteaux 2,3		Poteaux 4,6		
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau								
I <sub>pot</sub>	11.250	11.250	11.250	11.250	52.08	52.08	52.08	52.08
K <sub>pot</sub>	3.099	2.841	3.099	2.841	14.347	13.152	14.347	13.152
K	7.328	7.994	6.638	7.240	2.867	3.128	2.151	2.346
a	0.840	0.800	0.826	0.784	0.692	0.610	0.639	0.540
a.K <sub>pot</sub>	2.603	2.273	2.560	2.227	9.928	8.023	9.168	7.102
r <sub>j</sub>	904.350	663.567	889.411	650.138	3449.247	2342.19	3185.203	2073.319

Rigidite' relative de Niveau et d'etage: Sens longitudinal.

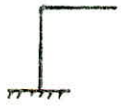


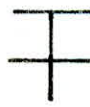


		Sens Longitudinal					
Rigidite' Niveau	$R_{jx}^A$	$R_{jx}^B$	$R_{jx}^C$	$R_{jx}^D$	$R_{jx}^E$	$R_{jx}^F$	$R_{jx}^G$
IV	5414.983	7194.490	6945.707	10144.723	8708.152	33408.055	
III	"	"	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"	"	"
I	6638.274	14884.095	13146.954	15062.66	5380.244	55112.227	

		Sens Longitudinal					
Rigidite' Niveau	$R_{jx}^A$	$R_{jx}^B$	$R_{jx}^C$	$R_{jx}^D$	$R_{jx}^E$	$R_{jx}^F$	$R_{jx}^G$
IV	3741.779	4702.398	4519.147	4519.147	2576.614	20059.085	
III	"	"	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"	"	"
I	4563.444	9547.619	8431.686	8431.686	3771.660	347460.095	

2) Sens transversal :

• Rigidité linéaire des Poutres (Bloc A et B).

Portique	travée	a-a'	a'-b	b-c	c-d	d-e
2.3.4.5.6	L(m)	7.00		3.50	3.50	3.50
8.9.10.11	$I(m^4)10^{-4}$	85.75		31.25	31.25	31.25
	$K(m^3)10^{-3}$	12.25		8.93	8.93	8.93
1. 12	L(m)	3.50	3.50	3.50	3.50	3.50
	$I(m^4)10^{-4}$	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25
	$K(m^3)10^{-3}$	8.93	8.93	8.93	8.93	8.93

Portique "5-5" Bloc (A)						
	file de rive		file intermédiaire.			
	Poteau A		Poteau B		Poteau C	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot}$	85.75	85.75	90	90	52.08	52.08
$K_{pot}$	23.62	21.65	24.793	22.727	14.347	13.152
$K$	0.519	0.566	0.854	0.932	1.245	1.358
$\alpha$	0.405	0.221	0.474	0.318	0.538	0.404
$\alpha \cdot K_{pot}$	9.566	4.785	11.752	7.227	7.720	5.313
$\gamma_j$	3323.479	1396.907	4082.952	2109.811	2682.130	1557.048

Portique 1; 8 et 7; 12								
file de rive					file intermediaire			
Poteau A		Poteau E			Poteau B		Poteau C.D.A	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
Type de pot								
I pot	85.75	85.75	31.25	31.25	54	54	31.25	31.25
K pot	23.62	21.65	8.61	7.89	14.88	13.64	8.61	7.89
$\bar{K}$	0.378	0.412	1.037	1.132	1.200	1.309	2.074	2.264
a	0.369	0.171	0.506	0.361	0.531	0.396	0.632	0.531
a. k pot	8.716	3.702	4.357	2.848	7.901	5.401	5.442	4.190
rj	3028.168	1080.742	1513.736	831.429	2745.000	1576.738	1890.699	1223.206

Portique : 2.3.4.6 (Bloc A); 9.10.11 (Bloc B)								
file de rive					file intermediaire			
Poteau A		Poteau E			Poteau B		Poteau C.D	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
Type de pot								
I pot	85.75	85.75	31.25	31.25	90	90	52.08	52.08
K pot	23.62	21.65	8.61	7.89	24.793	22.727	14.347	13.152
$\bar{K}$	0.519	0.566	1.037	1.132	0.854	0.932	1.245	1.358
a	0.405	0.221	0.506	0.361	0.474	0.318	0.538	0.404
a. k pot	9.566	4.785	4.357	2.848	11.752	7.227	7.720	5.313
rj	3323.479	1396.907	1513.736	831.429	4082.952	2109.811	2682.130	1551.048

N.B : les portiques 7 et 8 comprennent les poteaux A.B.C.D.E  
 " " 4 et 12 " " " " A.A'.B.C.D.E



Rigidité relative de Niveau et d'étage.

Sens transversal.

		$R_{ij}^1$	$R_{ij}^2$	$R_{ij}^3$	$R_{ij}^4$	$R_{ij}^5$	$R_{ij}^6$	$R_{ij}^7$	$R_{ij}^8$
Bloc (A)	<del>Rigidité - Niveau</del>								
	IV	7158.527	7440.243	7440.243	7440.243	5057.766	7440.243	5985.821	47912.586
	III	"	"	"	"	"	"	"	"
	II	"	"	"	"	"	"	"	"
I	12958.997	14284.427	14284.427	14284.427	10083.561	14284.427	11068.304	91253.570	

Sens transversal

		$R_{ij}^8$	$R_{ij}^9$	$R_{ij}^{10}$	$R_{ij}^{11}$	$R_{ij}^{12}$	$R_{ij}^{13}$
Bloc (B)	<del>Rigidité - Niveau</del>						
	IV	5935.321	7440.243	7440.243	7440.243	7158.527	35444.577
	III	"	"	"	"	"	"
	II	"	"	"	"	"	"
I	11068.304	14284.427	14284.427	14284.427	12958.570	66880.095	



Rigidité linéaire des Portiques:

Portique (F-F); (I-I) Bloc "C". Portique (I-I) Bloc "D"						
file de rive					file inter-médiaire	
Poteau 1, 8		Poteau 7, 12		Poteaux 2, 3, 4, 5, 6 9, 10, 11		
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot} (m^4 \cdot 10^{-4})$	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25	11.25
$K_{pot} (m^3 \cdot 10^{-4})$	3.099	2.841	3.099	2.841	3.099	2.841
$\bar{K}$	2.172	2.369	1.965	2.144	3.930	4.288
$\alpha$	0.640	0.542	0.622	0.518	0.747	0.682
$\alpha \cdot K_{pot} (m^3 \cdot 10^{-4})$	1.983	1.54	1.928	1.472	2.315	1.938
$r_j (t/m)$	688.946	449.579	669.838	429.729	804.222	565.763

Portique (G-G)-(H-H) Bloc "C" et "D"						
file de rive					file inter-médiaire	
Poteau 1, 8		Poteau 7, 12		Poteaux 2, 3, 4, 5, 6 9, 10, 11		
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot} (m^4) 10^{-4}$	11.25	11.25	11.25	11.25	52.08	52.08
$K_{pot} (m^3) \cdot 10^{-4}$	3.099	2.841	3.099	2.841	14.347	13.152
$\bar{K}$	2.172	2.369	1.965	2.144	0.424	0.926
$\alpha$	0.640	0.542	0.622	0.518	0.381	0.316
$\alpha \cdot K_{pot} (m^3) \cdot 10^{-4}$	1.983	1.540	1.928	1.472	5.466	4.156
$r_j (t/m)$	688.946	449.579	669.838	429.728	1899.031	1213.28

Rigidite' relative de niveau et d'etage . sens Longitudinal

Bloc "C"	Rigidite' Niveau	$R_{jx}^F$	$R_{jx}^G$	$R_{jx}^H$	$R_{jx}^I$	$R_{jx}^{(C)}$
	IV		3708.152	6945.707	6945.707	3708.152
III		"	"	"	"	"
II		"	"	"	"	"
I		5380.44	10853.939	10853.939	5380.44	32468.758

Bloc "D"	Rigidite' Niveau	$R_{jx}^F$	$R_{jx}^G$	$R_{jx}^H$	$R_{jx}^I$	$R_{jx}^{(D)}$
	IV		2585.338	3292.183	3292.183	2576.614
III		"	"	"	"	"
II		"	"	"	"	"
I		3784.514	7055.877	7055.877	3771.660	21667.928

2°/ Sens transversal Bloc "C" et "D"





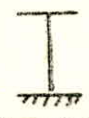

Rigidite' lineaire, des Poutres

travée	F - G	G - H	H - I
L (m)	3.50	3.50	3.50
$I_{poutre} (m^4) 10^{-4}$	16	16	16
$K_{poutre} (m^3) 10^{-4}$	4.57	4.57	4.57

Rigidite' lineaire des portiques.

Portique 1-1, 7-7 Bloc "C". Bloc "D": portique 8, 12						
file de rive				file intermediaire		
	Poteau "i"		Poteau "f"		Poteau h, g	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot}(m^4)10^{-4}$	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25	31.25
$K_{pot}(m^3)10^{-4}$	8.61	7.89	8.61	7.89	8.61	7.89
$\bar{K}$	0.531	0.579	0.531	0.579	1.062	1.158
$a$	0.407	0.225	0.407	0.225	0.510	0.367
$a \cdot K_{pot}(m^3)10^{-4}$	3.504	1.775	3.504	1.775	4.391	2.896
$r_j (t/m)$	1217.38	518.18	1217.38	518.18	1525.55	845.44

Portique (2-2), (3-3), (4-4), (5-5), (6-6) Bloc "C". port. 9 et 10 Bloc "D"						
file de rive				file intermediaire		
	Poteau "i"		Poteau "f"		Poteau "g" et "h"	
Niveau	I	I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot}(m^4)10^{-4}$	31.25	31.25	31.25	31.25	52.08	52.08
$K_{pot}(m^3)10^{-4}$	8.61	7.89	8.61	7.89	14.347	13.152
$\bar{K}$	0.531	0.579	0.531	0.579	0.637	0.695
$a$	0.407	0.225	0.407	0.225	0.431	0.258
$a \cdot K_{pot}(m^3)10^{-4}$	3.504	1.775	3.504	1.775	6.184	3.393
$r_j (t/m)$	1217.38	518.18	1217.38	518.18	2148.483	44630.35

Portique 11-M Bloc "D"						
file de rive					file intermediaire	
Poteau I			Poteau 9		Poteau 11	
Niveau	I	I - I-IV	I	I-IV	I	I-IV
type de Poteau						
$I_{pot} (m^4) 10^{-4}$	31.25	31.25	52.08	52.08	52.08	52.08
$K_{pot} (m^3) 10^{-4}$	8.61	7.89	14.347	13.152	14.347	13.152
$K$	0.351	0.579	0.319	0.347	0.637	0.695
$\alpha$	0.407	0.225	0.353	0.148	0.431	0.255
$\alpha \cdot K_{pot} m^3 \cdot 10^{-4}$	3.504	1.775	5.064	1.946	6.184	3.393
$r_j (t/m)$	1217.38	518.18	1759.366	568.105	2148.483	990.534

Rigidite relative de niveau et d'etage.

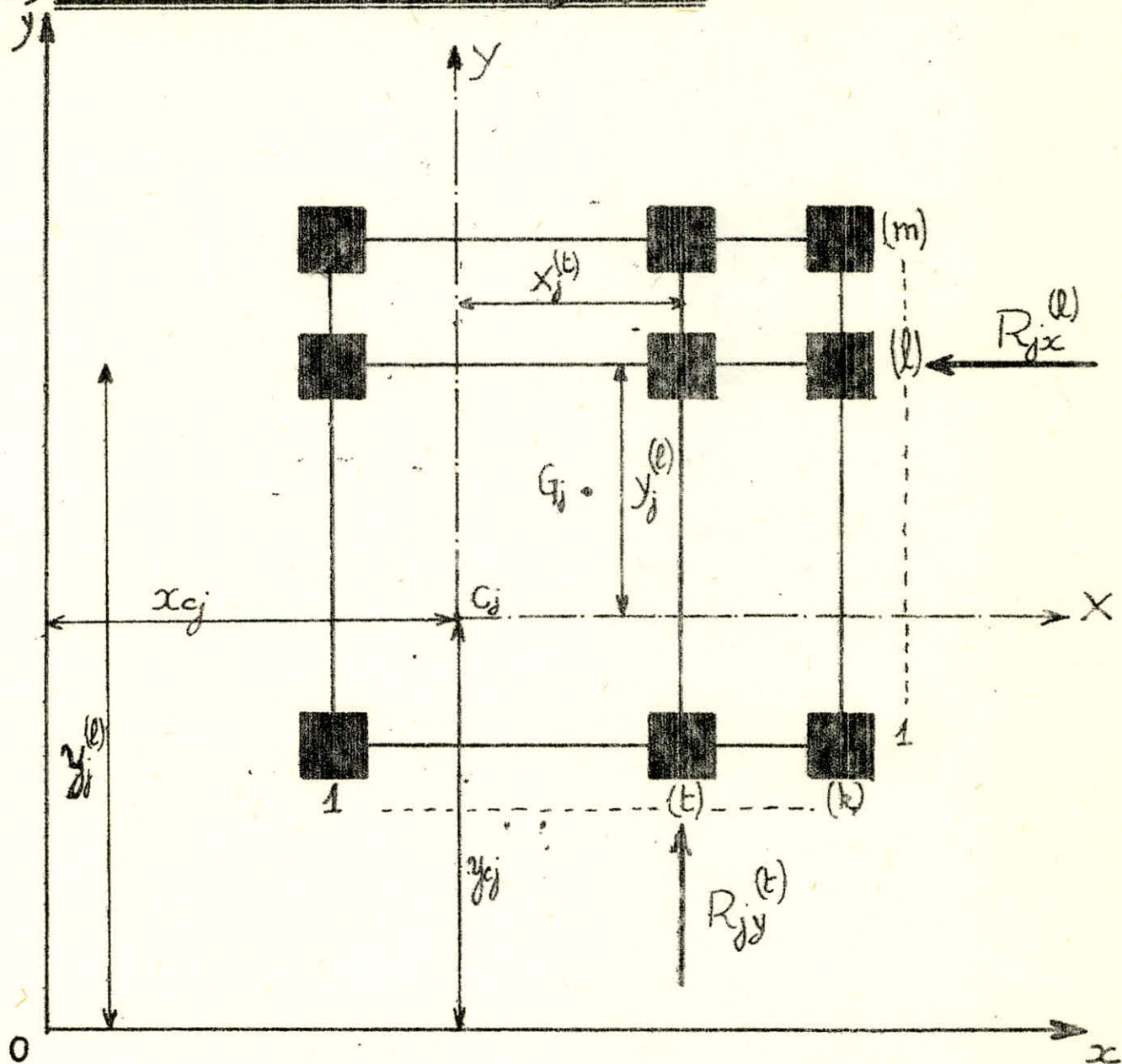
Bloc "C"	Rigidite Niveau	$R_{ij}^1$	$R_{ij}^2$	$R_{ij}^3$	$R_{ij}^4$	$R_{ij}^5$	$R_{ij}^6$	$R_{ij}^7$	$R_{ij}^8$
	IV	2727.240	3017.428	3017.428	3017.428	3017.428	3017.428	3017.428	2727.24
III	"	"	"	"	"	"	"	"	"
II	"	"	"	"	"	"	"	"	"
I	5485.86	6731.726	6731.726	6731.726	6731.726	6731.726	6731.726	5485.86	44630.3

Bloc "D"	Rigidite Niveau	$R_{ij}^8$	$R_{ij}^9$	$R_{ij}^{10}$	$R_{ij}^{11}$	$R_{ij}^{12}$	$R_{ij}^{13}$
	IV	2727.24	3017.428	3017.428	2046.819	2727.24	13566.1
III	"	"	"	"	"	"	
II	"	"	"	"	"	"	
I	5485.86	6736.726	6736.726	5125.229	5485.86	29570.1	

# Caracteristiques geometriques

## Determination du centre de Torsion et du centre de masse.

### g) Centre de torsion $G_j$ à l'étage $j$



Soit  $oxy$  un repère avec  $ox$  et  $oy$  parallèles aux directions principales du bâtiment et  $O$  un point quelconque.  
 Les coordonnées  $(x_{cj}, y_{cj})$  du centre de torsion  $G_j$  de l'étage  $j$  par rapport à  $oxy$  sont données par

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

$$y_{cj} = \frac{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)} y_j^{(l)}}{\sum_{l=1}^{l=m} R_{jx}^{(l)}}$$

$R_{jx}^{(l)}$ : Rigidité relative de niveau  $(j)$  du Portique long. courant  $(l)$   
 $R_{jy}^{(t)}$ : Rigidité relative de niveau  $(j)$  du Portique trans. courant  $(t)$ .

A	Niveau	IV	III	II	I
	$x_c$ (m)	9.778	9.778	9.778	9.838
	$y_c$ (m)	7.920	7.920	7.920	7.570
B	Niv	IV	III	II	I
	$x_c$ (m)	6.957	6.957	6.957	6.922
	$y_c$ (m)	8.091	8.091	8.091	7.732
C	Niv	IV	III	II	I
	$x_c$ (m)	10.214	10.214	10.214	10.211
	$y_c$ (m)	5.250	5.250	5.250	5.245
D	Niv	IV	III	II	I
	$x_c$ (m)	6.494	6.494	6.494	6.54
	$y_c$ (m)	5.254	5.254	5.254	5.253

b) Centre de masse

Pour notre construction, la masse n'est pas répartie sur la surface, pour cela les coordonnées du centre de masse sont données par les relations suivantes:

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

A	Niveau	IV	III	II	I
	$x_G$ (m)	10.234	10.234	10.234	10.234
	$y_G$ (m)	8.923	8.923	8.923	8.923
B	$x_G$ (m)	6.835	6.835	6.835	6.835
	$y_G$ (m)	8.750	8.750	8.750	8.750
C	$x_G$ (m)	10.335	10.335	10.335	10.335
	$y$ (m)	5.250	5.250	5.250	5.250
D	$x_G$ (m)	6.879	6.879	6.879	6.879
	$y_G$ (m)	5.112	5.112	5.112	5.112



Calcul des excentricités entre C et G.

	Niv	X <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	e <sub>x</sub> =  X <sub>G</sub> - X <sub>C</sub>	X <sub>G</sub>	X <sub>C</sub>	e <sub>x</sub> =  X <sub>G</sub> - X <sub>C</sub>
A	IV, III, II	10.234	9.778	0.456	8.923	7.920	1.003
	I	10.234	9.838	0.396	8.923	7.570	1.353
B	IV, III, II	6.835	6.957	0.087	8.750	8.091	0.659
	I	6.835	6.922	0.122	8.750	7.732	1.018
C	IV, III, II	10.335	10.214	0.121	5.250	5.250	0.000
	I	10.335	10.211	0.124	5.250	5.245	0.005
D	IV, III, II	6.879	6.494	0.385	5.112	5.254	0.142
	I	6.879	6.540	0.339	5.112	5.253	0.141

L'excentricité théorique résultante du calcul est :

A:  $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 1,0335m$       L: la plus grande dimension

C:  $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 1,0335m$

B:  $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 0,875m$

D:  $e_x = e_y = \frac{5L}{100} = 0,680m$

Les excentricités accidentelles résultantes des plans sont inférieures aux valeurs théoriques pour les blocs A, C d'où pas risque de torsion et on prend donc les valeurs suivantes pour les excentricités :

A:  $e_x = e_y = 1,0335m$  pour tous les niveaux IV, III, II  
 $= 1,353m$  pour le niveau I

B:  $e_x = e_y = 0,875m$  pour les niveaux IV, III, II  
 $= 1,018m$  pour le niveau I

C:  $e_x = e_y = 1,0335m$  pour tous les niveaux.

D:  $e_x = e_y = 0,680m$

Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion: (m)

Portiques longitudinaux						
A	Portique	A	B	C	D	E
	Niveau					
	IV, III, II	9.580	2.580	-0.920	-4.420	-7.920
	I	9.930	2.930	-0.570	-4.070	-7.570

Portiques longitudinaux						
B	Portique	A	B	C	D	E
	Niveau					
	IV, III, II	9.409	2.409	-1.091	-4.591	-8.091
	I	9.768	2.768	-0.732	-4.232	-7.732

Portiques longitudinaux						
C	Portique	F	G	H	I	
	Niveau					
	IV, III, II	5.250	1.750	-1.750	-5.250	
	I	5.255	1.755	-1.745	-5.245	

Portiques longitudinaux						
D	Portique	F	G	H	I	
	Niveau					
	IV, III, II	5.246	1.746	-1.754	-5.254	
	I	5.247	1.747	-1.753	-5.253	

\* Portiques longitudinaux.

\*\* Portiques transversaux: en (m)

A	Portique	1	2	3	4	5	6	7
	Niveau							
	IV, III, II	-10.892	-7.722	-4.222	-0.722	2.778	6.278	9.778
	I	-10.832	-7.662	-4.162	-0.662	2.838	6.338	9.838

B	Portique	8	9	10	11	12
	Niveau					
	IV, III, II	-6.957	-3.787	-0.287	3.213	6.713
	I	-6.922	-3.752	-0.252	3.248	6.748

C	Portique	1	2	3	4	5	6	7
	Niveau							
	IV, III, II	-10.214	-7.044	-3.544	-0.044	3.456	6.956	10.456
	I	-10.211	-7.041	-3.541	-0.041	3.459	6.959	10.459

D	Portique	8	9	10	11	12
	Niveau					
	IV, III, II	-4.494	-3.324	0.176	3.676	7.176
	I	-6.54	-3.27	0.13	3.63	7.13

Calcul de la rigidité à la torsion:

la rigidité de l'étage "j" à la torsion est donnée par la relation:

$$R_{j0} = \sum_{j=1}^{j=m} R_{jy} [x_j]^2 + \sum_{j=1}^{j=n} R_{jx} [y_j]^2$$

$R_{j0}$ : rigidité à la torsion de l'étage "j"

$\times$	Niveau	<u>IV</u>	<u>AT</u>	<u>II</u>	<u>I</u>
A	$P_{j0}(L_m)$	3310690.596	3310690.596	3310690.596	5577434.77
B	$P_{j0}(L_m)$	1421840.542	1421840.542	1421840.542	2359439.528
C	$P_{j0}(L_m)$	2677944.804	2677944.804	2677944.804	5658667.648
D	$P_{j0}(L_m)$	419457.036	419457.036	419457.036	904691.636

## ETUDE AU SEISME

### Generalités:

les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité ( $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ ).

les efforts qui en résultent peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque.

Toutefois on se contentera d'envisager simultanément ou successivement les effets d'une composante horizontale et d'une composante verticale.

### Principes fondamentaux de calcul:

Le règlement utilisé est le R.P.A 81 et ceci dans le but de faire une étude sismique basée sur les observations et des analyses déjà faites sur la sismicité en ALGERIE. Ce mode de calcul substitue aux effets dynamiques réels de sollicitations statique résultant de la combinaison de système de forces fictives dont les effets sont quasiment équivalents à ceux de l'action sismique.

### Action Sismique:-

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

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

V: force latérale ou effort tranchant à la base

A: coefficient d'accélération des zones, il dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Sa valeur est prise du tableau 1<sup>o</sup> page 16 du R.P.A 81

B: facteur de comportement de la structure, il dépend de son type et de la nature de ses contreventements. les valeurs de B sont données dans le tableau 3.2 page 22 du R.P.A 81

D: facteur d'amplification dynamique moyen, sa valeur est déterminée d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment.

Q: facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée, il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. la valeur de Q est déterminée par la formule:

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

où  $P_q$  est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité  $q$ .

$W$ : poids propre de la structure (totalité des charges permanentes) + 50% des surcharges d'exploitation.  
(R.P.A Art. 3.3.1.5).

- Bloc A:  $L_x = 20.67\text{m}$ ;  $L_y = 17.50\text{m}$ ;  $H = 16,21\text{m}$

Notre bâtiment est d'usage 1 en zone II

donc  $A = 0,25$   
sol meuble  $\Rightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,5}{T}}$  avec  $T = \frac{909H}{\sqrt{L}}$

longitudinalement:  $\frac{T_l}{T_s} = 0,32 < 0,55 \Rightarrow D = 2$

transversalement  $\frac{T_t}{T_s} = 0,35 < 0,55 \Rightarrow D = 2$

On a des portiques autoportables (exclus en zone II)  $\Rightarrow B = 1/4$

Facteur de qualité:

longitudinalement  $Q_l = 1,50$

transversalement  $Q_t = 1,50$

Calcul du Poids propre de la structure:  $W$ :

Niveau terrasse:	$W_4 = 381.137\text{t}$
Niveau III	$W_3 = 488.523\text{t}$
Niveau II	$W_2 = 488.523\text{t}$
Niveau I	$W_1 = 482.850\text{t}$

$W_e = 1841.033$

donc Force totale longitudinal  $V_l = 345.194\text{t}$   
Force totale transversal  $V_t = 345.194\text{t}$

La distribution en hauteur des forces laterales est.

$$V = F_t + \sum F_i$$

dans notre cas  $F_t = 0$  car  $T \leq 0,75$

$$\text{donc } F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i} = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

les déplacements seront calculés par la formule

$$\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$$

avec  $F_j^c$  = Force laterale cumulée par étage

$R_j$  = Rigidité relative de niveau.

Sans longitudinal - 48 -

Niv	h(m)	$W_k(t)$	$W_k(h_j)$	$F_k(t)$	$K_k^c(t)$	$R_j^c(t/m)$	$\delta_j$ cm	$\delta_j^c$ (cm)
IV	15.51	381.137	5911.43	119.93	119.93	33408.055	0.36	2.89
III	11.55	488.523	5642.44	114.48	269.97	"	0.81	2.53
II	7.59	488.523	3707.89	75.23	345.2	"	1.03	1.72
I	3.63	482.850	1752.75	35.56	380.76	55112.227	0.69	0.69
			17014.51					

Sans transversal

Niv	h(m)	$W_k(t)$	$W_k(h_j)$ (t-m)	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_j^c(t/m)$	$\delta_j$ cm	$\delta_j^c$ (cm)
IV	15.51	381.137	5911.43	119.93	119.93	47912.586	0.25	1.95
III	11.55	488.523	5642.44	114.48	269.97	"	0.56	1.70
II	7.59	488.523	3707.89	75.23	345.20	"	0.72	1.14
I	3.63	482.85	1752.75	35.56	380.76	91253.57	0.42	0.42
			Σ 17014.51					

Calcul de la periode exacte:

On calcul la periode exacte d'après la formule:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^2}{g \sum F_j^c \delta_j}}$$

Sans longitudinal  $T_E = 0.226 < 0.5 \Rightarrow D_E = 2$

Sans transversal  $T_E = 0.188 < 0.5 \Rightarrow D_E = 2$

donc les valeurs qu'on a trouvee restant les memes.  
puisque le facteur D n'a pas changee.

Bloc C

$A = 0,25$

$B = 0,25$

$Q_2 = 1,5$

$Q_3 = 1,5$

$T_L = 0,32 \text{ s}$

$T_L = 0,45 \text{ s}$

$\Rightarrow D_L = 2$

$\Rightarrow D_C = 2$

$W_{tot} = 1213,924 \text{ t} \Rightarrow V_L = 227,611 \text{ t}$   
 $W_C = 227,611 \text{ t}$

Sans longitudinal

Niveau	h(m)	W <sub>k</sub> (t)	W <sub>k</sub> · h <sub>k</sub> (t·m)	F <sub>k</sub> (t)	F <sub>k</sub> <sup>c</sup> (t)	R <sub>j</sub> <sup>2</sup> (t/m)	δ <sub>j</sub> (cm)	δ <sub>j</sub> <sup>c</sup> (cm)
V	15,51	263,367	4084,82	82,21	82,21	21307,418	0,39	2,78
III	11,55	317,738	3669,87	73,85	156,06	"	0,73	2,39
II	7,59	317,738	2411,63	48,53	204,59	"	0,96	1,66
I	3,63	315,081	1143,74	23,02	227,61	32468,758	0,70	0,70
			Σ					
								11310,06

Sans transversal

Niveau	h(m)	W <sub>k</sub> (t)	W <sub>k</sub> · h <sub>k</sub> (t·m)	F <sub>k</sub> (t)	F <sub>k</sub> <sup>c</sup> (t)	R <sub>j</sub> <sup>2</sup> (t/m)	δ <sub>j</sub> (cm)	δ <sub>j</sub> <sup>c</sup> (cm)
IV	15,51	263,367	4084,82	82,21	82,21	20541,62	0,40	2,67
III	11,55	317,738	3669,87	73,85	156,06	"	0,76	2,27
II	7,59	317,738	2411,63	48,53	204,59	"	0,996	1,51
I	3,63	315,081	1143,74	23,02	227,61	44630,35	0,51	0,51
			Σ					
								11310,06

Calcul de la periode exacte

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^2}{g \sum F_j^c \delta_j}}$$

$T_L = 0,263 \text{ s} < 0,5 \Rightarrow D_L = 2$

$T_L = 0,24 \text{ s} < 0,5 \Rightarrow D_L = 2$

Donc les resultats restant inchangés.



Bloc B :

$L_x = 13.87 \text{ m} ; \quad L_y = 17.50 \text{ m}$

$A = 0,25$

$B = 1/4 = 0,25$

$Q_j = 1,5$

$Q_{et} = 1,5$

$T_j = 0.39 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D_j = 2$

$T_e = 0.35 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D_e = 2$

$W_{tot} = 1286.76 \text{ t} \Rightarrow \begin{cases} V_j = 241.27 \text{ t} \\ V_e = 241.27 \text{ t} \end{cases}$

Sans longitudinal

Niveau	h(m)	$W_k$ (t)	$W_k h_k$ (t.m)	$F_k$ (t)	$F_k^c$ (t)	$R_j^c$ (t/m)	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)
IV	15.51	281.75	4369.99	87.76	87.76	20059.085	0.44	3.06
III	11.55	336.35	3884.84	78.01	165.77	"	0.83	2.62
II	7.59	336.35	2552.90	51.27	217.04	"	1.09	1.79
I	3.63	332.28	1206.18	24.22	241.26	34446.095	0.70	0.70
			$\Sigma$					
								12013.86

Sans transversal

Niveau	h(m)	$W_k$ (t)	$W_k h_k$ (t.m)	$F_k$ (t)	$F_k^c$ (t)	$R_j^c$ (t)	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)
IV	15.51	281.75	4369.99	87.76	87.76	35414.577	0.25	1.69
III	11.55	336.35	3884.84	78.01	165.77	"	0.47	1.44
II	7.59	336.35	2552.90	51.27	217.04	"	0.61	0.97
I	3.63	332.28	1206.18	24.22	241.26	66880.095	0.36	0.36
			$\Sigma$					
								12013.86

Calcul de la periode exacte:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^2}{g \sum F_j^c \delta_j}}$$

$T_j = 0.242 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D_j = 2$

$T_e = 0.181 \text{ s} < 0,5 \text{ s} \Rightarrow D_e = 2$

Donc les résultats restent inchangés.

Bloc D:

$$Lx = 13.67 \text{ m} ; Ly = 10.50 \text{ m}$$

$$A = 0,25$$

$$B = 0,25$$

$$Q_L = 1,5$$

$$Q_t = 1,5$$

$$T_L = 0,395 \Rightarrow D_L = 2$$

$$T_t = 0,455 \Rightarrow D_t = 2$$

$$W_{bt} = 821.575 \xrightarrow{t} V_L = 153.97 \text{ t}$$

$$V_t = 153.97 \text{ t}$$

Sans longitudinal

Niveau	h(m)	W <sub>k</sub> (t)	W <sub>k</sub> h <sub>k</sub> (t.m)	F <sub>k</sub> (t)	F <sub>k</sub> <sup>c</sup> (t)	R <sub>j</sub> <sup>c</sup> (t/m)	δ <sub>j</sub> (cm)	δ <sub>j</sub> <sup>c</sup> (cm)
IV	15.51	189.576	2940.324	58.45	58.45	1,746.318	0.50	3.30
III	11.55	211.512	2442.964	48.56	107.01	"	0.91	2.80
II	7.59	211.512	1605.376	31.91	138.92	"	1.18	1.89
I	3.63	208.575	757.127	15.05	153.97	2,1667.928	0.71	0.71
Σ			7745.791					

Sans transversal

Niveau	h(m)	W <sub>k</sub> (t)	W <sub>k</sub> h <sub>k</sub> (t.m)	F <sub>k</sub> (t)	F <sub>k</sub> <sup>c</sup> (t)	R <sub>j</sub> <sup>c</sup> (t/m)	δ <sub>j</sub> (cm)	δ <sub>j</sub> <sup>c</sup> (cm)
IV	15.51	189.576	2940.324	58.45	58.45	1,3566.155	0.43	2.76
III	11.55	211.512	2442.962	48.56	107.01	"	0.79	2.33
II	7.59	211.512	1605.376	31.91	138.92	"	1.02	1.54
I	3.63	208.575	757.127	15.05	153.97	2,9570.402	0.52	0.52
Σ			7745.791					

Calcul de la peride exacte

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^4}{g \sum F_j^c \delta_j}}$$

$$T_L = 1.250 \text{ s} < 0,55 \Rightarrow D_L = 2$$

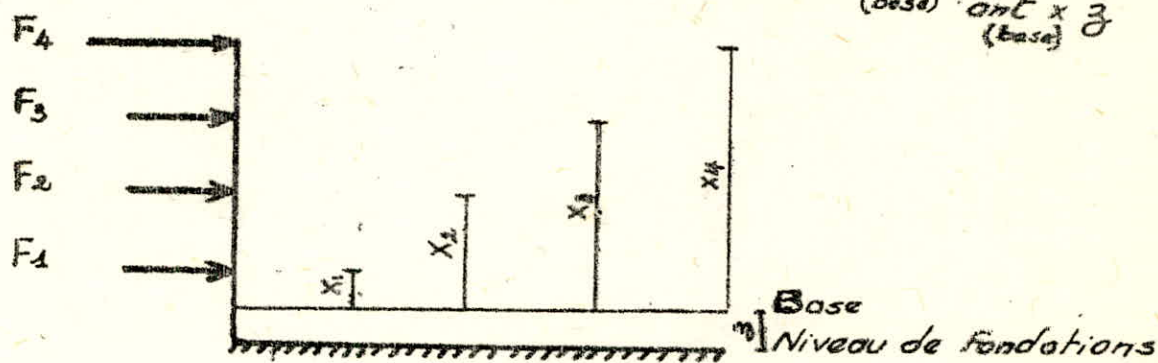
$$T_t = 0.232 \text{ s} < 0,55 \Rightarrow D_t = 2$$

Donc tous les resultats trouves restent inchanges

# VERIFICATION au RENVERSEMENT

Une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement. A cet effet une vérification au renversement est nécessaire.

On a  $M^E$  de renversement =  $M^E$  extérieur en console + Effort Tranche (base) ont  $\times 3$  (base)



Moment en Console (base) =  $\sum_{i=1}^4 F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4$

Effort Tranchant à la base =  $H = \sum_{i=1}^4 F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$

Moment résistant =  $(\sum W_i - \sum \sigma_{H_i} \cdot w_i) b$

$\sigma_H$  : (coefficient sismique) = A.B.D.Q.  
 $b = L/2$ .

et on doit vérifier :  $M^E$  résistant  $\geq 1.5 M^E$  renversement.

\* Bloc (A) : sens Longitudinal :

Moment en console =  $3882,44 \text{ t.m}$

$H \cdot z = 552,32 \text{ t.m}$

$\Rightarrow$  Moment de renversement =  $4434,76 \text{ t.m}$

Moment résistant =  $15459,51 \text{ t.m}$

donc  $\frac{M^E \text{ résistant}}{M^E \text{ renversement}} = 3,49 > 1,5$

donc le bloc A (sens longitudinal) est stable au renversement.

De même tous les blocs (dans chaque sens) le renversement est vérifié.

Determination de l'EFFORT de niveau "j" revenant à  
chaque portique

L'effort tranchant de l'étage (j) ( $T_j$ ) s'applique au C.D.G de l'étage c'est à dire en G.

Comme on a une rotation du plancher autour du Centre de Torsion (C)  $T_j$  appliqué en G est équivalent à  $T_j$  appliqué en (C) plus un moment de torsion  $M_j$  avec

$$M_j = T_j \cdot e$$

D'où sous l'action de  $T_j$  on aura un effort de niveau "j" qui sera égale à

a) Portiques longitudinaux:

$$T_{jx}^{(a)} = T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^{(a)}}{R_{jx}} + T_{jx} \cdot \frac{R_{jx}^l}{R_{j\theta}} \cdot y_j \cdot e_y$$

le 1<sup>er</sup> terme étant dû à la translation

le 2<sup>nd</sup> terme étant dû à la rotation.

b) Portiques transversaux

$$T_{jy}^{(b)} = T_{jy} \cdot \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} \cdot x_j \cdot e_x$$

- Deformations horizontales:

Calcul des déplacements relatifs:

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par (1,0/2B) pour obtenir le déplacement relatif.

le rapport (1,0/2B) ne doit pas être plus petit que 1,0.

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

donc on doit vérifier que

$$\frac{1}{2B} \cdot \delta_j = \frac{1}{2B} \cdot \frac{T_d}{R_j} \leq \bar{\delta}_j$$

$\bar{\delta}_j$  : déplacement relatif admissible

le déplacement relatif admissible  $\bar{\delta}_j$  suivant le R.P.A 81 à l'article 3.3.7.1 est donné par

$$\bar{\delta}_j = 0,075 h_j \text{ où } h_j : \text{ hauteur d'étage "j"}$$

donc il faut vérifier que

$$\frac{1}{2B} \delta_j \leq 0,0075 h_j$$

et à partir de ces déplacements on peut en déduire l'épaisseur du joint de dilatation

Calcul du joint de dilatation:

le joint de dilatation est obtenu de façon que les 2 blocs ou 4 blocs ne se touchent pas en cas de séisme.

$$d_L \geq \delta_{L_1}^{\max} + \delta_{L_2}^{\max}$$

Bloc (A) sens longitudinal								
Portique	Niveau	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jx} (t/m)$	$R_{j0} (t/m)$	$C_{jx} (t)$	$e_y (m)$	$y_j (m)$	$T_{jx} (t)$
A	V	5414,983	33408,055	3310690,596	119,93	1,0335	9,58	21,38
	III	.	.	.	269,97	.	.	48,13
	II	.	.	.	345,20	.	.	61,54
	I	6638,274	55112,227	5577434,77	380,76	1,353	9,93	57,95
B	V	7194,490	33408,055	3310690,596	119,93	1,0335	2,58	26,51
	III	"	.	"	269,97	.	.	59,7
	II	"	.	"	345,20	.	.	76,34
	I	14884,095	55112,227	5577434,77	380,76	1,353	2,93	106,86
C	V	6945,707	33408,055	3310690,596	119,93	1,0335	-0,92	24,69
	III	.	.	"	269,97	.	"	55,59
	II	.	"	"	345,20	.	.	71,08
	I	13146,954	55112,227	5577434,77	380,76	1,353	-4,57	90,14
D	V	10144,723	33408,055	3310690,596	119,93	1,0335	-4,42	34,74
	III	.	"	"	269,97	.	"	78,1
	II	.	.	.	345,20	.	.	99,99
	I	15062,660	55112,227	5577434,77	380,76	1,353	-4,07	98,41
E	V	3708,152	33408,055	3310690,596	119,93	1,0335	-7,92	12,21
	III	"	"	"	269,97	"	.	27,49
	II	.	"	"	345,20	"	.	35,16
	I	5380,240	55112,227	5577434,77	380,76	1,353	-7,57	33,41

Bloc "A" sans transversal

Portique	Niveau	R <sub>jy</sub>	R <sub>jy</sub>	R <sub>jo</sub>	Z <sub>jy</sub>	α <sub>x</sub>	X <sub>j</sub>	T <sub>jy</sub>
1	IV	7440,243	47912,586	3310690,596	119,93	1,0335	-10,892	15,00
	III	"	"	"	269,97	"	"	33,77
	II	"	"	"	345,20	"	"	43,18
	I	14284,427	91253,57	5577434,77	380,76	"	-10,832	44,17
2	IV	7440,243	47912,586	3310690,596	119,93	"	-7,722	76,48
	III	"	"	"	269,97	"	"	37,08
	II	"	"	"	345,20	"	"	57,94
	I	14284,427	91253,57	5577434,77	380,76	"	-7,662	57,88
3	IV	7440,243	47912,586	3310690,596	119,93	"	-4,222	77,05
	III	"	"	"	269,97	"	"	39,27
	II	"	"	"	345,20	"	"	50,22
	I	12284,427	91253,57	5577434,77	380,76	"	-4,162	55,41
4	IV	7440,243	47912,586	3310690,596	119,93	"	-0,722	18,43
	III	"	"	"	269,97	"	"	41,72
	II	"	"	"	345,20	"	"	53,03
	I	12284,427	91253,57	5577434,77	380,76	"	-0,662	58,93
5	IV	5057,766	47912,586	3310690,596	119,93	"	2,778	13,79
	III	"	"	"	269,97	"	"	29,68
	II	"	"	"	345,20	"	"	37,95
	I	10088,561	91253,57	5577434,77	380,76	"	2,838	44,72
6	IV	7440,243	47912,586	3310690,596	119,93	"	6,278	20,38
	III	"	"	"	269,97	"	"	46,95
	II	"	"	"	345,20	"	"	58,64
	I	12284,427	91253,57	5577434,77	380,76	"	6,338	65,99
7	IV	5935,321	47912,586	3310690,596	119,93	"	9,778	17,03
	III	"	"	"	269,97	"	"	38,33
	II	"	"	"	345,20	"	"	49,01
	I	11068,304	91253,57	5577434,77	380,76	"	9,838	53,86

BLOC 'B'      Sens Longitudinal								
Abri: que	Niveau	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jx} (t/m)$	$T_{jx} (t)$	$e_y (m)$	$y_j (m)$	$T_{jx} (t)$
A	I	3741,779	20059,085	1421840,542	87,76	1,018	+ 9,409	18,58
	II	"	"	"	165,77	"	"	35,10
	III	"	"	"	217,04	"	"	45,96
	IV	4563,444	34746,095	2359439,528	241,26	"	+ 9,768	36,33
B	I	4702,398	20059,085	1421840,542	87,76	"	+ 2,409	21,29
	II	"	"	"	165,77	"	"	40,21
	III	"	"	"	217,04	"	"	52,64
	IV	9547,619	34746,095	2359439,528	241,26	"	+ 2,768	69,04
C	I	4519,147	20059,085	1421840,542	87,76	"	- 1,091	19,46
	II	"	"	"	165,77	"	"	36,77
	III	"	"	"	217,04	"	"	48,13
	IV	8431,686	34746,095	2359439,528	241,26	"	- 0,732	57,91
D	I	4519,147	20095,085	1421840,542	87,76	"	- 4,591	18,47
	II	"	"	"	165,77	"	"	34,89
	III	"	"	"	217,04	"	"	45,68
	IV	8431,686	34746,095	2359439,528	241,26	"	- 4,232	54,83
E	I	2576,614	20059,085	1421840,542	87,76	"	- 8,091	9,96
	II	"	"	"	165,77	"	"	18,82
	III	"	"	"	217,04	"	"	24,64
	IV	3777,66	34746,095	2359439,528	241,26	"	- 7,732	23,15



BLOC B Sens transversal

Portique	Niveau	$R_{jy} \text{ (t/m)}$	$R_{jy} \text{ (t/m)}$	$R_{jx} \text{ (t/m)}$	$Z_{jy} \text{ (t)}$	$e_x \text{ (m)}$	$X_j \text{ (m)}$	$T_{jy} \text{ (t)}$
8	IV	5935,321	35414,577	1421840,542	87,76	0,875	-6,957	12,12
	III	"	"	"	165,77	"	"	23,57
	II	"	"	"	217,04	"	"	30,86
	I	11068,304	66880,095	2359439,528	241,26	"	-6,932	33,07
9	IV	7440,243	35414,577	1421840,542	87,76	"	-3,787	16,91
	III	"	"	"	165,77	"	"	31,96
	II	"	"	"	217,04	"	"	41,84
	I	14284,427	66880,095	2359439,528	241,26	"	-3,752	46,73
10	IV	7440,243	35141,577	1421840,542	87,76	"	-9,287	18,32
	III	"	"	"	165,77	"	"	34,62
	II	"	"	"	217,04	"	"	45,31
	I	14284,427	66880,095	2359439,528	241,26	"	-0,252	51,22
11	IV	7440,243	35414,577	1421840,542	87,76	"	3,213	19,73
	III	"	"	"	165,77	"	"	37,27
	II	"	"	"	217,04	"	"	48,79
	I	14284,427	66880,095	2359439,528	241,26	"	3,248	55,68
12	IV	7158,527	35414,577	1421840,542	87,76	"	-6,713	24,34
	III	"	"	"	165,77	"	"	38,41
	II	"	"	"	217,04	"	"	50,29
	I	12958,51	66880,095	2359439,528	241,26	"	6,748	54,57

Bloc "C" sans longitudinal

Portique	Niveau	$R_{jx} (t/m)$	$R_{jy} (t/m)$	$R_{j0} (t-m)$	$E_{jx} (t)$	$e_y (m)$	$y_j (m)$	$T_{jx} (t)$
F-F	IV	3.708.152	21307.718	2677944.804	82.21	1.0335	5.250	14.93
	III	"	"	"	156.06	"	"	28.33
	II	"	"	"	204.59	"	"	37.14
	I	5380.44	32468.758	5658667.648	227.610	"	5.250	38.88
G-G	IV	6945.707	21307.718	2677944.804	82.21	"	1.750	27.18
	III	"	"	"	156.06	"	1.750	51.60
	II	"	"	"	204.59	"	"	67.65
	I	10853.939	32468.758	5658667.648	227.610	"	1.745	76.88
H-H	IV	6945.707	21307.718	2677944.804	82.210	"	-1.750	26.41
	III	"	"	"	156.06	"	-1.750	50.14
	II	"	"	"	204.59	"	"	65.73
	I	10853.939	32468.758	5658667.648	227.610	"	"	75.30
I-I	IV	3708.152	21307.718	2677944.804	82.21	"	-5.250	13.69
	III	"	"	"	156.06	"	"	25.99
	II	"	"	"	204.59	"	"	34.06
	I	5380.44	32468.758	5658667.648	227.610	"	-5.245	36.53

avec 
$$T_{jx}^{(e)} = F_{jx}^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{jx}^{(e)}} + F_{jx}^{(e)} \frac{R_{jx}^{(e)}}{R_{j0}} \cdot y_j \cdot e_y$$

$$F_j = E_j$$

Bloc "C" Sens transversal

Portique	Niveau	$R_{jy}^{(k/m)}$	$R_{ly}^{(k/m)}$	$R_{j0}^{(k/m)}$	$T_{jy}^{(k)}$	$e_x^{(m)}$	$x_j^{(m)}$	$T_{jy}^{(k)}$
I	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	1,0335	-10,214	10,03
	III	"	"	"	156,060	"	"	19,04
	II	"	"	"	204,590	"	"	24,96
	I	5485,860	44630,35	5658667,648	227,610	"	-10,211	25,72
II	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	-7,044	10,31
	III	"	"	"	156,060	"	"	19,56
	II	"	"	"	204,590	"	"	25,65
	I	5485,860	44630,35	5658667,648	227,610	"	-7,041	26,42
III	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	-3,540	10,61
	III	"	"	"	156,060	"	"	20,14
	II	"	"	"	204,590	"	"	26,40
	I	5485,860	44630,35	5658667,648	227,610	"	-3,541	27,19
IV	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	-9,044	10,91
	III	"	"	"	156,060	"	"	20,71
	II	"	"	"	204,590	"	"	27,15
	I	5485,860	44630,35	5658667,648	227,610	"	-9,041	27,97
V	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	+3,456	11,21
	III	"	"	"	156,060	"	"	21,29
	II	"	"	"	204,590	"	"	27,90
	I	5485,86	44630,35	5658667,648	227,610	"	+3,459	28,74
VI	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	+6,956	17,52
	III	"	"	"	156,060	"	"	21,86
	II	"	"	"	204,590	"	"	28,66
	I	5485,86	44630,35	5658667,648	227,610	"	+6,959	29,51
VII	IV	2727,240	20541,62	2677944,804	82,210	"	+10,456	11,82
	III	"	"	"	156,060	"	"	22,44
	II	"	"	"	204,590	"	"	29,41
	I	5485,86	44630,35	5658667,648	227,610	"	+10,459	30,29

Bloc "D" sens longitudinal

Portique	Niveau	$R_{jx}(t/n)$	$R_{jx}(t/n)$	$R_{j0}(t.m)$	$E_{jx}(t)$	$e_{y(t)}$	$y_0(t)$	$T_{jx}(t)$
F	IV	2585,338	11746,318	419457,036	58,45	0,68	+5,206	44,15
	III	"	"	"	107,01	"	"	25,90
	II	"	"	"	138,92	"	"	33,63
	I	3784,514	21667,928	904691,636	153,97	"	+5,247	29,19
G	IV	3292,183	11746,318	419457,036	58,45	"	+1,746	16,93
	III	"	"	"	107,01	"	"	30,99
	II	"	"	"	138,92	"	"	40,23
	I	7055,877	21667,928	904691,636	153,97	"	+1,747	51,56
H	IV	3292,183	11746,318	419457,036	58,45	"	-1,754	15,84
	III	"	"	"	107,01	"	"	28,99
	II	"	"	"	138,92	"	"	37,64
	I	7055,877	21667,928	904691,636	153,97	"	-1,753	48,71
I	IV	2576,614	11746,318	419457,036	58,45	"	-5,254	11,41
	III	"	"	"	107,01	"	"	21,72
	II	"	"	"	138,92	"	"	27,42
	I	3771,66	21667,928	904691,636	153,97	"	-5,253	24,51

BLOC "D" Sens transversal

Partique	Niveau	$R_{jy} \text{ (t/m)}$	$P_{jy} \text{ (t/m)}$	$R_{jo} \text{ (t/m)}$	$Z_{jy} \text{ (t)}$	$e_x \text{ (m)}$	$x \text{ (m)}$	$T_{jy} \text{ (t)}$
8	IV	2727.24	13566.155	419457.036	58.45	0.680	-4.494	10.591
	III	"	"	"	107.01	"	"	19.391
	II	"	"	"	138.92	"	"	25.173
	I	5485.86	29570.405	904691.636	153.97	"	-6.54	24.41
9	IV	3017.428	13566.155	419457.036	58.45	"	-3.324	12.06
	III	"	"	"	107.01	"	"	22.06
	II	"	"	"	138.92	"	"	28.64
	I	6736.726	29570.405	904691.636	153.97	"	-3.27	32.52
10	IV	3017.428	13566.155	419457.036	58.45	0.68	+0.176	13.05
	III	"	"	"	107.01	"	"	23.89
	II	"	"	"	138.92	"	"	31.02
	I	6736.726	29570.405	904691.636	153.97	"	+0.130	35.18
11	IV	2076.819	13566.155	419457.036	58.45	"	+3.676	9.67
	III	"	"	"	107.01	"	"	17.71
	II	"	"	"	138.92	"	"	22.99
	I	5725.229	29570.405	904691.636	153.97	"	+3.63	28.84
12	IV	2727.240	13566.155	419457.036	58.45	"	7.176	13.60
	III	"	"	"	107.01	"	"	24.91
	II	"	"	"	138.92	"	"	32.33
	I	5485.860	29570.405	904691.636	153.97	"	7.130	33.09

la fleche a la tete du portique est de

$$f = \sum_{j=1}^{j=4} \delta_j$$

la fleche admissible est de  $f_{ad} = \sum_{j=1}^{j=4} \bar{\delta}_{jad}$

avec  $\bar{\delta}_{jad}$  = déplacement admissible donne par le R.P.A de l'étage "j" pour la portique considérée

BLOC A : sens Longitudinal						
Portique Niveau	A	B	C	D	E	$\bar{\delta}_j$ mm
IV	7.900	7.360	7.100	6.840	6.585	29.700
III	17.780	16.600	16.000	15.417	14.827	"
II	22.720	21.220	20.460	19.713	18.964	"
I	15.660	14.360	13.720	13.067	12.419	27.230

BLOC B : sens Longitudinal						
Portique Niveau	A	B	C	D	E	$\bar{\delta}_j$
IV	9.931	9.055	8.612	8.174	7.731	29.700
III	18.761	17.102	16.273	15.441	14.608	"
II	24.566	22.388	21.300	20.216	19.126	"
I	15.922	14.462	13.736	13.006	12.276	27.230

BLOC C : sens longitudinal

Port Niv	F	G	H	I	$\bar{\delta}_j$
IV	8.052	7.826	7.605	7.382	29.700
III	15.280	14.858	14.438	14.014	"
II	20.032	19.480	18.927	18.365	"
I	14.452	14.166	13.875	13.579	27.230

BLOC D : sens longitudinal

Port Niv	F	G	H	I	$\bar{\delta}_j$
IV	10.946	10.285	9.620	8.856	29.700
III	20.036	18.826	17.610	16.394	"
II	26.016	24.440	22.870	21.284	"
I	15.426	14.615	13.810	12.997	27.230

BLOC A : sens transversal

Port Niv	I	II	III	IV	V	VI	VII	$\bar{\delta}_i$
IV	4.032	4.430	4.691	4.954	5.216	5.478	5.739	29.700
III	9.078	9.967	10.556	11.215	11.736	12.621	12.916	"
II	11.607	13.962	13.500	14.255	15.007	10.207	16.514	"
I	6.184	7.264	9.021	9.594	8.746	10.744	9.732	27.230

BLOC C : sens transversal

Port Niv	I	II	III	IV	V	VI	VII	$\bar{\delta}_j$
IV	7.355	7.561	7.781	8.001	8.221	8.448	8.668	29.700
III	13.963	14.344	14.770	15.187	15.613	16.031	16.456	"
II	18.304	18.810	19.360	19.910	20.460	21.017	21.568	"
I	9.377	9.632	9.913	10.197	10.478	10.759	11.043	27.230

BLOC B : Sens transversal						
Part Niv	8	9	10	11	12	$\bar{\delta}_j$
IV	4.084	4.546	4.926	5.306	5.683	29,7 mm
III	7.942	8.591	9.306	10.018	10.731	"
II	10.399	11.247	12.180	13.115	14.050	"
I	5.976	6.543	7.171	7.796	8.422	27.23

BLOC D : Sens transversal						
Part Niv	8	9	10	11	12	$\bar{\delta}_j$
IV	7.770	7.970	8.650	9.312	9.973	29.7 mm
III	14.220	14.620	15.835	17.055	18.267	"
II	18.460	18.980	20.561	22.140	23.709	"
I	8.900	9.650	10.444	11.254	12.064	27.23 mm

Dans tous les cas on a trouve  $\delta_j < \bar{\delta}_{jad}$

donc  $\sum_{j=1}^{j=4} \delta_j = f$  est inferieur à

$$\sum_{j=1}^{j=4} \bar{\delta}_{jad} = \bar{f}$$

$f < \bar{f}$  donc la condition de flèche préconisée par le R.P.A est verifiée



Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau

les poteaux d'un même niveau doivent avoir un même déplacement, donc si on a  $(n)$  poteaux par niveau on aura :

$$\delta_j^{(j)} = \delta_j^{(j)} = \dots = \delta_j^{(i)} = \dots = \delta_j^{(n)}$$

$$\text{donc } \frac{t_j^{(j)}}{r_j^{(j)}} = \frac{t_j^{(i)}}{r_j^{(i)}} = \dots = \frac{t_j^{(n)}}{R_j}$$

$t_j^{(j)}$  : Part de l'effort tranchant revenant au Poteau  $(j)$  du niveau  $(j)$

$r_j^{(i)}$  : Rigidité Corrigée du Poteau  $(i)$  du niveau  $(j)$

$$\text{d'où on a } t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \times T_j$$

$$\text{avec : } R_j = \sum_{i=1}^{n} r_j^{(i)} \quad r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} \alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)}$$

$$\text{d'où } R_j = \frac{12E}{h_j^2} \sum_{i=1}^{n} \alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)}$$

$$\text{et on } D = \sum \alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)} \text{ d'où}$$

$$t_j^{(i)} = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} T_j = \frac{\frac{12E}{h_j^2} \alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)}}{\frac{12E}{h_j^2} \sum \alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)}} \times T_j$$

$$\text{donc } \boxed{t_j^{(i)} = \frac{\alpha_j^{(i)} K_{Pj}^{(i)}}{D_j^{(i)}} T_j}$$

Bloc © Sens Longitudinal  
Portique G-G

	$T_j$ (t)	$D_j \cdot 10^{-4}$	Bloc	1	2	3	4	5	6	7
	27.18	23.792	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.54	4.156	4.156	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	1.76	4.75	4.75	4.75	4.75	4.75	1.68
	51.60	"	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.54	4.156	4.156	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	3.34	9.01	9.01	9.01	9.01	9.01	3.19
	67.65	"	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.54	4.156	4.156	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	4.38	11.82	11.82	11.82	11.82	11.82	4.19
	76.88	31.241	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.983	5.466	5.466	5.466	5.466	5.466	1.928
			t (t)	4.88	13.45	13.45	13.45	13.45	13.45	4.74

Bloc © sens transversal  
Portique 6-6

Niveau	$T_j$ (t)	$D_j \cdot 10^{-4}$	Poteau	1	2	3	4
IV	11.52	10.336	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.775	3.393	3.393	1.775
			t (t)	1.98	3.78	3.78	1.98
III	21.86	"	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.775	3.393	3.393	1.775
			t (t)	3.75	7.18	7.18	3.75
II	28.66	"	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	1.775	3.393	3.393	1.775
			t (t)	4.92	9.41	9.41	4.92
I	29.41	19.376	$\alpha \cdot K_{pot} \cdot 10^{-4}$	3.504	6.184	6.184	3.504
			t (t)	5.32	9.39	9.39	5.32

Bloc (A) sens Longitudinal

Portique D-D

Niveau	$T_j$ (H)	$D_j$ ( $10^{-4}$ )	Poteau	1	2	3	4	6	7
IV	34.74	34.75	a. $K_{pot}^{10^7}$	2.273	8.023	8.023	7.102	7.102	2.227
			t (H)	2.27	8.02	8.02	7.10	7.10	2.23
III	78.20	"	a. $K_{pot}^{10^7}$	2.273	8.023	8.023	7.102	7.102	2.227
			t (H)	5.12	18.05	18.05	15.98	15.98	5.01
II	99.99	"	a. $K_{pot}^{10^7}$	2.273	8.023	8.023	7.102	7.102	2.227
			t (H)	6.54	23.09	23.09	20.44	20.44	6.41
I	98.41	43.355	a. $K_{pot}^{10^7}$	2.603	9.928	9.928	9.168	9.168	2.560
			t (H)	5.910	22.54	22.54	20.81	20.81	5.81

Bloc (A) Sens transversal

Portique 5-5

Niveau	$T_j$ (H)	$D_j$ $10^{-4}$	Poteau	A	B	C
IV	13.19	17.325	a. $K_{pot}^{10^7}$	4.785	7.227	5.313
			t (H)	3.64	5.50	4.04
III	29.68	"	a. $K_{pot}^{10^7}$	4.785	7.227	5.313
			t (H)	8.20	12.38	9.10
II	37.95	"	a. $K_{pot}^{10^7}$	4.785	7.227	5.313
			t (H)	10.48	15.83	11.64
I	44.12	29.038	a. $K_{pot}^{10^7}$	9.566	11.752	7.720
			t (H)	14.53	17.86	11.73

Bloc (B) sens Longitudinal								
Portique A-A								
Niveau	$T_j$ (t)	$D_j 10^{-4}$	Poteau	8	9	10	11	12
IV	18.58	10.77	a. Kpot	1.823	2.408	2.408	2.408	1.723
			t (t)	3.145	4.154	4.154	4.154	2.972
III	35.10	"	a. Kpot	1.823	2.408	2.408	2.408	1.723
			t (t)	5.941	7.848	7.848	7.848	5.615
II	45.96	"	a. Kpot	1.823	2.408	2.408	2.408	1.723
			t (t)	7.779	10.276	10.276	10.276	7.353
I	36.33	13.135	a. Kpot	2.059	2.986	2.986	2.986	2.118
			t (t)	5.695	8.259	8.259	8.259	5.858

Bloc (B) sens Longitudinal								
Portique B-B								
Niveau	$T_j$ (t)	$D_j 10^{-4}$	Poteau	8	9	10	11	12
IV	21.29	16.416	a. Kpot	1.694	4.371	4.371	4.371	1.609
			t (t)	2.197	5.669	5.669	5.669	2.087
III	40.21	"	a. Kpot	1.694	4.371	4.371	4.371	1.609
			t (t)	4.149	10.707	10.707	10.707	3.941
II	52.64	"	a. Kpot	1.694	4.371	4.371	4.371	1.609
			t (t)	5.432	14.016	14.016	14.016	5.159
I	69.04	27.481	a. Kpot	2.254	7.680	7.680	7.680	2.187
			t (t)	5.663	19.294	19.294	19.294	5.444

**Bloc (B) sens longitudinal**  
Portique C-C

Niveau	T <sub>j</sub> (t)	D <sub>j</sub> 10 <sup>-4</sup>	Poteau	8	9	10	11	12
IV	19.46	15.48	a. Kpot	1.540	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	1.936	5.225	5.225	5.225	1.850
III	36.77	"	a. Kpot	1.540	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	3.658	9.872	9.872	9.872	3.497
II	48.13	4	a. Kpot	1.540	4.156	4.156	4.156	1.472
			t (t)	4.788	12.922	12.922	12.922	4.577
I	57.91	24.269	a. Kpot	1.983	6.786	6.786	6.786	1.928
			t (t)	4.732	16.193	16.193	16.193	4.601

**Bloc (B) Sens transversal**  
Portique M-M

Niveau	T <sub>j</sub> (t)	D <sub>j</sub> 10 <sup>-4</sup>	Poteau	A	B	C	D	E
IV	19.73	25.486	a. Kpot	4.785	7.227	5.313	5.313	2.848
			t (t)	3.704	5.595	4.113	4.113	2.204
III	37.27	"	a. Kpot	4.785	7.227	5.313	5.313	2.848
			t (t)	6.997	10.569	7.769	7.769	4.165
II	48.79	"	a. Kpot	4.785	7.227	5.313	5.313	2.848
			t (t)	9.160	13.835	10.171	10.171	5.452
I	55.68	41.115	a. Kpot	9.566	11.752	7.720	7.720	4.357
			t (t)	12.955	15.915	10.455	10.455	5.900

Bloc (B) Sens transversal									
Portique 12-12									
Niveau	$T_j$ (t)	$D_j \cdot 10^{-4}$	Poteau	A	B	B	C	D	E
IV	20.34	24.521	a.Kpot	3.702	4.190	5.401	4.190	4.190	2.848
			t (t)	3.070	3.476	4.480	3.476	3.476	2.362
III	38.41	"	a.Kpot	3.702	4.190	5.401	4.190	4.190	2.848
			t (t)	5.799	6.563	8.460	6.563	6.563	4.461
II	50.29	"	a.Kpot	3.702	4.190	5.401	4.190	4.190	2.848
			t (t)	7.592	8.593	11.077	8.593	8.593	5.841
I	54.57	37.300	a.Kpot	8.716	5.442	7.901	5.442	5.442	4.357
			t (t)	12.752	7.962	11.559	7.962	7.962	6.374

Bloc (D) sens Longitudinal									
Portique G-G									
Niveau	$T_j$ (t)	$D_j \cdot 10^{-4}$	Poteau	8	9	10	11	12	
IV	16.93	15.48	a.Kpot	1.54	4.156	4.156	4.156	1.472	
			t (t)	1.68	4.55	4.55	4.55	1.61	
III	30.99	"	a.Kpot	1.54	4.156	4.156	4.156	1.472	
			t (t)	3.08	8.32	8.32	8.32	2.95	
II	40.23	"	a.Kpot	1.54	4.156	4.156	4.156	1.472	
			t (t)	4.00	10.80	10.80	10.80	3.83	
I	57.56	20.309	a.Kpot	1.983	5.466	5.466	5.466	1.928	
			t (t)	5.04	13.88	13.88	13.88	4.82	

MOMENTS DANS LES POTEAUX

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

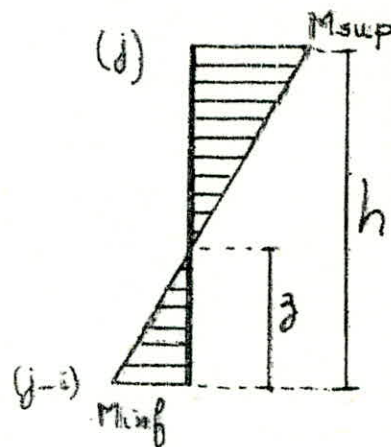
$$M_{sup} = t_j^{(i)} (h - z)$$

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

avec  $z = y h$

$h$  : hauteur d'étage

$$y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$$



$y_0$  : coefficient donné par les tableaux (bulletin C.T.C n° 5) en fonction de  $\bar{K}$ , du nombre total de niveaux de portiques et du N° de niveau.

$y_1$  : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire ( $I/L$ ) des poutres supérieures et inférieures. Il est donné par des tableaux (bulletin C.T.C n° 5) en fonction de  $\alpha_1$  et  $\bar{K}$

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

$K_1 + K_2$  — Poutres supérieures  
 $K_3 + K_4$  — Poutres inférieures.

$y_2$  : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage supérieur, il est donné en fonction de :

$$\alpha_2 = \frac{h_i}{h} \quad (\text{Pour le dernier niveau } y_2 = 0)$$

et de  $\bar{K}$

$y_3$  : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de  $\alpha_3$  et  $\bar{K}$

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad (\text{Pour le 1er niveau } y_3 = 0)$$

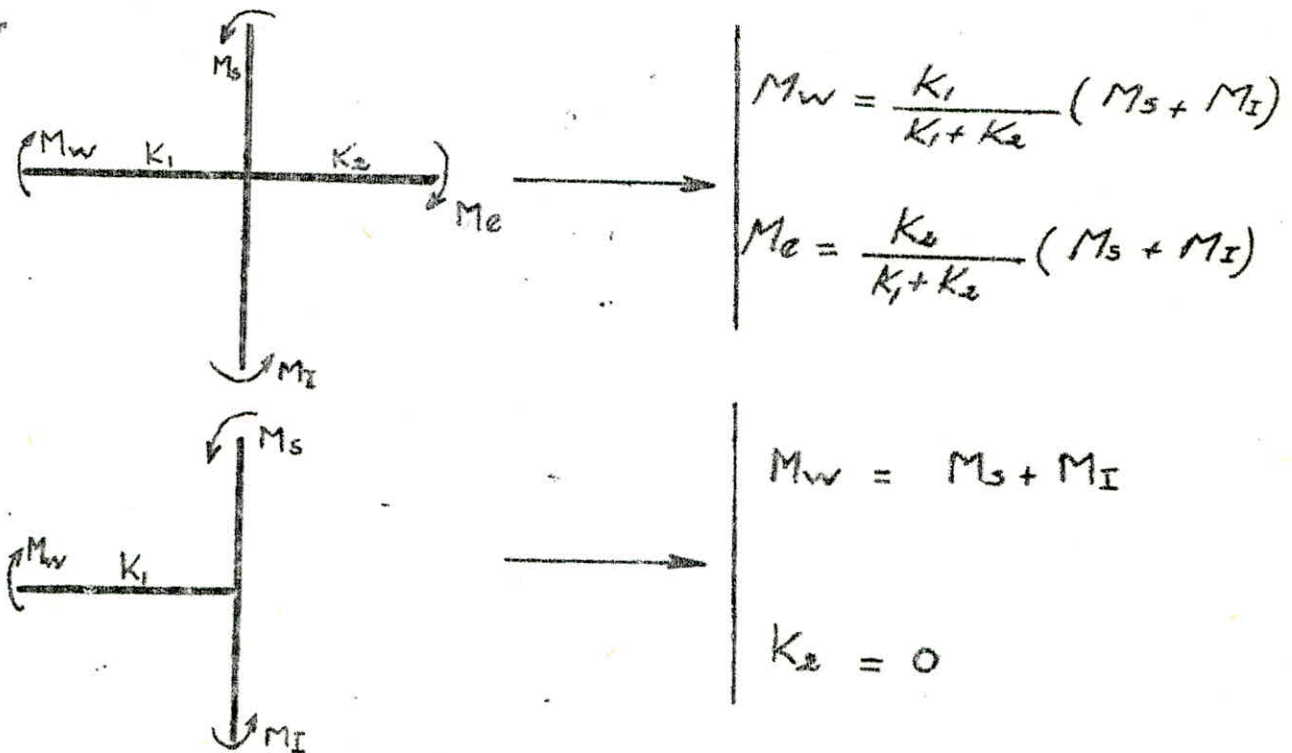
Moments dans les Poutres

Portique 11-11 Bloc B											
Niv	Pot	t <sub>j</sub>	y <sub>0</sub>	y <sub>1</sub>	y <sub>2</sub>	y <sub>3</sub>	y	z=y <sub>0</sub> h	M <sub>inf</sub>	h-z	M <sub>sup</sub>
IV	A	3.704	0.30	0	0	0	0.30	1.19	4.41	2.77	10.25
	B	5.595	0.37	"	"	"	0.37	1.47	8.22	2.49	13.92
	C	4.113	0.42	"	"	"	0.42	1.66	6.83	2.30	9.46
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	2.204	0.41	"	"	"	0.41	1.62	3.57	2.34	5.15
III	A	6.997	0.40	"	"	"	0.40	1.58	11.05	2.38	16.65
	B	10.569	0.45	"	"	"	0.45	1.78	18.80	2.18	23.09
	C	7.769	"	"	"	"	"	"	13.82	"	16.93
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	4.165	"	"	"	"	"	"	7.41	"	9.08
II	A	9.160	0.5	"	"	"	0.5	1.98	18.13	1.98	18.13
	B	13.835	"	"	"	"	"	"	27.38	"	27.38
	C	10.171	"	"	"	"	"	"	20.13	"	20.13
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	5.452	"	"	"	"	"	"	10.79	"	10.79
I	A	12.955	0.74	"	"	"	0.74	2.69	34.84	0.94	12.17
	B	15.915	0.65	"	"	"	0.65	2.36	37.51	1.27	20.20
	C	10.455	0.64	"	"	"	0.64	2.32	24.25	1.31	13.69
	D	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	E	5.900	0.65	"	"	"	0.65	2.36	13.92	1.27	7.40



# EFFORTS DANS LES POUTRES

Dans un noeud, le Moment résultant des Poteaux aboutissant à ce noeud est répartie entre les Poutres Proportionnellement à leurs rigidités linéaires.



Moments en travée:

$$\frac{x}{M_w} = \frac{L-x}{M_e} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_w + M_e} \cdot L \quad (1)$$

$$\frac{x}{M_w} = \frac{L/2 - x}{M_t} \rightarrow M_t = \frac{M_w}{x} (L/2 - x) \quad (2)$$

(1) et (2)  $\rightarrow$   $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

EFFORT TRANCHANT:

A partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante (fig. ci-dessus).  
Composons l'équation du moment:

$$M = ax + b \rightarrow T = \frac{dM}{dx} = a$$

$$\begin{aligned} x=0 &\rightarrow b = M_w \\ \Rightarrow x=L &\rightarrow -M_e = aL + M_w \end{aligned} \rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{L}$$

d'où  $T = -\left(\frac{M_w + M_e}{L}\right)$

Effort Normal:

pour un Noeud  $(i)$  l'effort Normal dans le Poteau sera:

$N_i = -(T_{ei} - T_{wi})$

Convention :  $N < 0 \rightarrow$  traction

$N > 0 \rightarrow$  compression.

EFFORTS dans les POUTRES

		Bloc (B)		Portique C-C	
Niveau	Portes	Mw (tm)	Me (tm)	Me (tm)	T (+)
IV	8-9	4.25	6.63	1.19	-8.43
	9-10	5.99	6.31	0.16	-3.51
	10-11	6.31	"	0	-3.61
III	11-12	"	3.85	1.23	-2.91
	8-9	10.81	14.53	1.86	-8.00
	9-10	13.15	13.84	0.35	-7.71
II	10-11	13.84	"	0	-7.91
	11-12	"	10.29	1.78	-6.90
	8-9	15.55	21.63	3.05	-11.73
I	9-10	19.58	20.61	0.52	-11.48
	10-11	20.61	"	0	-11.50
	11-12	"	14.73	2.94	-10.10
I	8-9	16.39	22.22	2.92	-12.18
	9-10	20.15	21.17	0.53	-11.80
	10-11	21.17	"	0	-12.10
	11-12	"	15.80	2.69	-10.56

		Bloc (B)		Portique 11-11	
Niveau	Portes	Mw (tm)	Me (tm)	Me (tm)	T (+)
IV	A-B	10.26	8.06	-1.10	-2.62
	B-C	5.87	4.73	-0.57	-3.03
	C-D	4.73	"	0	-2.70
III	D-E	"	2.58	-1.08	-2.09
	A-B	21.07	18.07	-1.50	-5.59
	B-C	13.17	11.88	-0.64	-7.16
II	C-D	11.88	"	0	-6.79
	D-E	"	12.65	0.39	-7.04
	A-B	29.19	26.72	-1.24	-7.99
I	B-C	19.48	46.99	-1.25	-10.42
	C-D	16.99	"	0	-5.71
	D-E	"	18.21	0.61	-10.05
I	A-B	30.32	27.53	-1.40	-8.27
	B-C	20.07	16.92	-1.58	-10.57
	C-D	16.92	"	0	-9.07
	D-E	"	18.23	0.69	-10.06

EFFORTS dans les POTEAUX

Bloc (B) Portique C-C					
Niveau	Poteau	$M_x$ (tm)	$M_y$ (tm)	$N$ (t)	$N_{cum}$ (t)
IV	8	3,47	4,26	-3,43	-3,43
	9	7,13	12,62	-0,08	-0,08
	10	"	"	-0,09	-0,09
	11	"	"	0,70	0,70
	12	3,14	3,85	2,91	2,91
III	8	6,50	7,34	-7,99	-11,42
	9	16,78	20,55	0,29	0,20
	10	"	"	-0,20	-0,29
	11	"	"	1,02	1,72
	12	6,08	7,15	6,90	9,80
II	8	9,05	9,05	-11,73	-23,16
	9	24,43	-24,43	0,11	0,31
	10	"	"	-0,29	-0,59
	11	"	"	1,68	3,40
	12	8,65	8,65	10,09	19,89
I	8	9,02	7,34	-12,18	-35,33
	9	38,11	17,90	0,39	0,69
	10	"	"	-0,30	-0,89
	11	"	"	1,53	4,93
	12	10,86	7,15	10,56	30,46

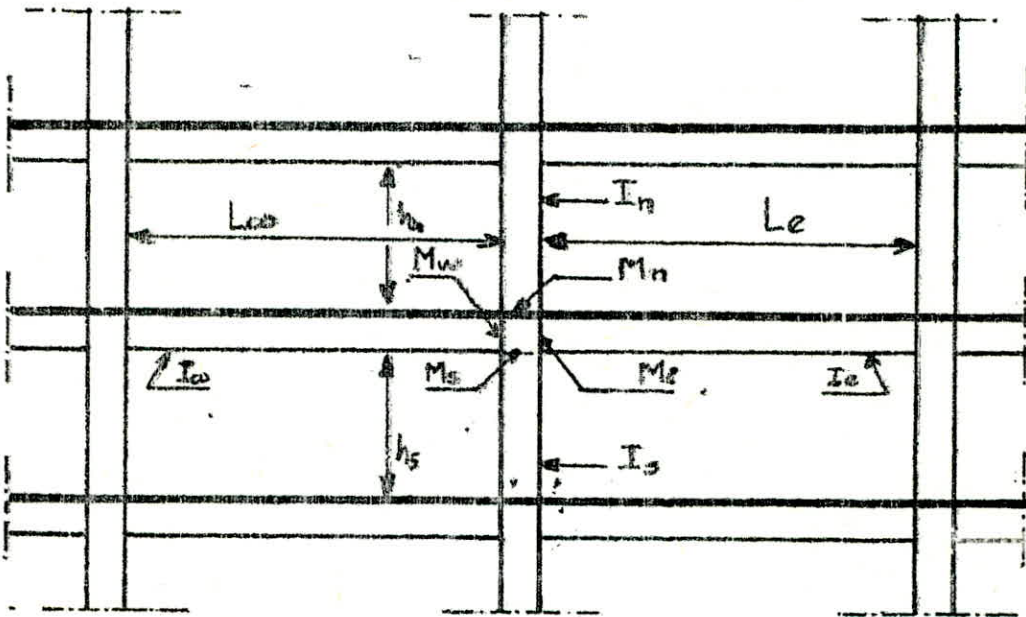
Bloc (B) Portique II-II					
Niveau	Poteau	$M_x$ (tm)	$M_y$ (tm)	$N$ (t)	$N_{cum}$ (t)
IV	A	4,41	10,25	-2,62	-2,62
	B	8,22	13,92	-0,41	-0,41
	C	6,83	9,46	0,32	0,22
	D	"	"	0,61	0,61
	E	3,57	5,15	2,09	2,09
III	A	11,05	16,65	-5,59	-8,20
	B	18,80	23,09	-1,57	-1,98
	C	13,82	16,93	0,37	+0,69
	D	"	"	-0,22	0,40
	E	7,41	9,08	7,01	9,09
II	A	18,13	18,13	-7,99	-16,190
	B	27,38	27,38	-2,43	-4,41
	C	20,13	20,13	0,72	-1,41
	D	"	"	-0,35	0,05
	E	10,79	10,79	10,05	19,15
I	A	34,84	12,17	-8,26	-24,46
	B	37,54	20,20	-2,30	-6,71
	C	24,25	13,69	0,90	2,31
	D	"	"	-0,39	-0,34
	E	13,92	7,49	10,06	29,30

# EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT

## Exposé de la méthode.

La méthode suppose que les Moments d'Inertie des poteaux sont constants. Le principe consiste à choisir un noeud et à déterminer les moments agissants à gauche, à droite, en haut et en bas, en tenant compte des charges des travées encadrant le noeud considéré et la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs qui aboutissent à ce noeud.



- $L'_w = L_w$
  - $L'_e = L_e$
  - $L'_w = 0,8 L_w$
  - $L'_e = 0,8 L_e$
  - $h'_n = 0,9 h_n$
  - $h'_n = 0,8 h_n$
  - $h'_s = 0,8 h_s$
- } → travée de rive  
 } → travée intermédiaire.  
 → si le noeud considéré appartient à l'avant d'un Plancher  
 } → pour les autres cas

$L_w; L_e$  : Portée libre des travées respectivement de gauche et de droite.

$h_n; h_s$  : hauteur libre respectivement du poteau haut et bas

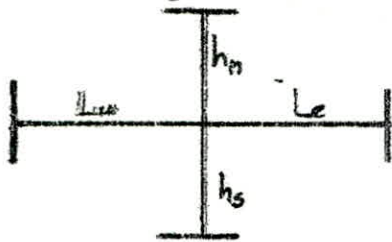
$I_w; I_e; I_n; I_s$  : Moments d'inertie de la travée de gauche, de droite, du Poteau supérieur et inférieur.

On a 
$$K_w = \frac{I_w}{L_w} ; K_e = \frac{I_e}{L_e} ; K_n = \frac{I_n}{h_n} ; K_s = \frac{I_s}{h_s}$$

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

Travée intermédiaire :

Pour un noeud (i) d'une travée intermédiaire, les moments dans les sections dangereuses, en valeur absolue sont :



$$M_w^i = \frac{L_w^2}{8,5} q_w + L_w \sum K_w Q_w$$

$$M_e^i = \frac{L_e^2}{8,5} q_e + L_e \sum K_e Q_e$$

$q_w, q_e$  : charge uniformément répartie par unité de longueur respectivement sur la travée de gauche et de droite.

$Q_w$  : charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance  $a_w$  de l'appui ( $Q_e, a_e$  pour la travée de droite).

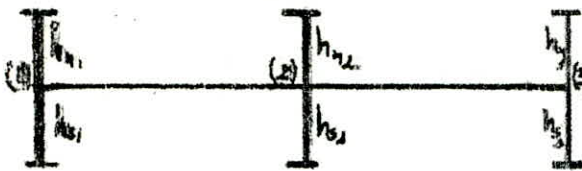
$K_w, K_e$  : données par l'échelle fonctionnelle ou fonctions de  $\frac{a_w}{L_w}$  ;  $\frac{a_e}{L_e}$

$$M_{max}^i = M_e^i \frac{K_w}{D} + M_w^i \left(1 - \frac{K_w}{D}\right) ; M_{min}^i = M_e^i \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M_w^i \frac{K_e}{D}$$

$$M_{max}^i = \frac{K_n}{D} (M_e^i - M_{min}^i) ; M_{min}^i = \frac{K_s}{D} (M_e^i - M_{max}^i)$$

Pour les traverses, les Moments  $M_e$  et  $M_w$  sont négatifs. Pour les poteaux la face tendue du tronçon supérieur est côté correspondant à la plus grande des valeurs  $M_e^i$  et  $M_w^i$ , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Travée de rive (sans console).



le noeud de rive (1) est étudié en introduisant dans les formules relatives aux travées intermédiaires :  
 $Lw_1 = 0$  ;  $Lw_2 = 0$  ,  $Mw_1 = 0$  ,  $Mw_2 = 0$

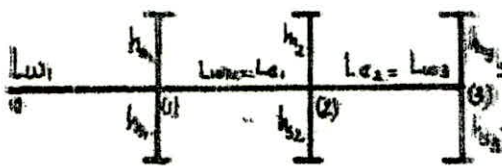
Noeud (2)

$$L'w = \gamma \cdot Lw \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \gamma = 0,8 \longrightarrow \text{si } K_s + K_m \geq 1,5 K_e \\ \gamma = 1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 K_e} \longrightarrow \text{si } K_s + K_m < 1,5 K_e \end{cases}$$

Noeud voisin de rive de droite :

$$L'e = \gamma \cdot L_e \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \gamma = 0,8 \longrightarrow \text{si } K_s + K_m \geq 1,5 K_w \\ \gamma = 1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 K_w} \longrightarrow \text{si } K_s + K_m < 1,5 K_w \end{cases}$$

Travée de rive (avec console) :



Noeud de rive : Il est étudié en posant  $K_w = 0$  dans les formules précédentes et en y substituant  $Mw_1$  à  $Mw$

$Mw_1$  étant le moment isostatique en valeur absolue de la console au sur de l'appui (1).

On suppose que la valeur algébrique de  $Mw_1$  est négative c'est à dire conventionnellement, que la face supérieure de la console est tendue au voisinage de l'appui.

$$M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right) + Mw_1 \frac{K_{e1}}{D_1} ;$$

$$M_{s1} = (M'_{e1} - Mw_1) \frac{K_{s1}}{D_1}$$

$$M_{m2} = (M'_{e1} - Mw_1) \frac{K_{m2}}{D_1} ;$$

avec  $M'_{e1} = \left( \frac{q_0 L'e^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 1}} + (L'e \sum K_e Q_e)_{\text{noeud 1}}$

$$D_1 = K_{e1} + K_{s1} + K_{m1}$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{L'e1}$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}}$$

$$K_{m1} = \frac{I_{m1}}{h_{m1}}$$

Noeud voisin de rive :

la longueur  $L'_{w2}$  de la travée fictive de rive est prise égale à

$$L'_{w2} = \chi_2 L_{w2} \text{ avec } \chi_2 = 0,8 \text{ si } K_1 + K_2 \geq 1,5 K_2$$

$$\chi_2 = 1 - \frac{K_1 + K_2}{7,5 K_2} \text{ si } K_1 + K_2 < 1,5 K_2$$

$$K_{e1} = \frac{I_{e1}}{L'_{e1}}$$

$$K_{s1} = \frac{I_{s1}}{h_{s1}}$$

$$K_{n1} = \frac{I_{n1}}{h_{n1}}$$

la longueur  $L'_{e2}$  de la travée fictive de l'appui (2) :

si elle n'est pas une travée de rive :  $L'_{e2} = 0,8 L_{e2}$

si elle est une travée de rive (donc le noeud 3 est de rive)

$$L'_{e2} = \chi_3 L_{e2} \text{ avec } \chi_3 = 0,8 \text{ si } K_3 + K_2 < 1,5 K_{w3}$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_3 + K_2}{7,5 K_{w3}} \text{ si } K_3 + K_2 < 1,5 K_{w3}$$

$$K_{s3} = \frac{I_{s3}}{h_{s3}}$$

$$K_{n3} = \frac{I_{n3}}{h_{n3}}$$

$$K_{w3} = \frac{I_{w3}}{L'_{w3}} \quad (L'_{w3} = 0,8 L_{w3} = 0,8 L_{e2})$$

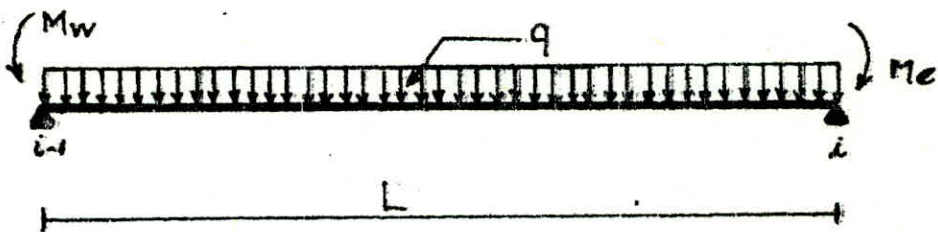
Efforts Tranchants dans les Poutres et Efforts Normaux dans

les Poutres :

Pour simplifier, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les Poutres, ni des efforts normaux dans les Poutres

Efforts Tranchants dans les poutres : (Annexe A13 C.C.B.A 68).

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des Moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée ( $q/ml$ )



$$T_w = \frac{qL}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = \frac{qL}{2} - \frac{M_w - M_e}{L}$$

EFForts Normaux dans les poteaux:

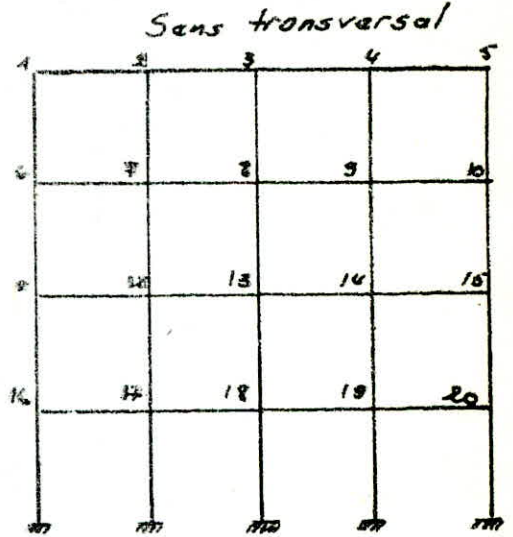
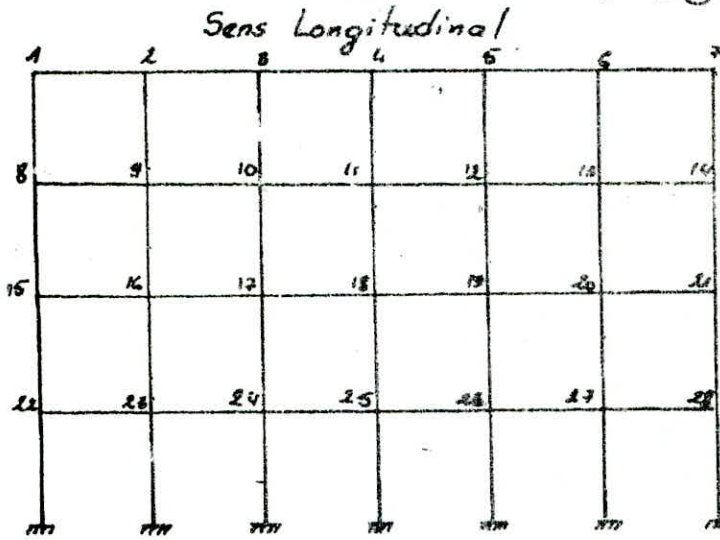
Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et seront déterminés à partir de ceux-ci.

donc

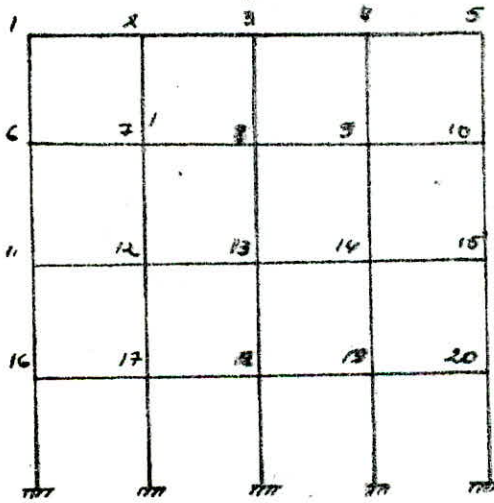
$$N_i = T_{ai} + T_{wi}$$

(Pour le Bloc D on a 7 Part Long et 4 Part. trans)

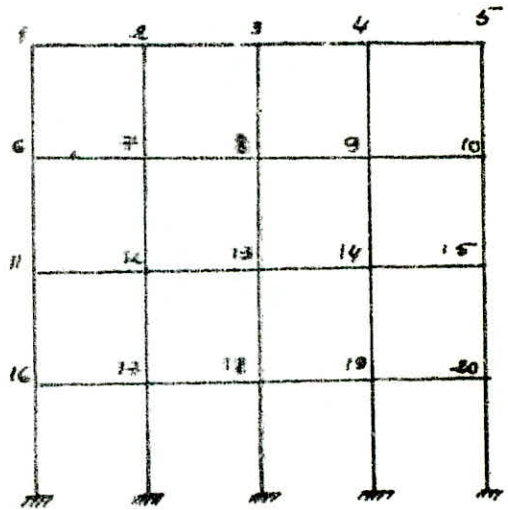
Bloc (A)



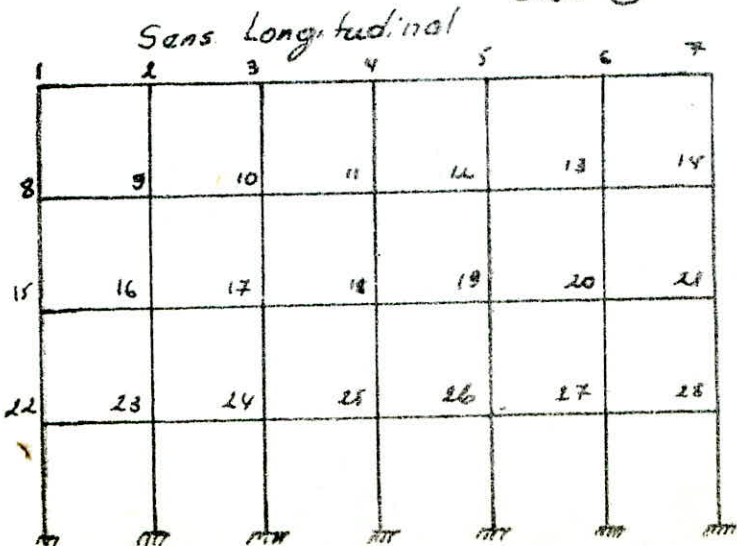
Sens Longitudinal Bloc (B)



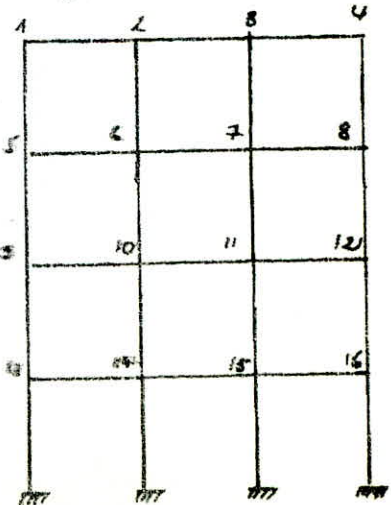
Sens transversal



Bloc (C)



Sens transversal





# Caracteristiques Geometriques: Portique C-C Bloc (B)

Niveau	Niveau	Lw (m)	Le (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>s</sub> (m)	I <sub>w</sub> (m <sup>4</sup> )10 <sup>-4</sup>	I <sub>e</sub> (m <sup>4</sup> )10 <sup>-4</sup>	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> )10 <sup>-4</sup>	I <sub>s</sub> (m <sup>4</sup> )10 <sup>-4</sup>	Lw' (m)	Le' (m)	h <sub>n</sub> ' (m)	h <sub>s</sub> ' (m)	K <sub>w</sub> (m <sup>3</sup> )10 <sup>-4</sup>	K <sub>e</sub> (m <sup>3</sup> )10 <sup>-4</sup>	K <sub>n</sub> (m <sup>3</sup> )10 <sup>-4</sup>	K <sub>s</sub> (m <sup>3</sup> )10 <sup>-4</sup>	D (m <sup>2</sup> )10 <sup>-4</sup>
IV	1	/	2.77	/	3.56	/	16	/	11.25	/	2.77	/	2.85	/	5.58	/	3.95	9.53
	2	2.77	3.10	/	"	16	"	/	52.08	2.77	2.48	/	"	5.58	6.45	/	18.27	30.3
	3	3.10	"	/	"	"	"	/	"	2.48	"	/	"	6.45	"	/	"	31.17
	4	"	"	/	"	"	"	/	"	"	3.10	/	"	"	5.16	/	"	29.88
	5	"	/	/	"	"	/	"	11.25	3.10	/	/	"	5.16	/	/	3.95	9.11
III	6	/	2.77	3.56	"	/	16	11.25	11.25	/	2.77	3.20	"	/	5.58	3.52	3.95	13.05
	7	2.77	3.10	"	"	16	"	52.08	52.08	2.77	2.48	"	"	5.58	6.45	16.27	18.27	46.58
	8	3.10	"	"	"	"	"	"	"	2.48	"	"	"	6.45	"	"	"	47.45
	9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3.10	"	"	"	5.16	"	"	46.16
	10	"	/	/	"	"	/	11.25	11.25	3.10	/	"	"	5.16	/	3.52	3.95	12.63
II	11	/	2.77	"	"	/	16	11.25	11.25	/	2.77	2.85	"	/	5.58	3.95	3.95	13.48
	12	2.77	3.10	"	"	16	"	52.08	52.08	2.77	2.48	"	"	5.58	6.45	18.27	18.27	48.57
	13	3.10	"	"	"	"	"	"	"	2.48	"	"	"	6.45	"	"	"	49.44
	14	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3.10	"	"	"	5.16	"	"	48.15
	15	"	/	"	"	"	/	11.25	11.25	3.10	/	"	"	5.16	/	3.95	3.95	13.06
I	16	/	2.77	"	3.23	/	16	11.25	11.25	/	2.77	"	2.58	/	5.58	3.95	4.36	13.89
	17	2.77	3.10	"	"	16	"	52.08	52.08	2.77	2.48	"	"	5.58	6.45	18.27	20.19	50.49
	18	3.10	"	"	"	"	"	"	"	2.48	"	"	"	6.45	"	"	"	51.36
	19	"	"	"	"	"	"	"	"	"	3.10	"	"	"	5.16	"	"	50.07
	20	"	/	/	"	"	/	11.25	11.25	3.10	/	"	"	5.16	/	3.95	4.36	13.47

-82-

Moments aux nœuds.

Sous G

Portique C-C B/oc (B)

Nœuds	Nœud	q <sub>0</sub> (A)	q <sub>0</sub> (B)	M <sub>0</sub> (A)	M <sub>0</sub> (B)	M <sub>1</sub> (A)	M <sub>1</sub> (B)	M <sub>2</sub> (A)	M <sub>2</sub> (B)	M <sub>3</sub> (A)	M <sub>3</sub> (B)
IV	1	0.709	0.709	0.640	0.265	0.640	0.265	0.513	0.513	0.513	0.513
	2	0.709	"	0.640	0.513	0.617	0.570	0.513	0.513	0.513	0
	3	"	"	0.513	"	0.802	0.575	0.752	0.802	0.575	0.752
	4	"	"	"	"	0.802	0.575	0.752	0.802	0.575	0.752
	5	"	"	0.802	0.348	0.348	0.353	0.167	0.167	0.187	0.187
III	6	0.684	0.684	0.617	0.362	0.617	0.362	0.495	0.495	0.495	0.495
	7	0.684	"	0.617	0.603	0.603	0.512	0.603	0.512	0.603	0.512
	8	"	"	0.495	"	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0
	9	"	"	"	0.713	0.534	0.742	0.098	0.098	0.110	0.110
	10	"	"	0.713	0.457	0.457	0.216	-0.242	-0.242	0.181	0.181
II	11	0.684	0.684	0.617	0.362	0.617	0.362	0.495	0.495	0.495	0.495
	12	0.684	"	0.617	0.603	0.603	0.511	0.603	0.511	0.603	0.511
	13	"	"	0.495	"	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0
	14	"	"	"	0.713	0.532	0.743	0.106	0.106	0.106	0.106
	15	"	"	0.713	0.468	0.468	-0.234	-0.234	-0.234	0.194	0.194
I	16	0.684	0.684	0.617	0.362	0.617	0.362	0.495	0.495	0.495	0.495
	17	0.684	"	0.617	0.604	0.604	0.511	0.604	0.511	0.604	0.511
	18	"	"	0.495	"	0.495	0.495	0.495	0.495	0.495	0
	19	"	"	"	0.713	0.531	0.745	0.102	0.102	0.112	0.112
	20	"	"	0.713	0.477	0.477	-0.227	-0.227	-0.227	-0.15	-0.15

Sous P

Portique C-C B/oc (B)

Nœuds	Nœud	q <sub>0</sub> (A)	q <sub>0</sub> (B)	M <sub>0</sub> (A)	M <sub>0</sub> (B)	M <sub>1</sub> (A)	M <sub>1</sub> (B)	M <sub>2</sub> (A)	M <sub>2</sub> (B)	M <sub>3</sub> (A)	M <sub>3</sub> (B)
IV	1	0.125	0.125	0.113	0.047	0.113	0.047	0.090	0.090	0.090	0.090
	2	0.125	"	0.113	0.090	0.109	0.095	0.090	0.090	0.090	0.090
	3	"	"	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090	0.090	0
	4	"	"	0.181	0.141	0.141	0.101	0.133	0.133	0.133	0.133
	5	"	"	0.141	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061	0.061
III	6	0.250	0.250	0.226	0.129	0.226	0.129	0.181	0.181	0.181	0.181
	7	0.250	"	0.226	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	8	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0
	9	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	10	"	"	0.283	0.167	0.167	-0.079	-0.079	-0.079	0.040	0.040
II	11	0.250	0.250	0.226	0.132	0.226	0.132	0.181	0.181	0.181	0.181
	12	0.250	"	0.226	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	13	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0
	14	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	15	"	"	0.283	0.171	0.171	-0.085	-0.085	-0.085	0.039	0.039
I	16	0.250	0.250	0.226	0.135	0.226	0.135	0.181	0.181	0.181	0.181
	17	0.250	"	0.226	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	18	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0
	19	"	"	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181	0.181
	20	"	"	0.283	0.174	0.174	-0.083	-0.083	-0.083	0.041	0.041

Moments et Efforts tranchants dans les Poutres

Sous 9

		Portique		Bloc (B)			
Niveau	travées	L(m)	q (t/m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	8-9	3.17	0.709	0.265	0.617	1.013	1.235
	9-10	3.50	"	0.540	0.513	1.248	1.233
	10-11	"	"	0.513	0.575	1.223	1.258
	11-12	"	"	0.752	0.348	1.356	1.125
III	8-9	3.17	0.684	0.353	0.603	1.005	1.163
	9-10	3.50	"	0.512	0.495	1.202	1.192
	10-11	"	"	0.495	0.534	1.186	1.208
	11-12	"	"	0.742	0.457	1.278	1.116
II	8-9	3.17	"	0.362	0.603	1.008	1.160
	9-10	3.50	"	0.511	0.495	1.202	1.192
	10-11	"	"	0.495	0.532	1.186	1.208
	11-12	"	"	0.743	0.468	1.276	1.118
I	8-9	3.17	"	0.369	0.604	1.010	1.158
	9-10	3.50	"	0.511	0.495	1.202	1.192
	10-11	"	"	0.495	0.531	1.186	1.208
	11-12	"	"	0.745	0.477	1.274	1.120

Sous P

		Portique		Bloc (B)			
Niveau	travées	L(m)	q (t/m)	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	8-9	3.17	0.125	0.047	0.109	0.179	0.218
	9-10	3.50	"	0.095	0.090	0.220	0.217
	10-11	"	"	0.090	0.101	0.216	0.222
	11-12	"	"	0.133	0.061	0.198	0.239
III	8-9	3.17	0.250	0.129	0.220	0.368	0.425
	9-10	3.5	"	0.187	0.181	0.439	0.436
	10-11	"	"	0.181	0.195	0.434	0.442
	11-12	"	"	0.271	0.167	0.467	0.408
II	8-9	3.17	"	0.132	0.221	0.368	0.424
	9-10	3.50	"	0.187	0.181	0.439	0.436
	10-11	"	"	0.181	0.195	0.434	0.442
	11-12	"	"	0.272	0.171	0.466	0.409
I	8-9	3.17	"	0.135	0.221	0.369	0.423
	9-10	3.50	"	0.187	0.181	0.439	0.436
	10-11	"	"	0.181	0.194	0.434	0.441
	11-12	"	"	0.272	0.174	0.466	0.410

Sous G

## Bloc (B) Portique C.C

Niv	Poteau	Tw	Te	N	Ncum
IV	8	/	1.013	1.013	1.013
	9	1.235	1.248	2.483	2.483
	10	1.233	1.223	2.456	2.456
	11	1.258	1.356	2.614	2.614
	12	1.125	/	1.125	1.125
III	8	/	1.005	1.005	2.018
	9	1.163	1.202	2.365	4.848
	10	1.197	1.186	2.378	4.834
	11	1.208	1.278	2.486	5.10
	12	1.116	/	1.16	2.241
II	8	/	1.008	1.008	3.026
	9	1.160	1.202	2.362	7.20
	10	1.192	1.186	2.378	7.212
	11	1.208	1.276	2.484	7.584
	12	1.118	/	1.118	3.359
I	8	/	1.010	1.010	4.036
	9	1.158	1.202	2.360	9.570
	10	1.192	1.186	2.378	9.590
	11	1.208	1.274	2.482	10.066
	12	1.120	/	1.120	4.479

Sous P

## Bloc (B) Portique C.C

Niv	Poteau	Tw	Te	N	Ncum
IV	8	/	0.179	0.179	0.179
	9	0.218	0.220	0.438	0.438
	10	0.217	0.216	0.433	0.433
	11	0.222	0.198	0.420	0.420
	12	0.239	/	0.239	0.239
III	8	/	0.368	0.368	0.547
	9	0.425	0.439	0.864	1.302
	10	0.436	0.434	0.870	1.303
	11	0.442	0.467	0.909	1.329
	12	0.408	/	0.408	0.647
II	8	/	0.369	0.369	0.916
	9	0.424	0.439	0.863	2.165
	10	0.436	0.434	0.870	2.173
	11	0.442	0.466	0.908	2.237
	12	0.409	/	0.409	1.056
I	8	/	0.369	0.369	1.285
	9	0.423	0.439	0.862	3.027
	10	0.436	0.434	0.870	3.043
	11	0.441	0.466	0.907	3.144
	12	0.410	/	0.410	1.466

- 85 -

EFFORTS NORMAUX dans les Poteaux

Caracteristiques geometriques. Portique II-II. DIOC (E)

Niveau	Niveau	Lw (m)	Le (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>s</sub> (m)	I <sub>w</sub> (m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	I <sub>e</sub> (m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	I <sub>n</sub> (m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	I <sub>s</sub> (m <sup>4</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	L'w (m)	Le (m)	h' <sub>n</sub> (m)	h' <sub>s</sub> (m)	K <sub>w</sub> (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	K <sub>e</sub> (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	K <sub>n</sub> (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	K <sub>s</sub> (m <sup>2</sup> ) 10 <sup>-4</sup>	D (m <sup>3</sup> ) 10 <sup>-4</sup>
IV	1	/	6.35	/	3.26	/	85.75	/	85.75	/	6.35	/	2.61	/	13.50	/	32.85	46.35
	2	6.35	2.95	/	3.26	85.75	31.25	/	90	6.35	2.36	/	"	13.50	13.24	/	34.48	61.22
	3	2.95	3.00	/	3.46	31.25	"	/	52.08	2.36	2.40	/	2.77	13.24	13.02	/	18.41	45.06
	4	3.00	3.00	/	3.46	"	"	/	"	2.40	3.00	/	"	13.02	10.42	/	18.41	42.24
	5	3.00	/	/	3.46	"	/	/	31.25	3.00	/	/	"	10.42	/	/	11.28	21.7
III	6	/	6.35	3.26	3.26	/	85.75	85.75	85.75	/	6.35	2.93	2.61	/	13.50	29.27	32.85	75.62
	7	6.35	2.95	3.26	3.26	85.75	31.25	90	90	6.35	2.36	"	"	13.50	13.24	30.72	34.48	91.94
	8	2.95	3.00	3.46	3.46	31.25	"	52.08	52.08	2.36	2.40	3.11	2.77	13.24	13.02	16.75	18.80	61.81
	9	3.00	3.00	3.46	3.46	"	"	"	"	2.40	3.00	"	"	13.02	10.42	16.75	18.80	51.99
	10	3.00	/	3.46	3.46	"	/	31.25	31.25	3.00	/	"	"	10.42	/	10.05	11.28	31.75
II	11	/	6.35	3.26	3.26	/	85.75	85.75	85.75	/	6.35	2.61	2.61	/	13.50	32.85	32.85	79.20
	12	6.35	2.95	3.26	3.26	85.75	31.25	90	90	6.35	2.36	"	"	13.50	13.24	34.48	34.48	95.70
	13	2.95	3.00	3.46	3.46	31.25	"	52.08	52.08	2.36	2.40	2.77	2.77	13.24	13.02	18.80	18.80	63.86
	14	3.00	3.00	3.46	3.46	"	"	"	"	2.40	3.00	2.77	"	13.02	10.42	18.80	18.80	61.04
	15	3.00	/	3.46	3.46	"	/	31.25	31.25	3.00	/	"	"	10.42	/	11.28	11.28	32.98
I	16	/	6.35	3.26	2.93	/	85.75	85.75	85.75	/	6.35	2.61	2.34	/	13.50	32.85	36.65	83
	17	6.35	2.95	3.26	2.93	85.75	31.25	90	90	6.35	2.36	"	"	13.60	13.24	34.48	38.46	99.68
	18	2.95	3.00	3.46	3.13	31.25	"	52.08	52.08	2.36	2.40	2.77	2.50	13.24	13.02	18.80	20.83	65.89
	19	3.00	3.00	3.46	3.13	"	"	"	"	2.40	3.00	"	"	13.02	10.42	"	20.83	63.07
	20	3.00	/	3.46	3.13	"	/	31.25	31.25	3.00	/	"	"	10.42	/	11.28	12.5	34.20

86

Sous G

Portique 11-11 Bloc (B)

Niv	Nœuds	q <sub>u</sub> (t/m)	q <sub>e</sub> (t/m)	M <sub>a</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
IV	1	/	2.500	/	M.860	/	8.405	/	8.405
	2	2.500	2.350	M.860	1.540	0.584	3.772	/	-5.812
	3	2.350	"	1.540	1.592	1.555	1.577	/	0.022
	4	"	"	1.592	2.488	1.869	2.267	/	0.399
	5	"	/	2.488	/	1.293	/	/	-1.293
III		/	2.327	/	M.039	/	9.068	4.273	4.795
		2.327	2.177	M.039	1.426	9.627	2.811	-3.212	-3.605
		2.177	"	1.426	1.475	1.437	1.465	0.013	0.015
		"	"	1.475	2.305	1.658	2.158	0.236	0.264
		"	/	2.305	/	1.549	/	-0.730	-0.819
II		/	2.327	/	11.039	/	9.157	4.579	4.579
		2.327	2.177	11.039	1.426	9.683	2.756	-3.463	-3.463
		2.177	"	1.426	1.475	1.437	1.465	0.014	0.014
		"	"	1.475	2.305	1.652	2.163	0.256	0.256
		"	/	2.305	/	1.577	/	-0.788	-0.788
I		/	2.327	/	11.039	/	9.243	4.369	4.874
		2.327	2.177	11.039	1.426	9.737	2.703	-3.325	-3.709
		2.177	"	1.426	1.475	1.436	1.466	0.014	0.015
		"	"	1.475	2.305	1.647	2.168	0.247	0.274
		"	/	2.305	/	1.603	/	0.760	-0.842

Moments aux nœuds

- 87 -

Sous P

Portique 11-11 Bloc (B)

Niv	Nœud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
IV	1	/	0.80	/	3.795	/	2.690	/	2.690
	2	0.80	"	3.795	0.524	3.074	1.232	/	-1.842
	3	"	"	0.524	0.542	0.529	0.537	/	0.007
	4	"	"	0.542	0.847	0.636	0.772	/	0.136
	5	"	/	0.847	/	0.440	/	/	-0.440
III	6	/	1.60	/	7.59	/	6.235	2.938	3.297
	7	1.60	"	7.59	1.048	6.630	1.990	-2.186	-2.453
	8	"	"	1.048	1.084	1.056	1.077	0.010	0.011
	9	"	"	1.084	1.694	1.219	1.586	0.173	0.194
	10	"	/	1.694	/	1.138	/	-0.536	-0.602
II	11	/	1.60	/	7.59	/	6.296	3.148	3.148
	12	1.60	"	7.59	1.048	6.667	1.953	-2.357	-2.357
	13	"	"	1.048	1.084	1.056	1.077	0.011	0.011
	14	"	"	1.084	1.694	1.219	1.590	0.188	0.188
	15	"	/	1.694	/	1.159	/	-0.579	-0.579
I	16	/	1.60	/	7.59	/	6.356	3.004	3.352
	17	1.60	"	7.59	1.048	6.704	1.917	-2.263	-2.524
	18	"	"	1.048	1.084	1.056	1.077	0.010	0.011
	19	"	"	1.084	1.694	1.210	1.593	0.182	0.201
	20	"	/	1.694	/	1.178	/	-0.559	-0.619

Moments et Efforts tranchants dans les Poutres

Sous G

Portique H-11 Bloc (B)

Niveau	travée	L (m)	q (t/m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)
IV	A-B	7.00	2.500	8.405	9.584	8582	8.918
	B-C	3.50	2.350	3.772	1.555	4.746	3.479
	C-D	"	"	1.577	1.869	4.029	4.196
	D-E	"	"	2.267	1.293	4.391	3.834
III	A-B	7.00	2.327	9.068	9.627	8.065	8.224
	B-C	3.50	2.177	2.811	1.437	4.202	3.417
	C-D	"	"	1.465	1.658	3.755	3.865
	D-E	"	"	2.158	1.549	3.984	3.636
II	A-B	7.00	2.327	9.157	9.683	8.069	8.220
	B-C	3.50	2.177	2.756	1.437	4.187	3.433
	C-D	"	"	1.465	1.652	3.756	3.863
	D-E	"	"	2.163	1.577	3.977	3.642
I	A-B	7.00	2.327	9.243	9.737	8.074	8.215
	B-C	3.50	2.177	2.703	1.436	4.172	3.448
	C-D	"	"	1.466	1.647	3.758	3.861
	D-E	"	"	2.168	1.603	3.971	3.648

Sous P

Portique H-11 Bloc (B)

Niveau	travée	L (m)	q (t/m)	M <sub>w</sub> (t.m)	M <sub>e</sub> (t.m)	T <sub>w</sub> (t)	T <sub>e</sub> (t)
IV	A-B	7.00	0.800	2.690	3.074	2.745	2.855
	B-C	3.50	"	1.232	0.529	1.601	1.199
	C-D	"	"	0.537	0.636	1.372	1.428
	D-E	"	"	0.772	0.440	1.495	1.305
III	A-B	7.00	1.600	6.235	6.630	5.544	5.656
	B-C	3.50	"	1.990	1.056	3.067	2.533
	C-D	"	"	1.077	1.219	2.759	2.841
	D-E	"	"	1.586	1.138	2.928	2.672
II	A-B	7.00	"	6.296	6.667	5.547	5.653
	B-C	3.50	"	1.953	1.056	3.056	2.544
	C-D	"	"	1.077	1.214	2.761	2.839
	D-E	"	"	1.590	1.159	2.923	2.677
I	A-B	7.00	"	6.356	6.704	5.550	5.650
	B-C	3.50	"	1.917	1.056	3.046	2.554
	C-D	"	"	1.077	1.210	2.762	2.830
	D-E	"	"	1.593	1.178	2.919	2.681

Sous G

Sous P

EFFORTS NORMALS sans les poteaux

Bloc (B) Portique M-M					
Niveau	Poteau	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N	N cum
IV	A	/	8.582	8.582	8.582
	B	8.918	4.746	13.664	13.664
	C	3.479	4.029	7.508	7.508
	D	4.196	4.391	8.587	8.587
	E	3.834	/	3.834	3.834
III	A	/	8.065	8.065	16.677
	B	8.224	4.202	12.426	26.090
	C	3.417	3.755	7.182	14.680
	D	3.865	3.984	7.849	16.436
	E	3.636	/	3.636	7.470
II	A	/	8.069	8.069	26.716
	B	8.220	4.187	12.407	38.497
	C	3.433	3.756	7.189	21.869
	D	3.863	3.977	7.840	24.276
	E	3.642	/	3.642	11.110
I	A	/	8.074	8.074	34.790
	B	8.215	4.172	12.387	50.884
	C	3.448	3.758	7.206	29.075
	D	3.861	8.971	7.832	32.108
	E	3.648	/	3.648	14.752

Bloc (B) Portique M-M					
Niveau	Poteau	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	N	N cum
IV	A	/	2.745	2.745	2.745
	B	2.855	1.601	4.456	4.456
	C	1.199	1.372	2.571	2.571
	D	1.428	1.495	2.923	2.923
	E	1.305	/	1.305	1.305
III	A	/	5.544	5.544	8.289
	B	5.656	3.067	8.723	13.179
	C	2.533	2.759	5.292	7.863
	D	2.841	2.928	5.769	8.682
	E	2.672	/	2.672	3.977
II	A	/	5.547	5.547	13.836
	B	5.653	3.056	8.709	21.888
	C	2.544	2.761	5.305	13.168
	D	2.839	2.923	5.762	14.454
	E	2.677	/	2.677	6.654
I	A	/	5.500	5.500	19.386
	B	5.650	3.046	8.696	30.584
	C	2.554	2.762	5.316	18.484
	D	2.838	2.919	5.757	20.211
	E	2.681	/	2.681	9.335



## SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

- Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Dans la justification de calcul relative à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend donc les sollicitations totales pondérées :

\* 1<sup>er</sup> Genre (SP1) (art 7.C.C.B.A 68)

$$S_1 = (G) + 1,2(P) + (T)$$

$$S_1' = (G) + (V) + (P) + (T)$$

\*\* 2<sup>ème</sup> genre (SP2) : art 7.C.C.B.A 68

$$S_2 = (G) + 1,5(P) + 1,5(V) + (T)$$

$$S_2' = (G) + (P) + \gamma_w (W) + (T)$$

$$S_2'' = (G) + (P) + (T) + (SI)$$

\*\*\* 3<sup>ème</sup> genre (SP3) : (art 3.3.2 R.P.A 81).

les éléments structuraux doivent être dimensionnés en fonction de combinaisons de charges sur la base des règlement (R.P.A 81)

$$S_2 = (G) + (P) \pm (SI) \quad \text{et} \quad 0,8(G) \pm (SI) \quad \text{pour les Poutres}$$

$$S_2 = (G) + (P) \pm 1,2(SI) \quad \text{et} \quad 0,8(G) \pm (SI) \quad \text{pour les poteaux.}$$

(G) : sollicitation due à la charge permanente.

(P) : sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour les effets dynamiques.

(V) : sollicitation due aux surcharges climatiques normales

(W) : sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes

(T) : sollicitation due aux effets de température et de retrait.

(SI) : sollicitation due au séisme

$\gamma_w$  : Coefficient qui dépend des surcharges d'exploitation.

Comme la longueur d'un bloc ne dépasse pas 25m On ne prend pas en compte les sollicitations dues aux effets de température et de retrait.

### Conclusion:

les combinaisons à considérer seront :

Poutres :  $(G) + 1,2(P)$  (SP1) ;

$$(G) + (P) \pm (SI) \quad \text{et} \quad 0,8G \pm (SI) \quad (SP2)$$

Poteaux :  $(G) + 1,2(P)$  (SP1)

$$(G) + (P) \pm 1,2(SI) \quad \text{et} \quad 0,8(G) \pm (SI) \quad (SP2)$$

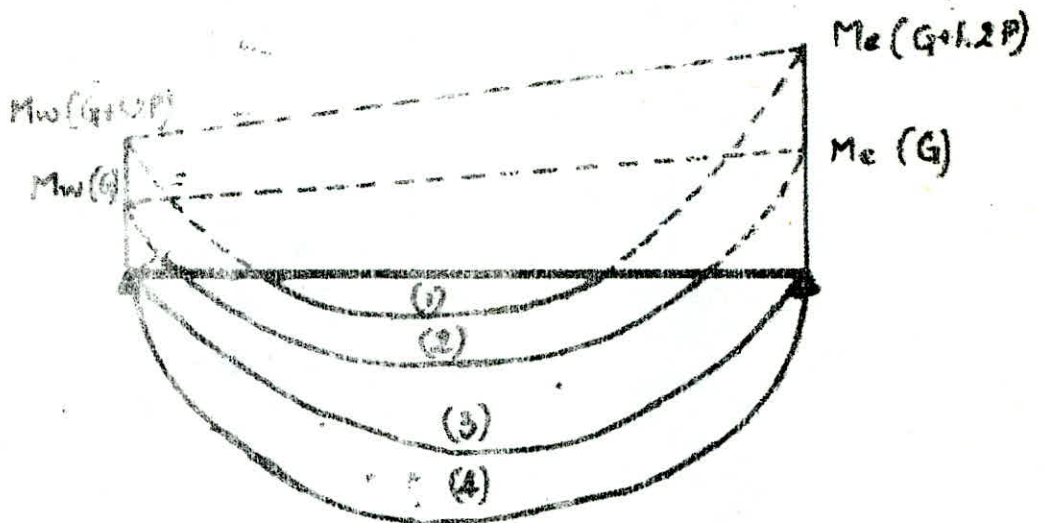
Moments en Travée dans les Poutres:

Pour déterminer le moment en travée sous les charges verticales, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée "L" avec les charges permanentes puis avec les surcharges.

On prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimum en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximum en valeur absolue. (C.C.B.A 68 art 12)

Ceci dans chaque cas de charge en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes aux autres.



1.  $M_0(G+1.2P) + M_0(G)$
2.  $M_0(G) + M_0(G+1.2P)$
3.  $M_0(G)$
4.  $M_0(G+1.2P)$

Si on veut calculer le moment en travée sous  $(G+1.2P)$  on calcul d'abord le moment isostatique  $M_0$ :  $M_0 = \frac{(G+1.2P)L^2}{8}$

- le moment en travée sera :  $M_t = M_0(G+1.2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- le moment aux appuis sera :  $M_a = M_a(G) + M_a(G+1.2P)$

- le moment en travée sous (SI) :  $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

## Moments et Efforts Normaux dans les Poteaux

Niveau	Poteau	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>r</sub>	N <sub>c</sub>
IV	8	0,35	0,24	1,23	5,42	4,39	-2,92	-4,80	-3,94	5,31	4,47	3,60	2,62	-4,05	-3,30	4,24
	9	-0,09	-0,01	3,01	15,11	8,50	2,83	-15,18	-8,62	3,02	12,61	7,10	1,91	-12,63	-7,16	2,07
	10	0,00	0,00	2,98	15,14	8,56	2,78	-15,19	-8,56	3,00	12,62	7,13	1,87	-12,62	-7,13	2,05
	11	0,28	0,14	3,12	15,35	8,69	3,87	-14,94	-8,42	2,19	12,76	7,21	2,79	-12,48	-7,05	1,39
	12	-0,42	-0,31	1,41	4,21	3,47	4,86	-5,03	-4,06	-2,13	3,57	2,97	3,81	-4,13	-3,31	-2,01
III	8	0,27	0,26	2,67	9,06	8,05	-11,14	-8,55	-7,55	16,27	7,49	6,64	-9,81	-7,19	-6,86	13,03
	9	-0,07	-0,07	6,41	24,59	20,07	6,39	-24,73	-20,20	5,91	20,51	16,74	4,08	-20,59	-16,82	3,68
	10	0,00	0,00	6,40	24,66	20,12	5,79	-24,66	-20,12	6,49	20,55	16,7	3,58	-20,55	-16,78	4,16
	11	0,16	0,15	6,69	24,81	20,28	8,14	-24,51	-19,99	4,37	20,64	16,86	5,81	-20,46	-16,70	2,36
	12	-0,35	-0,34	3,02	8,25	6,98	14,65	-8,91	-7,62	-8,87	6,96	5,89	11,59	-7,34	-6,27	-8,01
II	8	0,26	0,25	4,13	11,11	11,10	-23,85	-10,61	-10,62	31,73	9,19	9,19	-20,74	-8,91	-8,91	125,58
	9	-0,07	-0,07	9,81	29,25	29,26	9,75	-29,38	-29,38	9,00	24,39	24,39	6,08	-24,47	-24,47	5,46
	10	0,00	0,00	9,82	29,32	29,32	8,68	-29,32	-29,32	10,09	24,43	24,43	5,18	-24,43	-24,43	6,36
	11	0,16	0,15	10,27	29,46	29,46	13,90	-29,17	-29,18	5,74	24,51	24,51	9,47	-24,35	-24,35	2,67
	12	-0,34	-0,33	4,63	10,06	10,07	28,28	-10,70	-10,69	-19,45	8,46	8,47	22,58	-8,84	-8,83	-17,20
I	8	0,27	0,25	5,58	9,07	11,06	-37,08	-8,54	-10,58	47,72	7,50	9,16	-32,10	-7,18	-8,88	38,56
	9	-0,07	-0,07	12,20	21,41	45,67	13,43	-21,55	-45,79	11,77	17,86	38,07	8,35	-17,94	-38,15	6,97
	10	0,00	0,00	13,24	21,48	45,73	11,57	-21,48	-45,73	13,70	17,90	38,11	6,78	-17,90	-38,11	8,56
	11	0,16	0,15	13,84	21,63	45,87	19,13	-21,33	-45,59	7,28	17,93	38,19	12,91	-17,81	-38,07	3,12
	12	-0,36	-0,33	6,24	8,24	12,72	42,5	-8,92	-13,34	-30,61	6,95	10,68	34,04	-7,35	-11,04	-26,88

Bloc B sans longitudinal Portique C-C

- 92 -

Niveau	travée	G + 1,2 P			G + P + S I			G + P + S I			0,86 + S I			0,86 + S I		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
II	8-9	0,43	0,78	0,99	5,27	-0,68	8,51	-4,43	2,26	-6,87	5,08	0,86	8,24	-4,56	-1,98	-7,14
	9-10	0,78	0,73	0,75	7,52	+0,76	8,71	-5,70	0,86	-7,35	6,89	-0,31	8,49	-5,93	-1,31	-7,57
	10-11	0,75	0,70	0,83	8,71	0,77	8,79	-7,35	0,77	-7,28	8,49	0,48	8,53	-7,57	0,48	-7,53
	11-12	1,10	0,86	0,56	9,04	1,76	5,17	-7,02	-1,62	-4,15	8,70	2,26	5,00	-7,36	-1,12	-4,32
III	8-9	0,69	0,83	1,10	13,62	2,82	17,89	-12,44	-1,10	-7,07	13,37	-1,30	17,43	-12,69	2,62	-16,42
	9-10	0,93	0,81	0,90	16,12	1,26	16,91	-14,54	0,44	-15,37	15,73	+0,24	16,58	-14,88	1,06	-15,70
	10-11	0,90	0,80	0,96	16,91	0,80	16,96	-15,37	0,80	-15,32	16,58	0,51	16,60	-15,70	0,51	-15,68
	11-12	1,12	0,72	0,89	17,06	2,96	12,92	-15,22	-1,04	-11,38	16,60	2,42	12,58	-15,68	1,58	-11,72
I	8-9	0,82	0,77	1,10	18,98	3,94	28,79	-17,54	5,64	-24,91	18,63	-4,27	28,38	-17,83	-5,33	-27,32
	9-10	1,07	0,76	0,90	24,09	0,23	25,30	-22,51	-1,47	-25,76	23,75	-0,10	24,97	-22,85	1,14	-24,09
	10-11	0,40	0,80	0,96	25,30	0,84	25,85	-23,76	0,84	-24,31	24,87	0,51	24,89	-24,08	0,51	-24,07
	11-12	1,36	0,65	0,73	25,45	4,87	17,80	-23,61	-2,35	-16,11	24,83	4,10	17,54	-24,07	-3,22	-16,83
I	8-9	0,72	0,82	1,10	20,33	-1,44	25,22	-14,09	3,14	-23,34	20,26	-1,77	24,81	-19,36	2,81	-23,75
	9-10	0,92	0,82	0,90	22,77	0,28	23,90	-21,19	1,42	-22,36	22,92	-0,06	23,57	-21,54	1,09	-22,69
	10-11	0,90	0,80	0,96	23,90	0,84	23,95	-22,36	0,84	-22,31	23,57	0,51	23,59	-22,69	0,51	-22,67
	11-12	1,36	0,59	0,92	24,05	2,95	19,35	-22,21	-1,65	-17,73	23,58	2,71	18,57	-22,67	-1,89	-18,07

Moments dans les Poutres.

BLOC : B Sens longitudinal portique : B.B

Niveau	traverse	G + 1,2 P			G + P - S1			G + P - S2			G + P - S3			0,8 G - S1		
		Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc	Mw	Me	Mc
II	A-B	12,62	7,11	15,54	21,36	9,44	20,71	0,84	7,24	4,59	16,58	6,15	15,72	-3,54	3,55	-0,40
	B-C	5,70	1,03	2,38	10,87	1,85	6,81	-0,87	0,71	-2,65	8,39	1,32	5,97	-2,85	0,18	-3,49
	C-D	2,42	2,43	2,86	6,82	2,51	7,24	-2,34	2,51	-2,33	5,98	1,50	6,23	-3,48	1,50	-3,23
	D-E	3,48	2,43	1,98	7,27	3,52	9,31	-1,69	1,36	-0,85	6,54	2,51	3,67	-2,92	0,37	-1,85
III	A-B	13,83	9,09	20,01	36,37	8,84	34,13	-5,77	7,70	-1,81	28,32	5,42	25,77	-13,82	2,42	-10,37
	B-C	5,93	1,77	3,09	17,97	2,78	14,37	-8,37	1,50	-9,33	15,42	1,61	13,03	-10,92	0,83	-10,73
	C-D	3,15	2,31	3,57	14,42	3,07	14,77	-9,34	3,07	-9,03	13,75	1,42	13,75	-10,71	1,42	-10,63
	D-E	4,04	2,29	3,32	15,62	2,18	15,34	-8,14	2,96	-4,96	13,61	0,73	13,81	-10,15	1,52	-0,41
IV	A-B	13,22	9,44	20,12	46,62	9,33	43,07	-13,76	9,91	-14,37	36,62	5,17	35,47	-21,86	2,63	-18,87
	B-C	5,97	1,62	3,09	24,10	3,43	19,08	-14,73	0,53	-14,50	21,68	2,24	19,10	-17,28	-0,26	-16,94
	C-D	2,15	2,92	2,58	19,53	3,08	19,76	-14,75	3,08	-14,12	18,16	1,42	18,31	-15,92	1,42	-15,57
	D-E	5,65	1,35	3,58	20,70	2,93	20,81	-12,24	2,15	-13,67	18,72	0,56	19,47	-15,70	0,92	-16,05
V	A-B	13,20	8,29	20,20	45,92	9,43	43,04	-14,72	6,63	-11,09	37,71	5,21	35,32	-22,79	2,47	-16,73
	B-C	5,71	1,57	3,13	24,69	4,11	19,41	-15,15	0,45	-14,73	22,73	2,59	19,07	-14,91	-0,57	-15,77
	C-D	3,15	2,93	3,54	19,46	3,08	19,78	-14,38	3,08	-14,06	18,99	1,42	18,24	-15,15	1,42	-15,50
	D-E	4,66	2,22	3,45	20,68	1,82	21,04	-13,16	3,20	-15,45	18,65	0,47	19,51	-15,13	-0,91	-16,95

BLOC : B Sens transversal portique : 11-11

Moments dans les Poutres.

# Moments et Efforts Normaux dans les Poteaux

Niveau	Poteau	G + 1,2 P			G + P - 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M <sub>s</sub>	M <sub>x</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>x</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>x</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>x</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>x</sub>	N <sub>c</sub>
II	8	11.64	7.80	11.88	23.40	12.50	8.18	-1.21	1.92	14.47	16.97	7.83	4.25	-3.53	-0.98	9.49
	9	-8.02	-5.84	19.01	9.05	4.47	17.63	-2436	-15.26	18.61	9.27	5.65	10.52	-18.57	-10.79	11.95
	10	0.03	0.02	10.59	11.38	8.22	10.34	-11.32	-8.17	9.82	9.48	6.84	6.23	-9.44	-6.62	5.79
	11	0.56	0.44	12.09	11.88	8.61	12.24	-10.82	-7.79	10.78	9.28	7.02	7.48	-9.14	-6.64	6.26
	12	-1.82	-1.38	5.40	4.45	3.02	7.65	-7.91	-5.55	2.63	4.12	2.99	5.16	-6.18	-4.15	-0.98
III	8	8.76	8.36	26.63	28.07	20.99	15.13	-11.89	-5.53	84.81	20.49	14.71	5.14	-12.81	-7.39	21.54
	9	-8.55	-6.29	41.90	21.65	21.45	36.89	-33.77	-23.67	41.65	20.21	16.03	18.89	-25.97	-21.57	22.85
	10	0.03	0.02	24.12	20.34	16.61	23.37	-20.29	-16.56	21.72	16.90	13.87	12.43	-16.72	-13.81	11.05
	11	0.48	0.49	26.87	20.79	17.03	25.37	-19.84	-16.19	24.89	17.16	14.02	13.35	-16.70	-13.62	12.95
	12	-1.54	-1.49	12.24	9.48	7.53	22.86	-12.32	-10.26	2.54	8.42	6.72	15.97	-9.74	-8.04	-3.11
IV	8	8.36	7.97	43.32	28.48	29.13	21.12	-14.03	-14.38	59.98	21.73	21.23	5.18	-14.47	-14.63	35.56
	9	-6.29	-6.04	64.76	27.04	27.27	55.09	-38.58	-38.44	65.68	24.61	24.72	26.39	-30.15	-30.04	35.21
	10	0.03	0.03	37.67	24.18	24.18	36.73	-24.13	-24.13	33.35	20.14	20.14	18.81	-20.12	-20.12	16.09
	11	0.48	0.47	41.62	26.90	24.59	38.73	-21.41	-23.73	38.67	22.18	20.39	19.47	-18.08	-19.93	19.37
	12	-1.49	-1.43	19.09	11.58	11.63	40.74	-14.52	-14.25	-5.25	10.16	10.18	28.04	-11.47	-11.40	-10.26
V	8	8.88	7.97	58.05	22.83	49.18	24.82	-6.38	-24.44	83.53	16.07	38.34	3.37	-8.25	-31.34	52.29
	9	-6.23	-6.04	84.58	18.01	39.46	71.42	-30.47	-50.64	89.52	17.23	34.88	34.00	-13.17	-20.20	47.82
	10	0.03	0.03	57.26	16.45	29.12	50.33	-16.40	-29.08	44.79	13.70	24.26	35.57	-13.68	-24.24	20.95
	11	0.57	0.47	56.36	16.90	29.53	51.97	-15.95	-28.67	52.73	13.91	24.55	25.35	-13.47	-24.05	26.03
	12	-1.58	-1.43	25.99	7.81	15.39	59.13	-10.35	-18.02	-10.85	6.72	13.31	47.00	-8.08	-14.53	-17.40

Bloc (B) sens transversal / Portique 11-11

-95-

Niveau	Travée	G + 12 D		G + P + S1		G + P - S1		0,86 + S1		0,86 - S1	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
I	A.B	12.88	13.39	8.71	9.15	13.95	14.39	4.25	4.52	9.49	9.76
	B.C	7.25	5.36	3.32	1.65	9.38	7.71	0.77	-0.25	6.83	5.81
	C.D	6.18	6.43	2.70	1.92	8.10	8.32	0.52	0.66	5.92	6.06
	D.E	6.73	5.88	3.80	3.05	7.88	7.23	1.42	0.98	5.60	5.16
II	AB	16.75	17.08	8.02	8.28	19.20	19.47	0.86	0.99	12.04	12.17
	BC	9.00	7.38	0.11	-1.21	14.93	13.11	-3.80	-4.43	10.52	9.29
	CD	8.08	8.31	-0.28	-0.98	13.30	13.50	-3.79	-3.70	9.79	9.88
	DE	8.57	7.82	-0.10	-0.70	13.92	13.32	-3.82	-4.10	10.20	9.92
III	AB	16.76	17.07	5.63	5.88	21.61	21.86	-1.53	-1.41	14.45	14.57
	BC	8.97	7.42	-3.18	-4.44	17.66	16.40	-7.07	-7.67	13.77	13.17
	CD	8.08	8.31	-2.81	-3.01	16.61	16.41	-6.53	-6.62	12.89	12.80
	D.E	8.55	7.83	-3.15	-3.73	16.95	16.37	-6.87	-7.14	13.23	12.96
IV	AB	16.77	17.06	5.35	5.60	21.89	22.14	-1.81	-1.70	14.73	14.84
	BC	8.94	7.45	-3.35	-4.57	17.79	16.57	-7.23	-7.81	13.91	13.33
V	CD	8.08	8.31	-3.15	-2.97	16.19	16.37	-6.66	-6.58	12.68	12.76
	DE	8.54	7.86	-3.18	-3.73	16.95	16.39	-6.88	-7.14	13.24	12.98

Bloc (B) Portique 11-11  
 EFFORTS TRANCHANTS dans les Poutres

# FERRAILLAGE DES PORTIQUES

## Prescription:

Notre construction est constituée par une ossature auto-stable, toutes les prescriptions relatives à ce type d'ossature en zone II doivent être respectées. (Complément PS.69 Fer 81)

## \* Poteaux:

### Armatures longitudinales:

Elles doivent être des barres à Haute Adhérence (H.A) dont le diamètre min est de 14mm (Zone II); avec un pourcentage minimal total de

0,8 %	→	Poteaux intermédiaires
0,9 %	→	Poteaux de façades
1 %	→	Poteaux d'angles.

la longueur minimale de recouvrement est de :  $50 \phi$

### Armatures transversales:

Elles auront un diamètre minimum de 6mm en (H.A) et 8mm en Adx, avec des pourcentages minimums  $g_{t1}$  et  $g_{t2}$  égaux à 0,3 %

$$g_{t1} = A_{t1} / b \cdot t$$

la section  $A_t = \frac{1,25 T \cdot t}{h_g \cdot \text{Vent}}$

$$g_{t2} = A_{t2} / b \cdot t$$

la quantité :  $A_t = 0,004 \cdot t \cdot b$ .

## Espacement

Zone nodale: y compris la hauteur du nœud  
 $t \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm})$

### zone courante:

$t \leq 12 \phi$   $\phi$  étant le plus petit diamètre des armatures Long.

## \*\* Poutres:

### Armatures Longitudinales:

le pourcentage minimal total est de 0,3 % pour les barres à Haute adhérence (H.A) et de 0,5 % pour les barres en aciers doux (Ad). Le Pourcentage total des aciers longitudinaux est de 2,5 %.

Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures)

$$A'_{\text{filantes}} \geq \max(A_1'/4, A_2'/4, 3 \text{ cm}^2)$$

avec  $A_1', A_2'$  les sections d'armatures comprimées des chapeaux respectivement pour la zone nodale de rive et la zone nodale voisine à celle de rive.



$$A_1 \geq \max (A_1/2 ; A_1/4 ; 3\text{cm}^2)$$

les poutres supportant les faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée ou moins égale à la moitié de la section sur appui.

les jonctions par recouvrement doivent pouvoir équilibrer la force de traction maximale des barres.

### Armatures transversales

la quantité mini doit être de :  $A_t = 0,003 . l . b$   
elles sont calculées en utilisant les diagrammes enveloppes des efforts tranchants résultant des combinaisons les plus défavorables.

### Espacement :

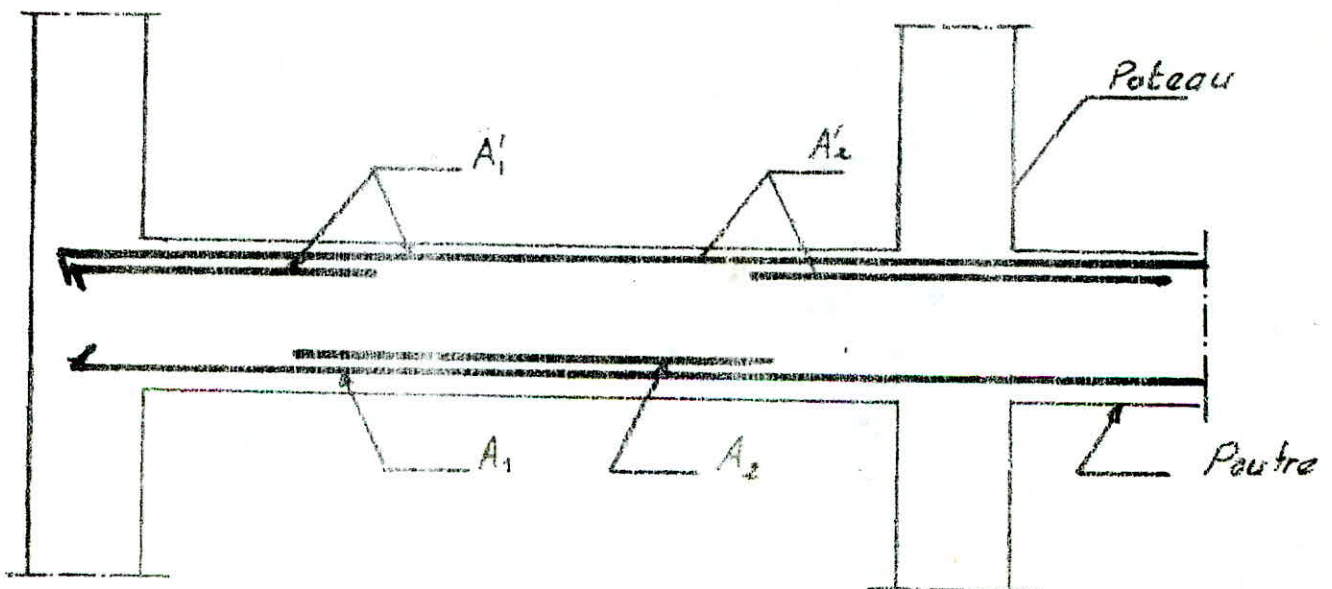
l'espacement maximum entre les armatures transversales doit être déterminé comme suit :

zone nodale  $l \leq \min (0,3 h ; 12 \phi)$

est également nécessaire en travée en cas d'armatures comprimées.

zone courante :  $l \leq 0,5 h$

$\phi$  étant le diamètre le plus petit.



## FERRAILLAGE DES POTEAUX

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux (Art. 15. C.C. BA 68). Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments flechissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ils seront donc calculés en flexion composée. On fera le calcul sous ( $S.P_1$ ) et sous la plus défavorable des combinaisons du second genre, et on optera pour la plus grande section d'acier.

On distingue 3 types d'efforts :

- $N^{min}, M^{corr}$  → pour le calcul des armatures tendues
- $N^{max}, M^{corr}$  } → pour les armatures comprimées.
- $M^{max}, N^{corr}$  }

### Méthode de calcul :

On adopte la méthode de P. CHARON.

la contrainte admissible du béton est donnée par :

- $\bar{\sigma}_b' = 2\bar{\sigma}_b$  → si  $e_0 \geq \frac{ht}{2}$  avec  $e_0 = \frac{M}{N}$
- $\bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}_b$  → si  $e_0 < \frac{ht}{2}$  avec  $e_1 = \frac{ht}{6}$

2 cas peuvent se présenter :

- section entièrement comprimée (S.E.C) → si  $e_0 \leq e_1$
- section partiellement comprimée (S.P.C) → si  $e_0 > e_1$

si  $e_0 = 0$  on aura une compression simple.

### \* Section partiellement comprimée : ( $e_0 > e_1$ ) :

l'effort normal de compression est appliquée en dehors du noyau central de la section homogène :

on a  $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{ht}{6} = e_1$ .

le ferrailage sera symétrique.

### Méthode à suivre :

On calcul le moment fictif :  $M_f = N \cdot f$

$f$  : distance entre le passage de  $N$  (point d'application) et les aciers tendus.

$f = \frac{ht}{2} - d + e_0$



la section d'armatures est calculée en flexion simple sous  $M_f$   
Dans le calcul de  $\bar{\sigma}_b'$  on peut avoir 2 cas

- si  $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_{b0}' \rightarrow$  les armatures ( $A'$ ) ne sont pas nécessaires  
la section d'aciers en flexion simple ( $A_{fs}$ ) sera égale à

$$A_{fs} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E \cdot h}$$

la section d'armatures en flexion composée  $A_{fc}$  sera égale à  
 $A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$  ( $N < 0 \rightarrow$  traction)

- si  $\bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_{b0}' \rightarrow$  les armatures comprimées sont nécessaires  
on calcule les sections d'aciers  $A'_{fs}$  et  $A_{fs}$  sous  $M_f$ . les sections sous la flexion composée seront

$$A'_{fc} = A'_{fs} \quad A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

\*\* Section entièrement comprimée : ( $e_0 \leq e$ )

On ferraille symétriquement.

On calcule  $\bar{\sigma}_b'$  comme précédemment et puis on calcule successivement :

$$s' = \frac{d'}{h_e} \quad ; \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h_e}{N} \quad ; \quad \beta = \frac{6M_e}{h_e \cdot N} = \frac{6}{h_e} e_0$$

$$C = 0,27(1-2s')^2 \rho \quad ; \quad D = 0,3(\rho - \beta) - 0,90(1-\rho)(1-2s')^2$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) \quad ; \quad B_0' = b h_e + 2n A'$$

$$I = \frac{b h_e^3}{12} + 2n A' \left( \frac{h_e}{2} - s' h_e \right)$$

$$\text{On aura } C \bar{\omega}^2 + D \bar{\omega} + E = 0$$

$$\text{dnc le \% d'acier est de } \bar{\omega} = \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$$\text{d'où on déduit } A_1' = A_2' = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h_e}{100}$$

Pourcentage minimum d'armatures : (art 3.2.2 et 53.23 cm)

$$\omega_{el} = \frac{A_l}{B} \geq \frac{1,25}{100} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\bar{\sigma}_{m0}'}{\bar{\sigma}_{b0}'}$$

$\bar{\sigma}_{m0}'$  : contrainte moyenne de compression dans le béton.

$\theta_1$ : coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge

$\theta_1 = 1,8$  pour un poteau d'angle

$\theta_1 = 1,4$  pour un poteau de rive

$\theta_1 = 1,0$  pour un poteau central

$\theta_2$ : coefficient qui dépend de la longueur de flambement du poteau  $l_e$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_e}{4a - 2c} \quad \begin{array}{l} a: \text{plus petite dimension} \\ c: \text{encadrement des armatures} \end{array}$$

$\theta_3$ : coefficient qui dépend de la nuance des aciers utilisés

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$$

En compression simple: la section d'armatures longitudinales doit vérifier:

$$A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N}{\sigma_{en}} \quad (N: \text{effort normal de compression})$$

$$A_L \geq \frac{1}{15} \left( \frac{N}{\sigma_{en}} - B \right) \quad B: \text{section du béton}$$

$$A_L \leq \frac{B}{20}$$

⊙ le R.P.A exige:  $A_L \geq \frac{B}{100}$  et  $A_L \leq \frac{B}{25}$ .

### Flambement des Poteaux:

la longueur de flambement d'un poteau est déterminée en fonction de sa longueur  $l_0$  et de la nature des liaisons à ses extrémités:

$l_e = 0,7 l_0$  pour un poteau d'un bâtiment à étages multiples et à ses extrémités:

- Encastrement dans le massif de fondations
- assemblées à des poutres de planchers ayant au moins la même rigidité que le poteau.

$l_e = 0,9 l_0$  dans les autres cas.

$l_0$ : étant la longueur du poteau.

L'élancement d'un poteau est  $\lambda = \frac{l_e}{i}$

$l_e$ : longueur de flambement

$i$ : rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

• Si  $\lambda \leq 35$  le calcul se fera en flexion composée sans tenir compte du flambement.

• Si  $35 < \lambda < 50$  le calcul se fera en flexion composée avec une excentricité accidentelle

$$e_{ic} = 0,16 (\lambda - 35) e_0$$

à ajouter à  $\frac{h_e}{2} - d$ .

Pour notre cas:

Sens transversal:  $\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{l_e \sqrt{12}}{a} = \frac{0,7 l_0 \sqrt{12}}{0,3} = 32$

$32 < 35$  cas le plus défavorable

Sens longitudinal:  $\lambda = \frac{0,9 l_0 \sqrt{12}}{0,5} = 24,7 < 35$  (cas le plus défavorable)

donc on ne tiendra pas compte du flambement.

### Calcul des armatures transversales:

les armatures transversales qu'on disposera dans les poteaux ont pour rôle d'empêcher l'éclatement du béton et de s'opposer au flambement des armatures.

le R.P.A 81 (art 4.2.3.12) exige un pourcentage minimum en zone II de:  $A_t = 0,4\% t \cdot b$

$t$ : espacement des armatures transversales.

$b$ : largeur du poteau dans le sens considéré.

Les armatures transversales qu'on utilise doivent être des cadres et des étriers fermés.

l'espacement admissible de ces armatures est:

selon l'art 32.32. C.C.B.A 68:

$$\bar{E} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{\max}) \left( 2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bd}} \right) \\ t_2 = 15 \left( 2 - \frac{\sigma_b'}{\sigma_{bd}} \right) \phi_{\min} \end{array} \right.$$

avec  $\phi_1$ : diamètre des armatures longitudinales utilisées

$\phi_t$ : diamètre des armatures transversales utilisés.

$\bar{\sigma}_b$ : contrainte moyenne du béton sous (SP1)

En pratique on prend  $t \leq 15 \phi_{1 \min}$ .  
selon l'article 4.2.3.1 & du R.P.A 81.

en zone nodale  $t \leq \min(10\phi_t, 15 \text{ cm})$

en zone courante  $t \leq 12 \phi_1$ .

les armatures transversales seront calculées à l'aide de  
la formule  $\frac{A_t}{t} \geq 1,25 \frac{T}{h_v \bar{\sigma}_{ent}}$  (R.P.A. 81)

avec  $T =$  deux fois l'effort tranchant de calcul dans  
le poteau si l'élançement  $\lambda$  dans la direction considérée  
est supérieur ou égal à 15

$T =$  3 fois l'effort tranchant de calcul si  $\lambda < 15$   
(pour les poteaux courts)

zone de recouvrement: (C.C.B.A 68 art 32.22)

le nombre et l'espacement des cours des armatures  
transversales doivent être tel que la couture des  
jonctions par adhérence soit assurée.

le nombre de cours à disposer doit satisfaire  
les 2 conditions suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} v \geq 3 \\ v \geq 0,4 \frac{\phi_1^2 \bar{\sigma}_{a1}}{\phi_t^2 \bar{\sigma}_{ent}} \end{array} \right.$$

la longueur de recouvrement est:

selon le C.C.B.A :  $l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = l_r$

$$l_d = 1,25 \phi_1^2 \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = 16,6 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow l_d = 42,2 \phi$$

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

Selon le R.P.A 81  $l_r \geq 50 \phi$

Bloc (A) et (B) Poteau 30x50  
Sens Longitudinal  $e_1 = 0,05 \text{ m}$

SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>				
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	1.41	-0.42	0,30	S.P.C	137	4.86	4.21	0.87	S.P.C	205.5	-2.01	-4.13	2.05	S.P.C	205.5	-2.13	5.93	2.36	S.P.C	205.5
III	3.02	-0.35	0.12	"	121.43	14.65	8.25	0.96	"	"	-8.01	-7.34	0.92	"	"	-3.87	8.61	1.00	"	"
II	4.63	-0.34	0.07	"	102.02	28.28	10.07	0.36	"	"	-14.20	8.86	0.51	"	"	-13.45	10.70	0.55	"	"
I	6.24	-0.36	0.06	"	94.86	42.50	12.72	0.30	"	"	-26.88	11.04	0.41	"	"	-30.61	13.36	0.44	"	"

Bloc (A) et (B) Poteau 30x50  
Sens transversal  $e_1 = 0,08 \text{ m}$

SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>				
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
III	7.36	0.01	0.00	S.P.C	63.5	7.53	9.20	1.22	S.P.C	205.5	4.5	7.48	1.66	S.P.C	205.5	7.53	9.20	1.22	S.P.C	205.5
II	20.02	0.02	"	"	"	20.63	16.99	0.82	"	"	12.83	13.93	1.29	"	"	20.63	16.99	0.82	"	"
I	32.71	"	"	"	"	34.96	20.43	0.58	"	"	16.48	17.00	4.03	"	"	34.96	20.43	0.55	"	"
I	45.45	"	"	"	"	48.42	19.12	0.39	"	"	22.90	15.91	0.69	"	"	48.42	19.12	0.38	"	"

Bloc C et D      Poteau 30x50       $\epsilon = 0.05$       sens Longitudinal

SP1					SP2														
N ; M					Nmax ; Mcorr					Nmin ; Mcorr					Ncorr ; Mmax				
N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$
7.22	0.18	0.02	S.E.C	79.46	7.30	5.80	0.79	S.P.C	2055	3.69	5.07	1.37	S.P.C	2055	6.45	6.13	0.95	S.P.C	2055
16.21	0.19	0.01	"	73.07	16.85	10.09	0.60	"	"	8.35	8.63	1.36	"	"	13.49	10.44	0.78	"	"
25.17	0.18	"	"	71.70	26.58	"	0.38	"	"	8.85	"	0.97	"	"	20.17	10.43	0.52	"	"
34.02	0.20	"	"	71.24	36.22	13.75	"	"	"	11.41	11.68	1.02	"	"	27.00	14.09	"	"	"

Bloc C et D      Poteau 30x50       $\epsilon = 0.08$       sens transversal

SP1					SP2														
N ; M					Nmax ; Mcorr					Nmin ; Mcorr					Ncorr ; Mmax				
N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	$\epsilon_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$
1.57	0.67	0.43	S.P.C	137	5.03	5.95	1.18	S.P.C	2055	2.04	7.23	3.54	S.P.C	2055	2.04	7.23	3.54	S.P.C	2055
3.57	0.52	0.15	"	"	14.02	10.21	0.43	"	"	7.33	11.18	1.53	"	"	7.33	11.18	1.53	"	"
5.68	0.50	0.09	"	"	5.44	11.24	2.07	"	"	4.95	12.15	2.45	"	"	4.95	12.15	2.45	"	"
7.59	0.53	0.07	S.E.C	74.32	28.68	16.67	0.70	"	"	22.02	13.73	0.62	"	"	22.02	13.73	0.62	"	"



Bloc (A) et (B) Poteau 30x60																				
Sens Longitudinal $e_1 = 0,05\text{ m}$																				
SP <sub>1</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	1,56	-0,53	0,34	S.P.C	137	5,86	5,06	0,86	S.P.C	205,5	-2,62	4,58	1,30	S.P.C	205,5	-2,85	6,08	2,13	S.P.C	205,5
III	3,41	-0,43	0,13	"	126,09	1731	9,78	0,56	"	"	-9,71	7,72	1,00	"	"	-10,82	10,53	0,98	"	"
II	5,24	-0,42	0,08	"	105,12	3335	11,96	0,34	"	"	-20,67	10,50	0,51	"	"	-23,39	12,73	0,54	"	"
I	7,10	-0,43	0,06	"	86,17	4939	13,82	0,28	"	"	-31,57	12,04	0,38	"	"	-35,90	14,57	0,41	"	"

Bloc (A) et (B) Poteau 30x60																				
Sens transversal $e_1 = 0,1\text{ m}$																				
SP <sub>1</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	15,03	4,94	0,33	S.P.C	137,00	7,07	12,21	1,73	S.P.C	205,5	4,55	10,30	2,26	S.P.C	205,5	7,07	12,21	1,73	S.P.C	205,5
III	31,25	-3,90	0,12	"	97,00	19,21	22,07	1,15	"	"	12,04	18,39	1,53	"	"	19,21	22,07	1,15	"	"
II	47,44	-3,76	0,08	S.E.C	86,61	31,35	26,30	0,84	"	"	19,53	21,92	1,12	"	"	31,35	26,30	0,84	"	"
I	63,60	-4,06	0,06	"	83,07	43,49	31,75	0,73	"	"	27,02	26,46	0,98	"	"	43,49	31,75	0,73	"	"

107-

Bloc (A) et (B) Poteau 30x70																					
sens Longitudinal $e_1 = 0,05m$																					
SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>						SP <sub>2</sub>						SP <sub>2</sub>			
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	
IV	1,38	-9,78	0,57	S.P.C	137	5,24	7,58	1,45	S.P.C	205,5	-2,20	7,16	3,25	S.P.C	205,5	-2,51	8,65	3,45	S.P.C	205,5	
III	4,78	-9,88	0,18	"	"	18,07	13,81	0,75	"	"	-7,85	12,98	1,65	"	"	-9,01	15,66	1,74	"	"	
II	8,19	-9,85	0,10	"	108,00	36,57	16,76	0,46	"	"	-17,55	15,28	0,87	"	"	-20,36	18,41	0,90	"	"	
I	11,60	-9,80	0,08	"	98,03	53,67	14,83	0,28	"	"	-26,40	13,65	0,52	"	"	-30,69	16,45	0,54	"	"	

Bloc (A) et (B) Poteau 30x70																					
sens transversal $e_1 = 0,12$																					
SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>						SP <sub>2</sub>						SP <sub>2</sub>			
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{F}/b$	
IV	9,46	5,17	0,97	S.P.C	137	7,86	9,28	1,18	S.P.C	205,5	-0,80	12,30	13,67	S.P.C	205,5	-9,9	12,30	13,67	S.P.C	205,5	
III	15,99	6,20	0,31	"	129,21	2332	9,84	0,42	"	"	-4,26	34,39	8,07	"	"	-4,26	34,39	8,07	"	"	
II	30,51	5,91	0,19	"	106,41	4186	16,62	0,40	"	"	-10,64	19,50	1,83	"	"	-10,64	19,50	1,83	"	"	
I	41,04	6,30	0,15	"	98,54	6115	43,57	0,71	"	"	-17,88	46,38	2,59	"	"	-17,88	46,38	2,59	"	"	

Bloc (A) et (B) Poteau 50x50																				
Sens Longitudinal $e_1 = 0,08 m$																				
SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>				
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	3.12	0.22	0.07	SEC	8382	387	15.35	3.97	S.P.C	205.5	1.39	12.43	8.88	S.P.C	205.5	3.87	15.35	3.97	S.P.C	205.5
III	6.49	0.16	0.02	"	7505	849	24.81	2.92	"	"	2.36	20.36	8.67	"	"	8.49	24.81	2.92	"	"
II	10.77	"	"	"	7277	1350	29.46	2.52	"	"	2.67	24.31	9.12	"	"	13.90	29.46	2.12	"	"
I	13.84	"	0.01	"	7168	19.13	45.87	2.40	"	"	3.12	35.03	12.19	"	"	19.13	45.87	2.40	"	"

Bloc (A) et (B) Poteau 50x50																				
Sens transversal $e_1 = 0,08 m$																				
SP <sub>1</sub>						SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>				
Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>max</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>min</sub>	M <sub>corr</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N <sub>corr</sub>	M <sub>max</sub>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	10.53	0.03	0.00	SEC	685	10.34	11.38	1.10	S.P.C	205.5	5.79	9.44	1.63	S.P.C	205.5	10.34	11.38	1.10	S.P.C	205.5
III	24.12	"	"	"	"	23.37	20.34	0.87	"	"	11.05	16.92	1.53	"	"	23.37	20.34	0.87	"	"
II	37.67	"	"	"	"	36.73	24.18	0.66	"	"	16.09	20.12	1.25	"	"	36.73	24.18	0.66	"	"
I	51.26	"	"	"	"	50.33	29.12	0.58	"	"	20.65	24.20	1.16	"	"	50.33	29.12	0.58	"	"

Bloc (C) et (D) Poteau 50 x 50 $e = 0.08$ sens Longitudinal																				
SP <sub>1</sub>					SP <sub>2</sub>															
N, M					N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>					N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>					N <sub>corr</sub> , M <sub>max</sub>					
N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	
11.66	0.77	0.07	S.E.C	88.48	11.82	15.41	1.30	S.P.C	205.5	5.54	11.81	2.13	S.P.C	205.5	11.82	15.41	1.30	S.P.C	205.5	
24.18	0.67	0.02	"	74.21	27.11	24.16	0.89	"	"	10.95	19.35	1.77	"	"	27.11	24.16	0.89	"	"	
42.69	0.65	"	"	"	43.24	28.67	0.66	"	"	15.44	23.15	1.50	"	"	43.24	28.67	0.66	"	"	
52.88	0.83	0.01	"	71.35	58.22	32.59	0.56	"	"	11.27	26.38	2.34	"	"	58.22	32.59	0.56	"	"	

Bloc (C) et (D) Poteau 50 x 50 $e = 0.08$ Sens transversal																				
SP <sub>1</sub>					SP <sub>2</sub>															
N, M					N <sub>max</sub> , M <sub>corr</sub>					N <sub>min</sub> , M <sub>corr</sub>					N <sub>corr</sub> , M <sub>max</sub>					
N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}/b$	
3.37	0.22	0.06	S.E.C	85.62	3.29	12.37	3.76	S.P.C	205.5	1.85	10.60	5.73	S.P.C	205.5	3.12	12.78	4.09	S.P.C	205.5	
7.55	0.18	0.02	"	74.21	7.31	20.31	2.78	"	"	3.53	17.14	4.86	"	"	6.62	20.63	3.02	"	"	
11.73	0.17	0.01	"	71.35	11.40	22.20	1.95	"	"	5.15	18.70	3.63	"	"	10.46	22.61	2.16	"	"	
15.91	0.18	"	"	"	15.38	16.07	1.04	"	"	6.86	13.59	1.93	"	"	16.37	14.20	0.89	"	"	

Bloc (A) et (B) Poteau 50x60																				
Sens Longitudinal $e_1 = 0,08m$																				
SP1						SP2						SP2						SP2		
Niv	N	M	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Nmax	Mcorr	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Nmin	Mcorr	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Ncorr	Mmax	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$
II	3,57	0,26	0,07	S.E.C	88,45	4,61	17,84	3,87	S.P.C	2055	1,35	14,89	11,03	S.P.C	2055	4,61	17,84	3,87	S.P.C	2055
III	7,66	0,20	0,03	"	75,65	9,82	29,40	2,99	"	"	2,39	2425	10,15	"	"	9,84	29,40	2,99	"	"
IV	11,77	0,18	0,02	"	72,69	16,23	37,06	2,28	"	"	2,50	3065	12,26	"	"	16,23	37,06	2,28	"	"
V	15,82	0,19	0,01	"	71,79	21,63	59,35	2,74	"	"	3,36	4923	14,65	"	"	21,63	59,35	2,74	"	"

Bloc (A) et (B) Poteau 50x60																				
Sens transversal $e_1 = 0,10m$																				
SP1						SP2						SP2						SP2		
Niv	N	M	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Nmax	Mcorr	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Nmin	Mcorr	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$	Ncorr	Mmax	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}/b$
IV	19,01	-8,01	0,42	S.P.C	137	18,61	2436	1,7	S.P.C	2055	10,52	9,27	0,88	S.P.C	2055	18,61	2436	1,7	S.P.C	2055
III	41,90	-6,55	0,16	"	104,19	41,65	33,77	0,81	"	"	18,89	2021	1,07	"	"	41,65	33,77	0,81	"	"
II	64,76	-6,29	0,10	S.E.C	90,67	65,68	38,68	0,59	"	"	2639	2472	0,94	"	"	65,68	38,68	0,59	"	"
I	87,58	-6,73	0,08	"	86,04	89,52	50,64	0,57	"	"	34,00	34,88	1,03	"	"	89,52	50,64	0,57	"	"

Bloc (A) et (B)

Sans Longitudinal

Armatures minimales

Sous SP<sub>1</sub>

sollicitation	Niveau	Niveau	N (t)	$\bar{\sigma}_b'$	$\alpha$	$y_1$	$\sigma_m'$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm <sup>2</sup> )	A <sub>L</sub> min
SPC	30x50	IV	1.41	137.00	0.423	11.00	2.56	1.4	4.10	1.524	1500	0.61
		III	3.02	121.43	0.394	10.24	5.20	"	"	"	"	1.25
		II	4.63	102.02	0.353	9.18	10.09	"	"	"	"	2.42
		I	6.24	94.85	0.337	8.76	14.24	"	3.84	"	"	3.19
	30x60	IV	1.56	137.00	0.423	11	2.36	"	4.10	"	1.800	0.68
		III	3.41	126.09	0.403	10.48	5.42	"	"	"	"	1.56
		II	5.24	105.12	0.360	9.36	9.33	"	"	"	"	2.68
		I	7.10	96.17	0.340	8.84	13.39	"	3.84	"	"	3.60
	30x70	IV	1.38	137.00	0.423	11.00	1.79	1.8	4.10	"	2.100	0.70
		III	4.78	"	"	"	6.21	"	"	"	"	1.85
		II	8.19	108.00	0.367	9.54	12.26	"	"	"	"	3.65
		I	11.60	98.03	0.344	8.94	18.53	"	3.84	"	"	5.22

- III -

Bloc (A) et (B)

Sens longitudinal

Armatures minimales Sous SP1

Sollicitation	poteau	Niveau	N(+)	$\bar{\sigma}_b'$	$\alpha$	$\gamma_1$	$\bar{\sigma}_m'$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm)	$A_{L\ min}$	
S.E.C	50x50	IV	3.12	87.82				1	2.83	1.524	2500	0.246	
		III	6.69	75.05				"	"	"	"	0.527	
		II	10.27	72.17				"	"	"	"	0.808	
		I	13.84	71.68				"	2.68	"	"	1.032	
	50x60	IV	3.57	88.45				"	2.83	"	"	3000	0.281
		III	7.66	75.65				"	"	"	"	"	0.603
		II	11.77	72.69				"	"	"	"	"	0.926
		I	15.82	71.79				"	2.68	"	"	"	1.179

-112-

Bloc (A) et (B)

Sens transversal

Armatures minimales Sous SP1

sollicitation	Poteau	Niveau	N(t)	$\bar{\sigma}_b$	$\alpha$	$\gamma_1$	$\bar{\sigma}_m$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm)	$A_{L\min}$
S.P.C	30x60	IV	15.03	137.00	0.423	21.34	21.34	1.4	4.1	1.524	1800	5.74
		III	31.25	97.00	0.342	54.89	54.89	"	"	"	"	14.77
	30x70	IV	9.46	137.00	0.423	27.92	11.29	1.8	"	"	2100	4.87
		III	19.99	129.21	0.409	26.99	21.69	"	"	"	"	10.64
		II	30.51	106.41	0.363	23.96	42.45	"	"	"	"	18.30
		I	41.04	98.54	0.346	22.84	59.91	"	3.84	"	"	24.18
	50x60	IV	19.01	137.00	0.343	23.69	16.05	1	2.83	"	3000	3.79
		III	41.90	104.19	0.358	20.05	41.80	"	"	"	"	9.87



Bloc (A) et (B)

Sens transversal

Armatures minimales Sous SP1

Sollicitation	Etat	Niveau	N(f)	$\bar{\sigma}_b'$	$\alpha$	$\gamma_1$	$\sigma_m'$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm <sup>2</sup> )	A <sub>L min</sub>	
S.E.C	30x50	IV	7.34					1,4	4.1	1.524	1500	1.172	
		III	20.02					"	"	"	"	3.196	
		II	32.71					"	"	"	"	5.222	
		I	45.45					"	3.84	"	"	6.795	
	30x60	II	47.44					"	4.1	"	"	1800	7.573
		I	63.60					"	3.84	"	"	"	9.509
	50x50	IV	10.59					"	2.83	"	"	2500	0.833
		III	24.12					"	"	"	"	"	1.898
		II	37.67					"	"	"	"	"	2.969
		I	51.26					"	2.68	"	"	"	3.820
	50x60	II	64.76					"	2.83	"	"	3000	5.097
		I	87.58					"	2.68	"	"	"	6.527

Bloc C et D

Sens Longitudinal

Armatures minimales sous SP1

sollicitation	PotEAU	Niveau	N(f)	$\bar{\sigma}_b$	$\alpha$	$\gamma_1$	$\bar{\sigma}_m$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm)	A <sub>min</sub>	
S.E.C	50x50	IV	11.669					1	2.83	1.524	2500	0.918	
		III	27.180					"	"	"	"	2.139	
		II	42.690					"	"	"	"	3.359	
		I	58.180					"	2.68	"	"	4.336	
	30x50	IV	4.213						1.4	4.1	"	1500	0.67
		III	16.211						"	"	"	"	2.59
		II	25.172						"	"	"	"	4.02
		I	34.022						"	3.84	"	"	5.09

Bloc (C) et (D)

Sens transversal

Armatures minimales Sous SP1

sollicitation	Poteau	Niveau	N(t)	$\bar{\sigma}_B$	$\alpha$	$\gamma_1$	$\bar{\sigma}_m$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm)	A <sub>min</sub>
S.EC	50x50	IV	3.366					1	2.83	1.524	2500	0.265
		III	7.549					"	"	"	"	0.594
		II	11.729					"	"	"	"	0.923
		I	15.906					"	2.68	"	"	1,185
S.PC	30x50	IV	1.57		0.423	19.26	2.72	1,4	4,1	"	1500	0.33
		III	3.573		0.317	14.43	8.25	"	"	"	"	0.99
		II	5.578		0.335	15.23	12.21	"	"	"	"	1.46
		I	7.581					"	3.84	"	"	1.134

-116-

Bloc (A) et (B) Poteau 30x50

Soll	Nmax ; Meorr								Nmin ; Meorr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	4.86	14.65	28.28	42.5	7.53	20.63	34.86	48.42	-2.01	-8.01	-17.20	-26.84	4.50	14.83	16.48	22.90
M	4.21	8.25	14.03	12.72	9.20	16.99	20.43	19.12	4.13	7.37	8.84	11.04	7.48	13.93	17.00	15.81
Co	0.87	0.56	0.36	0.30	1.22	0.82	0.58	0.39	2.05	0.92	0.51	0.41	1.66	1.29	1.03	0.69
$\bar{V}_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	0.98	0.67	0.47	0.41	1.43	1.03	0.79	0.60	2.16	1.03	0.62	0.52	1.87	1.50	1.24	0.90
Mf	4.76	9.82	13.29	17.43	10.77	21.25	27.62	29.05	4.34	8.25	10.66	13.98	8.42	16.25	20.44	20.61
$\rho_c$	0.0503	0.1037	0.1404	0.1841	0.0606	0.1196	0.1554	0.1634	0.0459	0.0872	0.1127	0.1471	0.0473	0.0914	0.1150	0.1160
$\rho_s$	0.9060	0.8723	0.8561	0.8406	0.898	0.8649	0.8503	0.8476	0.9096	0.8811	0.8681	0.8534	0.9084	0.8786	0.8669	0.8663
K	382	24.15	19.75	16.35	84	22	18.4	17.8	403	27.05	22.90	19.1	39.60	26.20	22.55	22.40
$\sigma_b$	109.95	173.9	212.66	256.88	123.63	190.91	228.96	235.96	104.22	156.27	189.47	219.90	106.06	160.31	186.25	187.50
K			20.4	20.4			20.4	20.4				20.4				
$\alpha$			0.4287	0.4287			0.4287	0.4287				0.4287				
$\rho$			0.859	0.859			0.859	0.859				0.859				
$\rho_c$			0.1819	0.1819			0.1819	0.1819				0.1819				
$\gamma_i$			14.02	14.02			19.26	19.26				11.02				
$\sigma_a$			1963.63	1963.63			2367.29	2367.29				1963.63				
M <sub>i</sub>			12.63	12.63			23.73	23.73				12.63				
$\Delta M$			0.66	0.66			3.89	5.32				1.35				
A'			1.53	1.53			3.92	5.36				3.13				
A	3.65	6.82	7.99	650	4.47	860	8.18	5.79	4.85	10.48	14.34	16.05	3.73	6.99	8.28	6.86

-117-

Bloc (C) et (D) poteau 30 x 50

Soll	Nmax ; M <sub>corr</sub>								Nmin ; M <sub>corr</sub>							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	II	III	IV	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	7.30	16.85	26.58	36.22	5.03	14.02	5.44	37.68	3.69	6.35	8.85	11.41	-2.04	7.33	2.43	120.58
M	5.80	10.08	10.09	13.75	5.95	10.21	11.24	15.78	5.07	8.63	8.63	9.74	7.23	11.18	9.95	16.67
Co	0.79	0.60	0.38	0.38	1.18	0.73	2.07	0.42	1.37	1.36	0.98	0.85	3.54	7.53	2.09	0.71
$\bar{f}_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	0.89	0.70	0.48	0.48	1.38	0.93	2.27	0.62	1.47	1.46	1.08	0.95	3.74	4.73	4.28	0.91
M <sub>f</sub>	6.50	11.80	12.76	17.39	6.94	13.04	12.35	23.36	5.42	9.27	9.56	10.84	7.63	12.68	10.42	21.46
$\mu$	0.0740	0.1349	0.1056	0.1987	0.0408	0.0767	0.0726	0.1373	0.0619	0.1059	0.1093	0.1235	0.0425	0.0745	0.0613	0.1262
e	0.8889	0.8584	0.8540	0.8367	0.9141	0.8842	0.8888	0.8573	0.8071	0.8713	0.8636	0.8630	0.9100	0.8888	0.8045	0.8619
K	30	20.3	19.25	15.5	43.2	29.35	30.4	20.05	33.6	23.85	23.35	21.5	40.8	29.9	33.8	21.2
$\bar{f}_b$	140	206.90	21818	270.91	97.22	143.70	138.15	209.48	125	176.70	179.87	195.35	102.94	140.47	124.26	198.11
K		20.4	20.4	20.4				20.4								
$\alpha$		0.4237	0.4237	0.4237				0.4237								
e		0.8588	0.859	0.859				0.859								
$\mu$		0.1819	0.1819	0.1819				0.1819								
$\gamma_i$		10.59	10.59	10.59				19.07								
$\bar{f}_a$		191819	191819	191819				2035.9								
M <sub>11</sub>		11.68	11.68	11.68				22.71								
$\Delta M$		0.12	1.08	5.71				0.65								
A'		0.30	2.68	14.18				0.65								
A	6.96	9.08	7.85	10.80	4.02	7.78	7.30	5.36	4.88	8.62	8.36	9.25	4.43	9.88	5.56	13.76

-118-

Bloc (A) et (B) Poiseau 30 x 60

Soll	Nmax ; Meorr								Nmin ; Meorr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	5.86	7.31	8.35	8.89	7.07	12.21	31.35	43.45	-2.62	-9.71	-20.67	-31.57	4.55	12.04	10.53	27.02
M	5.06	9.78	11.96	13.82	12.27	22.07	26.50	31.75	4.98	8.72	18.50	12.01	10.30	18.39	21.92	26.66
Co	0.86	0.55	0.34	0.28	1.73	1.15	0.84	0.73	1.90	1.00	0.57	0.38	2.26	1.53	1.12	1.88
$\sigma_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	0.87	0.67	0.45	0.39	1.99	4.41	1.70	0.99	2.07	1.77	0.62	0.49	2.52	1.79	1.38	1.24
Mf	5.68	11.60	15.07	19.26	14.07	27.09	34.49	43.06	4.22	10.78	12.82	15.47	11.47	21.55	26.95	33.50
$\rho_c$	0.0507	0.1021	0.1327	0.1629	0.0536	0.1028	0.1309	0.1634	0.0372	0.0901	0.1128	0.1362	0.0435	0.0818	0.1023	0.1272
$\epsilon$	0.9060	0.8731	0.8596	0.8455	0.9035	0.8728	0.8599	0.8476	0.9175	0.8758	0.8679	0.8578	0.9117	0.8842	0.8731	0.8615
K	38.2	24.4	20.6	17.35	36.8	24.3	20.7	17.8	45.6	25.6	22.85	20.15	41.6	28.15	24.4	21.7
$\sigma_b$	109.95	172.13	203.88	242.07	114.13	172.84	207.90	235.96	92.11	164.06	183.29	208.44	100.96	149.20	132.18	199.05
K				20.4				20.4				20.4				
$\alpha$				0.4237				0.4237				0.4237				
$\epsilon$				0.859				0.859				0.859				
$\rho'$				0.1819				0.1819				0.1819				
$\gamma$				11.02				23.19				11.02				
$\sigma_a$				1963.63				2657.6				1863.13				
$M_i$				15.16				35.17				15.16				
$\Delta M$				4.10				7.89				0.31				
A'				9.49				5.93				0.30				
A	4.35	6.15	8.05	8.84	4.94	8.62	9.59	12.01	4.84	13.57	18.45	24.77	4.27	7.50	8.47	10.90

-119-

Bloc (A) et (B) Poteau 30x70

Soll	N max ; M corr								N min ; M corr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
	Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II
N	5.24	18.44	36.57	53.67	7.86	23.32	41.50	61.75	-2.20	-7.85	-17.55	-26.40	-0.90	-4.26	-10.64	-17.88
M	7.58	13.91	16.76	14.83	9.28	9.84	16.62	43.57	7.16	12.98	15.28	13.65	12.38	84.39	19.50	46.38
Co	1.45	0.75	0.46	0.23	1.18	0.42	0.40	0.71	3.25	1.65	0.87	0.52	13.67	8.07	1.83	2.59
$\bar{V}_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.6	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	1.56	0.86	0.67	0.39	1.49	0.73	0.71	1.02	3.36	1.86	0.98	0.63	13.98	8.58	2.14	2.90
Mf	8.17	15.88	20.84	20.83	11.71	17.02	29.68	62.37	7.29	14.60	17.25	16.63	12.58	35.70	22.47	57.85
$\alpha$	0.0617	0.1199	0.1573	0.1580	0.0320	0.0465	0.0811	0.1705	0.0558	0.1102	0.1298	0.1255	0.0344	0.0916	0.0622	0.1417
e	0.8991	0.8668	0.8496	0.8494	0.9231	0.9091	0.8845	0.8452	0.9016	0.8699	0.8603	0.8683	0.9216	0.8753	0.8960	0.8555
K	336	21.95	18.25	18.2	50	40.0	28.3	17.3	35.8	23.02	20.8	21.3	48.8	25.10	33.5	19.6
$\bar{V}_b$	125	191.34	230.14	230.77	84	105	148.41	242.77	117.32	182.45	201.92	197.18	86.07	167.33	125.37	214.29
K			20.4	20.4				20.4								20.4
$\alpha$			0.4237	0.4237				0.4237								0.4237
e			0.859	0.859				0.859								0.859
$\alpha'$			0.1819	0.1819				0.1819								0.1819
X			11.02	11.02				27.72								27.72
$\bar{V}_a$			1963.63	1963.63				2582.08								2582.08
M <sub>i</sub>			17.69	17.69				48.06								48.06
$\Delta M$			3.15	3.24				14.31								3.79
A'			7.29	7.50				8.94								2.38
A	7.09	12.42	13.56	9.59	2.70	1.20	2.15	11.12	8.03	17.25	22.49	23.95	5.14	13.73	11.69	14.10

BLOC A.B

Poteau 50x50

Soll	Nmax ; M corr								Nmin ; M corr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	3.87	8.49	13.3	19.13	10.84	23.37	36.73	50.33	1.39	2.36	2.67	3.12	5.79	11.05	16.08	20.95
M	16.35	24.81	29.46	45.87	11.38	20.34	24.18	29.12	12.48	20.46	24.35	38.04	9.42	16.42	20.12	24.24
Co	3.97	2.92	2.12	2.40	1.10	0.87	0.66	0.58	8.98	8.67	9.12	12.19	1.63	1.53	1.25	1.16
$\sigma/b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	4.18	3.13	2.43	2.61	1.31	1.08	0.87	0.79	9.19	8.88	9.33	12.40	1.82	1.74	1.46	1.37
Mf	18.18	26.57	33.78	49.93	13.55	25.24	31.92	39.76	12.77	20.96	20.91	38.67	10.65	19.23	23.49	28.70
$\mu$	0.0646	0.0897	0.1140	0.1685	0.0457	0.0852	0.1078	0.1342	0.0431	0.0707	0.0841	0.1306	0.0360	0.0649	0.0793	0.0969
$\epsilon$	0.9023	0.8795	0.8671	0.8457	0.9038	0.8821	0.8703	0.8586	0.9120	0.9311	0.8829	0.8599	0.9188	0.8990	0.8888	0.8760
K	36.2	26.5	22.7	17.4	40.4	27.4	23.55	20.35	41.8	30.9	27.7	20.7	46.6	32.6	28.7	25.25
$\sigma/b$	116.02	158.49	185.02	241.38	103.96	153.28	178.34	206.39	100.48	135.00	151.62	202.90	90.13	128.83	146.30	166.32
k				20.4				20.4								
$\alpha$				0.4237				0.4237								
$\epsilon$				0.859				0.859								
$\mu'$				0.1819				0.1819								
$\gamma_1$				19.26				19.26								
$\sigma_a$				2362.29				2362.29								
$M_1$				35.17				35.17								
$\Delta M$				14.76				4.59								
A'				14.88				4.63								
A	8.36	13.62	16.05	18.00	5.25	9.25	10.24	11.81	6.92	11.61	13.97	21.53	4.62	8.49	9.90	11.97

-121- Bloc A et B Poteau 50x50



Soll	Nmax ; Mcorr								Nmin ; Mcorr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	11.82	27.4	48.24	58.22	3.29	7.31	11.40	5.38	5.54	10.95	15.64	11.27	7.85	3.53	5.15	6.86
M	15.47	24.16	28.67	32.58	12.37	20.31	22.21	16.07	11.81	19.35	23.15	26.38	10.40	17.44	18.70	18.59
Co	1.80	0.84	0.66	0.56	3.76	2.78	1.95	1.04	2.13	1.77	1.48	2.34	5.73	4.86	3.63	1.98
$\bar{J}'_b$	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
f	1.50	1.09	0.86	0.76	3.96	2.98	2.15	1.24	2.33	1.97	1.68	2.54	5.93	5.06	3.83	2.18
M <sub>f</sub>	17.73	29.55	37.19	44.25	13.03	21.78	24.51	19.07	12.91	21.57	26.28	28.63	10.97	17.86	19.72	14.95
q <sub>l</sub>	0.0625	0.1042	0.1312	0.1567	0.0450	0.0768	0.0865	0.0673	0.0455	0.0761	0.0917	0.1010	0.0387	0.0630	0.0636	0.0527
g	0.8667	0.8721	0.8598	0.8507	0.9104	0.8871	0.8815	0.8934	0.8101	0.8876	0.8780	0.8737	0.8161	0.8963	0.8918	0.9040
k	33.4	24.1	20.65	18.35	40.8	29.3	27.2	31.9	40.6	29.5	26.0	24.6	44.6	33.2	31.2	87.25
$\bar{J}'_b$	125.75	174.27	203.39	228.89	102.94	143.34	154.41	131.66	103.45	142.37	161.54	190.73	84.17	126.5	134.62	112.75
k				20.4												
d				44.77												
g				0.859												
(u')				0.1819												
v <sub>1</sub>				19.07												
$\bar{J}'_a$				2435.9												
M <sub>1</sub>				37.85												
ΔM				6.1												
A'				6.41												
A	7.74	11.48	12.85	13.18	6.79	11.25	12.20	7.63	6.19	10.25	12.12	14.66	5.80	9.70	10.47	7.12

-122-

Bloc (A) et (B) Poteau 50x60

-123-

Soll	N max ; M corr								N min ; M corr							
	Longitudinal				transversal				Longitudinal				transversal			
Niv	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I	IV	III	II	I
N	461	934	16.23	21.63	18.61	41.65	61.68	89.52	7.35	2.39	2.50	3.36	10.52	18.89	26.30	44.00
M	1784	2940	37.06	59.35	2436	2377	28.68	50.60	18.84	24.25	30.65	49.23	927	20.21	24.72	34.88
Co	3.87	2.99	2.28	2.74	1.37	0.87	0.59	0.57	11.03	10.15	12.26	14.65	0.88	7.07	0.94	7.03
σ <sub>b</sub>	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5	205.5
q	4.08	820	4.49	2.95	7.57	7.07	0.85	0.83	11.24	10.36	12.47	40.86	774	7.33	7.20	7.29
M <sub>q</sub>	18.81	29.89	40.41	63.87	29.22	44.57	55.83	74.30	75.17	24.76	37.18	48.93	11.99	25.72	37.67	43.86
u	0.0529	0.0841	0.1137	0.1795	0.0665	0.1015	0.1272	0.1692	0.0427	0.0697	0.0877	0.1405	0.0273	0.0572	0.0727	0.0999
E	0.9038	0.8829	0.8676	0.8423	0.8938	0.8738	0.845	0.8455	0.9125	0.8918	0.8808	0.8559	0.9281	0.9004	0.8901	0.8742
K	37	27.7	22.75	16.7	32.1	24.5	27.7	17.35	42.1	37.2	26.95	19.7	54.95	35.2	30.5	24.75
σ <sub>b</sub>	113.51	151.62	184.67	251.50	130.84	171.43	199.05	242.07	89.76	130.62	155.84	213.20	76.71	119.32	137.76	169.70
K				20.4				20.4				20.4				
α				0.4237				0.4237				0.4237				
E				0.859				0.859				0.859				
u				0.1819				0.1819				0.1819				
Y <sub>i</sub>				19.46				23.49				19.49				
σ <sub>ε</sub>				2442.91				2657.6				2442.31				
M <sub>i</sub>				47.49				58.61				47.49				
ΔM				16.32				15.69				2.44				
A'				15.91				11.80				2.39				
A	9.67	15.30	20.24	13.93	9.47	11.77	11.92	14.88	8.28	13.80	17.73	24.21	2.89	7.36	8.84	13.24

Tableau du ferrailage des poteaux.

Poteau 30x50 Bloc (C) et (D)						
Solicit. Niv	SP <sub>R</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferrailage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	6.96	4.43	15	60	17.28	2 (2T16 3T14)
III	9.08	9.88	"	"	26.88	2 (3T20 2T16)
II	8.36	7.34	"	"	"	2 (3T20 2T16)
I	14.18	13.76	"	"	42.00	2 (3T25+ 2T20)

Poteau 30x50 Bloc (A) et (B)						
Solicit. Niveau	SP <sub>R</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferrailage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	4.85	4.41	15	60	15.39	2 (5T14)
III	10.48	8.60	"	"	31.41	2 (5T20)
II	14.34	8.78	"	"	38.46	2 (2T25 + 3T20)
I	16.05	6.86	"	"	38.46	2 (2T25 + 3T20)

Poteau 30x60 Bloc (A) et (B)						
Solicit. Niveau	SP <sub>R</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferrailage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	4.84	4.94	18	72	20.36	2 (2T16 4T14)
III	13.57	8.62	"	"	35.42	2 (5T20 1T16)
II	18.45	9.59	"	"	44.84	2 (2T25 2T20)
I	24.17	12.01	"	"	55.36	2 (5T25 1T20)

Poteau 30 x 70 - Bloc (A) et (B)						
sollic	SP <sub>2</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferraillage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	8.03	5.14	21	84	24.12	2 (6T16)
III	17.25	13.73	"	"	48.28	2 (3T25 + 3T20)
II	22.49	11.69	"	"	58.90	2 (6T25)
I	23.95	14.10	"	"	58.90	2 (6T25)

Poteau 50 x 50 Bloc (C) et (D)						
sollic	SP <sub>2</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferraillage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	7.76	6.79	25	100	28.64	2 (2T20 + 4T16)
III	11.48	11.25	"	"	"	"
II	12.85	12.20	"	"	44.74	2 (2T25 + 4T20)
I	14.66	7.63	"	"	44.74	2 (2T25 + 4T20)

Poteau 50 x 50 Bloc (A) et (B)						
sollic	SP <sub>2</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A adopté	ferraillage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'				
IV	8.36	11.97	25	100	28.64	2 (2T20 + 4T16)
III	13.62	10.24	"	"	44.74	2 (2T25 + 4T20)
II	16.05	9.25	"	"	44.74	2 (2T25 + 4T20)
I	18.00	5.25	"	"	51.82	2 (4T25 + 2T20)

Poteau 50 x 60						
solle	SP <sub>2</sub>		A <sup>min</sup> <sub>RPA</sub>	A <sup>max</sup> <sub>RPA</sub>	A <sub>adopté</sub>	ferraillage
	A <sub>L</sub> = A'	A <sub>T</sub> = A'	/			
	9.67	9.47	30	120	31.28	2 (4T20) 2T16
	15.30	11.77	"	"	43.78	2 (7T20)
	20.24	11.92	"	"	57.12	2 (5T25) 2T16
	24.21	14.88	"	"	61.64	2 (2T20) 5T25

Armatures transversales:

Verification de la resistance à l'effort tranchant

$$\sigma_b = \frac{n \cdot T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 0.15 \sigma_{ca} = 41.25 \text{ kg/cm}^2$$

T: effort tranchant

z = 7/8 h (h: hauteur)

b: largeur du poteau dans le sens considéré.

$$n = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \text{ dans la direction considérée} \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \text{ dans la direction considérée} \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad \text{avec } i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I: moment d'inertie du poteau dans la direction considérée

B: section du poteau.

T<sub>L</sub><sup>max</sup>: effort tranchant Longitudinal max pour tous les niveaux

T<sub>T</sub><sup>max</sup>: effort tranchant transversal max pour tous les niveaux.

Poteau	Niveau	$l_c(m)$	$I \cdot 10^7$ m <sup>4</sup>	$E$ (m <sup>2</sup> )	$J_{60}$ mm	$\alpha$	$n$	$Z_{(cm)}$	$T$	$\sigma_b$
30x50 Bloc C <sup>1</sup> ⊗	IV - II	2.77	11.25	0.15	8.66	31.99	2	21.88	7.43	13.06
	II - I	2.54	"	"	"	29.33	"	"	7.65	13.45
30x50 Bloc A <sup>1</sup> ⊗	IV - II	2.77	"	"	"	31.99	"	"	7.55	12.92
	II - I	2.54	"	"	"	29.33	"	"	7.85	14.95
30x60	IV - II	2.77	13.50	0.18	"	31.99	"	"	11.07	17.54
	II - I	2.54	"	"	"	29.33	"	"	11.59	18.40
30x70	IV - II	2.77	15.75	0.21	"	31.99	"	"	9.16	12.46
	II - I	2.54	"	"	"	29.33	"	"	12.57	17.10
50x50 Bloc C <sup>1</sup> ⊗	IV - II	2.77	52.08	0.25	14.43	19.20	"	39.38	12.34	12.26
	II - I	2.54	"	"	"	17.60	"	"	15.43	15.33
50x50 Bloc A <sup>1</sup> ⊗	IV - II	2.77	"	"	"	19.20	"	"	12.34	12.26
	II - I	2.54	"	"	"	17.60	"	"	15.43	15.33
50x60	IV - II	2.77	62.5	0.30	"	19.20	"	"	13.63	11.29
	II - I	2.54	"	"	"	17.60	"	"	15.97	13.23

Espacement: On utilise de l'acier Fe E 24

$$e = \frac{A_e \cdot \bar{\sigma}_t \cdot \beta}{T} \leq \bar{e}$$

zone nodale  $\rightarrow \bar{e} = \min(10\phi, 15cm)$

zone courante  $\rightarrow \bar{e} = 12\phi$

Longueur de recouvrement  $ld \geq 50\phi$

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par la relation  $A_e^{min} = 0.004 \cdot e \cdot b$

$e$ : espacement  
 $b$ : largeur du poteau.

$$et \quad e = \frac{A_e \cdot \bar{\sigma}_t \cdot \beta}{T} \leq \bar{e}$$

Dans tous les cas, on a trouvé  $\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b$   
 donc on peut utiliser des cadres droits perpen-  
 diculaires à la ligne moyenne.

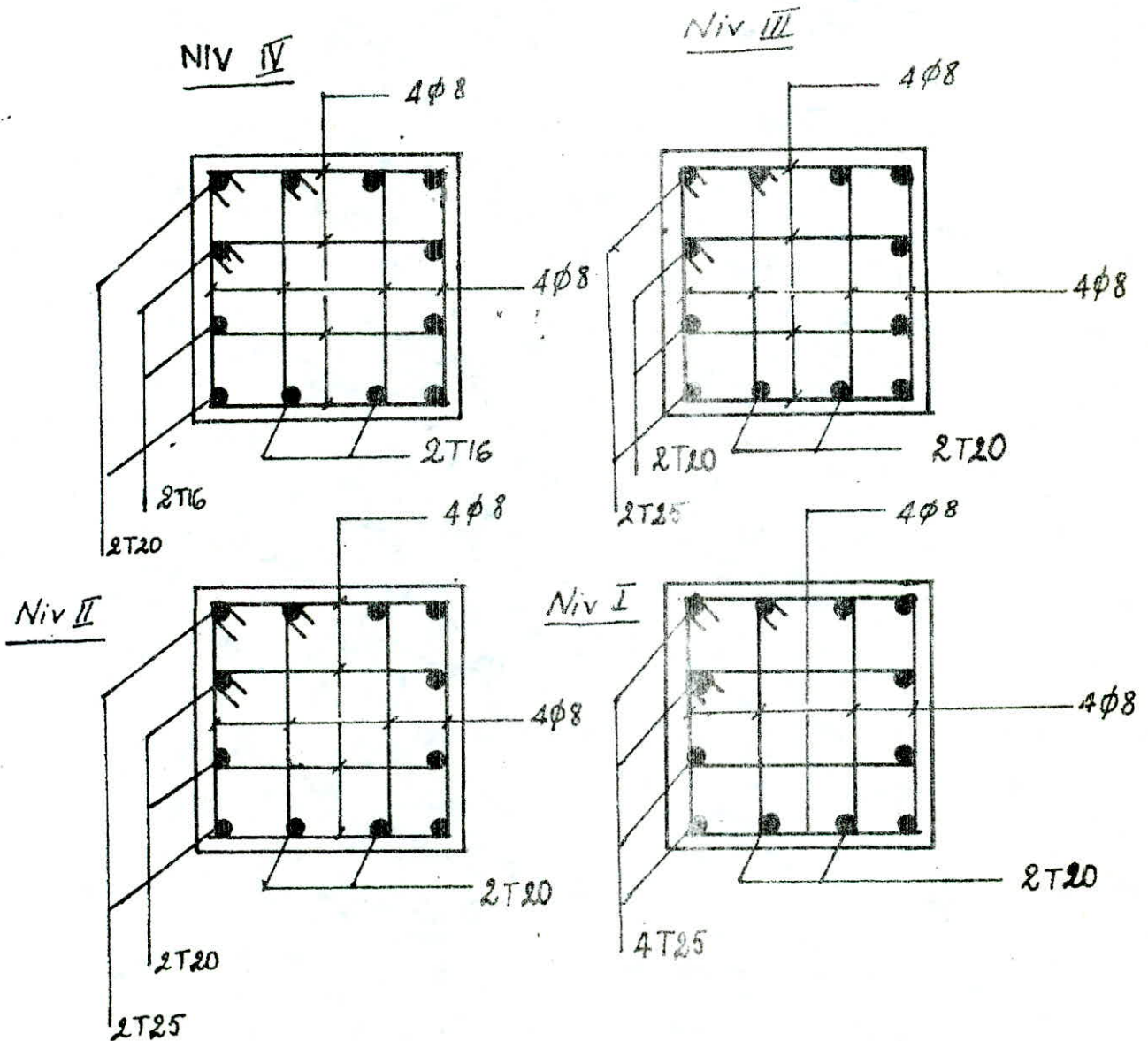
Et pour tous les poteaux on va utiliser :

- 2 cadres  $\phi 8$  ( $4\phi 8$ ) ou  $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$
- 1 cadre + 1 étrier ( $4\phi 8$ )

pour les espacements : (pour tous les niveaux et poteaux)

Zone nodale		Zone courante		ld (cm)
$\bar{\epsilon}_{adopté}$	$\bar{\epsilon}$	$\bar{\epsilon}_{adopté}$	$\bar{\epsilon}$	
12 cm	15 cm	20 cm	24 cm	125

- ferrailage du Poteau 50 x 50 du Bloc (A) et (B)



# FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'art A.15 du C.C.B.A 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Celles-ci seront donc ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP1 et SP2. Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de  $1,5 M (SP1)$  et  $M^{max} (SP2)$

Pour la détermination des sections d'aciers, on utilisera la méthode de M<sup>r</sup>. P. CHARON:

- Sous SP1  $\longrightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$
- Sous SP2  $\longrightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2$

## Méthode de Calcul:

On calcul  $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2}$  puis on tire  $E$  et  $K$  correspondantes à la valeur de  $\mu$  (Tab. P. charon).

- si  $\bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b'$  on aura une section sans armatures comprimées
- si  $\bar{\sigma}_b' > \bar{\sigma}_b'$  on aura une section avec armatures comprimées

### Section sans armatures comprimées

la section d'armatures tendues est donnée par  $A = \frac{M}{E h \bar{\sigma}_a}$

### Section avec armatures comprimées:

Deux cas peuvent se présenter:

1<sup>er</sup> cas : si  $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} \geq \frac{15(h-d')}{h+d'}$  on prendra  $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'}$

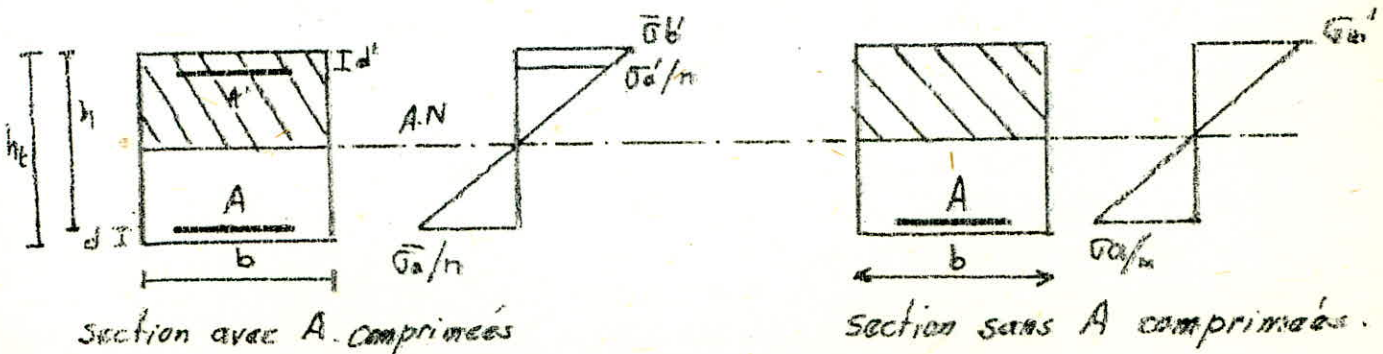
puis on tire des tableaux de P. CHARON les valeurs correspondantes de  $K$ ,  $\alpha$ ,  $\mu'$  et  $\epsilon$ .

On aura  $y_1 = \alpha h$ ;  $M_0 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b'$ ;  $\Delta M = M - M_0$

$$\bar{\sigma}_b'' = \bar{\sigma}_b' \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_a' = \frac{15 y_1 - d'}{y_1} \bar{\sigma}_b'$$

les sections d'armatures seront

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a'} \quad ; \quad A = \frac{M_0}{E h \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$





Si on a une traction des fibres supérieures ( $M \leq$  négatif)  
 $\Rightarrow$  section d'armatures supérieures :  $A_{sup}$ .  
Si on a une traction des fibres inférieures ( $M \leq$  positif)  
 $\Rightarrow$  section d'armatures inférieures :  $A_{inf}$ .  
calcul des armatures transversales :

les armatures transversales doivent équilibrer les efforts de traction qui se produisent après fissuration du béton (reprandre l'effort tranchant dans les poutres). Elles seront calculées à l'effort tranchant maximum.

### Contrainte de Cisaillement : (Art. 25.11 C.C.B.A 68)

la contrainte de cisaillement maximale est donnée par

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } z = \frac{7}{8} h \quad \begin{array}{l} b: \text{longueur de la poutre} \\ h: \text{hauteur utile.} \end{array}$$

### Contrainte de traction admissible : (Art. 25.12. C.C.B.A 68)

on a  $\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \cdot \bar{\sigma}_{an}$

$\gamma_{at} = 2/3$  s'il y a reprise de bétonnage

$\gamma_{at} = \max(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9\bar{\sigma}_b'} ; 2/3)$  s'il n'y a pas reprise de bétonnage

Pour pouvoir utiliser des atriars et des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne (verticaux) il faut limiter la contrainte admissible de cisaillement à

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

$$\bar{\sigma}_b \leq (4,5 - \frac{\bar{\sigma}_b'}{\bar{\sigma}_b'}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b' \leq \bar{\sigma}_b' \leq 2\bar{\sigma}_b'$$

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

on doit utiliser en plus des barres inclinées.

Et si  $\bar{\sigma}_b > 5\bar{\sigma}_b$  il faut changer la section du béton.

### Espacement :

R.P.A 81  $\rightarrow$  en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires  $s \leq \min(\frac{h}{4}, 12\phi)$

En dehors de la zone nodale :  $s \leq \frac{h}{2}$

C.C.B.A 68  $\rightarrow \bar{E} = \max((1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b'}) h ; 0,2 h)$

la valeur de  $\phi$  à prendre (pour le calcul de l'espacement admissible) est le plus petit diamètre trouvé par calcul. Et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le plus petit diamètre trouvé pour les aciers comprimés.

Poutres 30x40 : % minimum du R.P.A =  $0,3\% \cdot 30 \times 40 = 3,6 \text{ cm}^2$   
 % maximum =  $2,5\% \cdot 30 \times 40 = 30 \text{ cm}^2$   
 longueur de la zone nodale :  $l' = 2ht = 80 \text{ cm}$

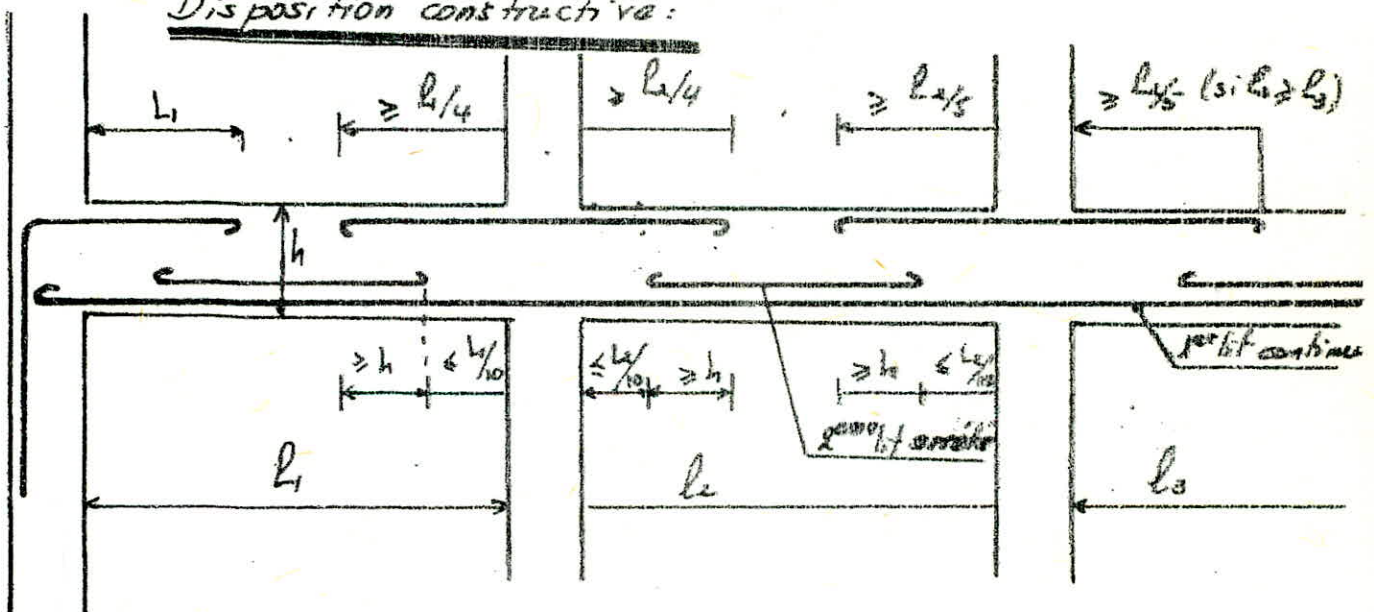
Poutres 40x40 : % minimum du R.P.A =  $0,3\% \cdot 40 \times 40 = 4,8 \text{ cm}^2$   
 % maximum =  $2,5\% \cdot 40 \times 40 = 40 \text{ cm}^2$   
 longueur de la zone nodale :  $l' = 2ht = 80 \text{ cm}$

Poutres 30x50 : % minimum du R.P.A =  $0,3\% \cdot 30 \times 50 = 4,5 \text{ cm}^2$   
 % maximum =  $2,5\% \cdot 30 \times 50 = 37,5 \text{ cm}^2$   
 longueur de la zone nodale :  $l' = 2ht = 100 \text{ cm}$

Poutres 30x70 : % minimum du R.P.A =  $6,3 \text{ cm}^2$   
 % maximum du R.P.A =  $52,5 \text{ cm}^2$   
 longueur de la zone nodale :  $l' = 140 \text{ cm}$

Poutres 40x60 : % minimum du R.P.A =  $7,2 \text{ cm}^2$   
 % maximum du R.P.A =  $60 \text{ cm}^2$   
 longueur de la zone nodale :  $l' = 120 \text{ cm}$

Disposition constructive :



R.P.A : Longueur des chapeaux  $L_1 \geq 50\phi$

Bloc C''

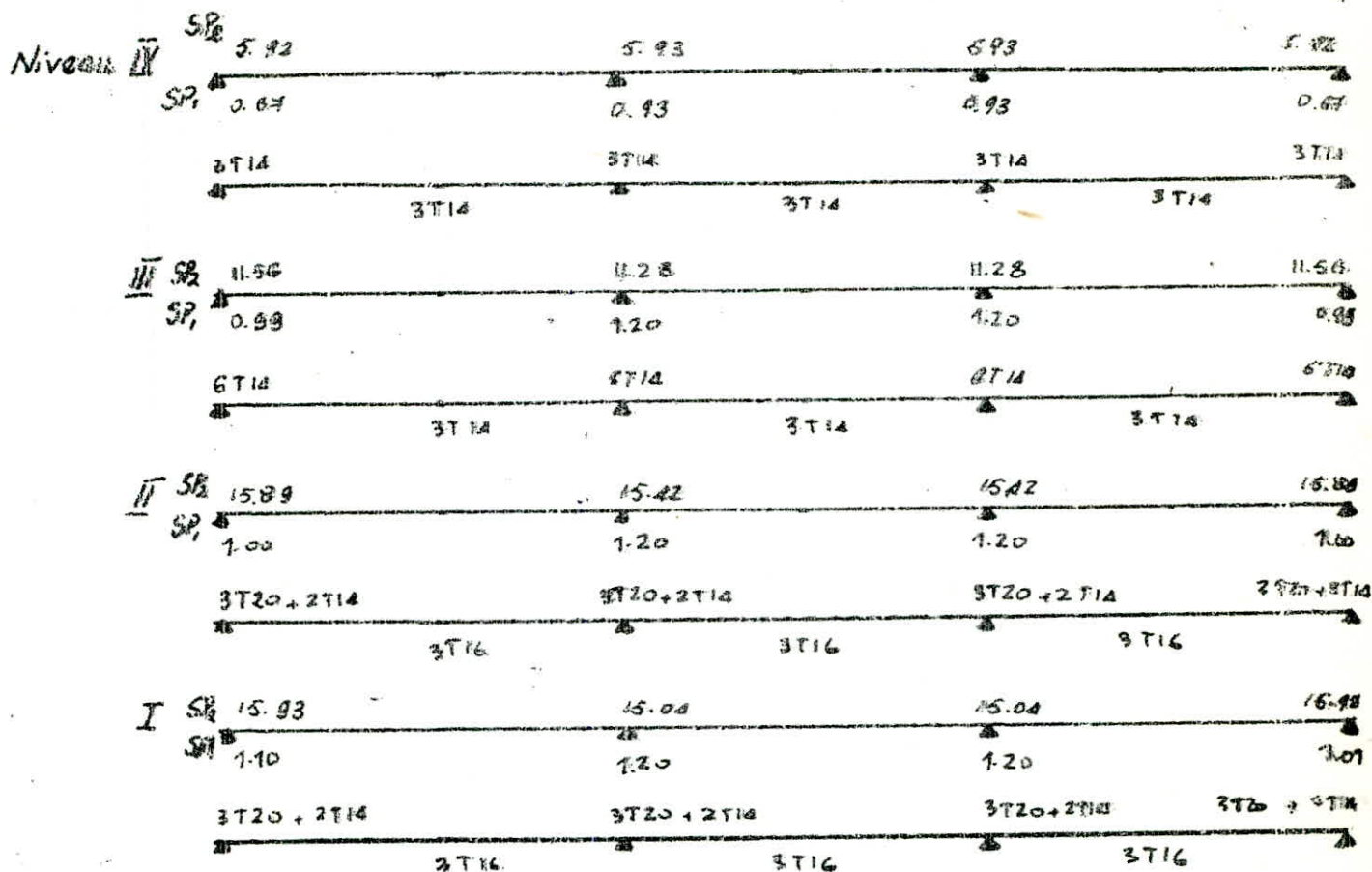
a/ Portique longitudinal GG: (poutre 40x40)

Niveau	SP <sub>2</sub>	SP <sub>1</sub>	GT <sub>14</sub>	GT <sub>16</sub>	GT <sub>18</sub>	GT <sub>20</sub>	GT <sub>22</sub>	GT <sub>24</sub>
Niveau IV	4.67	8.90	8.05	8.05	8.95	8.14	2.85	
	1.83	2.87	2.88	2.28	2.28	5.43		
	4T14	6T14	4T14	4T14	4T14	6T14	4T14	
Niveau III	11.69	16.65	15.27	15.27	15.27	12.74	0.89	
	1.89	3.69	2.88	2.88	2.88	4.48	2.60	
	6T16	8T16	6T16	6T16	6T16	8T16	6T16	
Niveau II	16.09	23.48	21.77	21.77	21.97	24.25	15.98	
	1.94	3.70	2.88	2.88	2.88	4.49	2.57	
	4φ20	4φ20 + 1φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20	
Niveau I	12.05	20.34	18.14	18.04	18.14	20.14	16.29	
	1.99	3.70	2.88	2.88	2.88	4.50	2.67	
	4φ20	4φ20 + 1φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20	4φ20	4φ20 + 2φ20	4φ20	

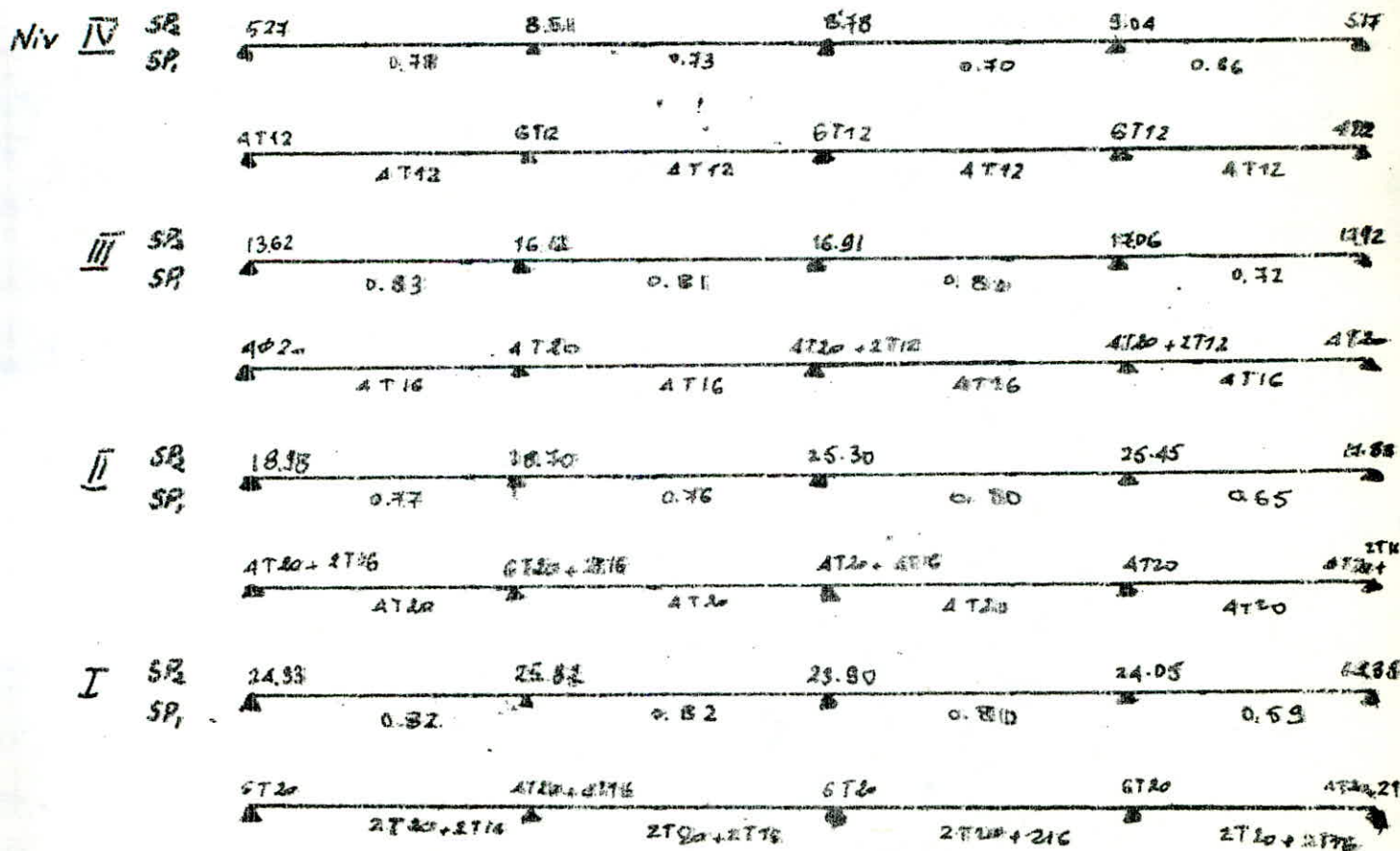
N.B: les armatures en travées : les moments en travées sont faibles par rapport aux moments sur appuis, donc on calcule seulement les armatures en appuis et celles en travées seront égales au moins à la moitié des armatures en appuis

On ne va donner qu'un seul exemple pour le calcul et le choix des armatures (vu le nombre limité de page) pour les autres on va donner les résultats

b/ portique transversal 6-6: (Poutre 30x40)

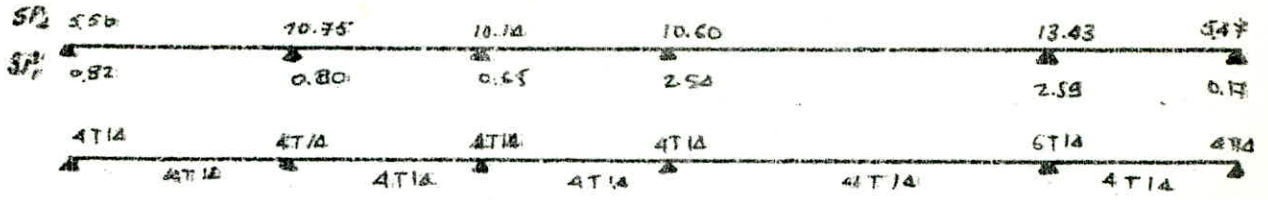


Bloc (B) a/ Portique Longitudinal B-B (Poutre 40x40)

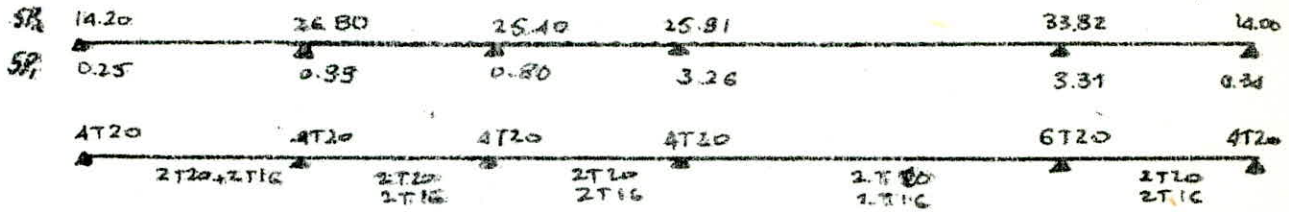


b/ Portique longitudinal D.D (Poutre 40x60). Bloc (A)

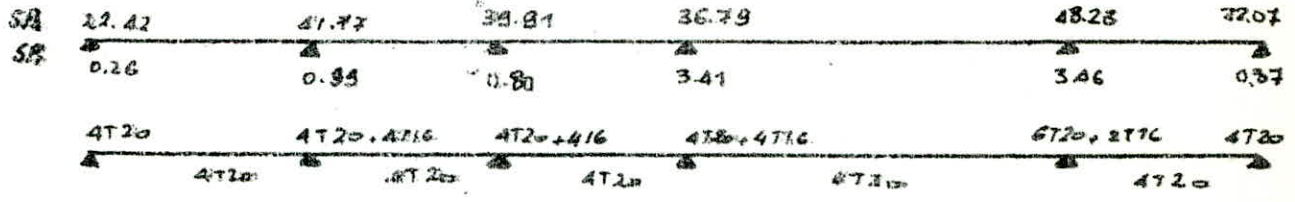
Nov IV



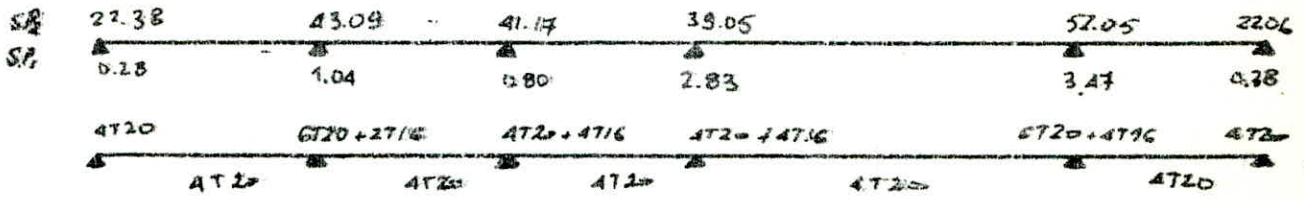
III



II

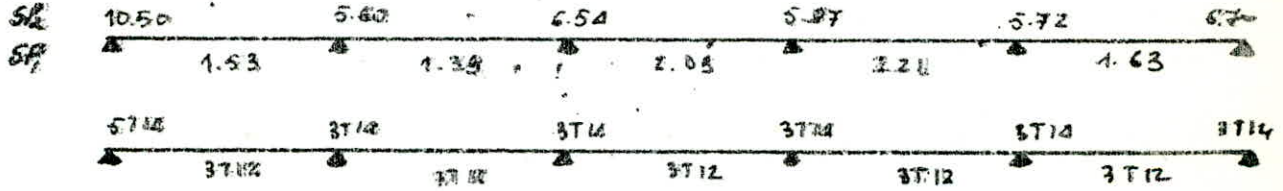


I

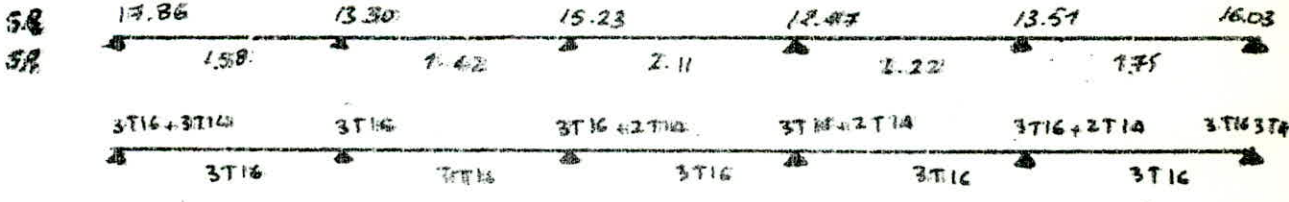


c/ Portique transversal 12.12 (Poutre 30x50). Bloc (B)

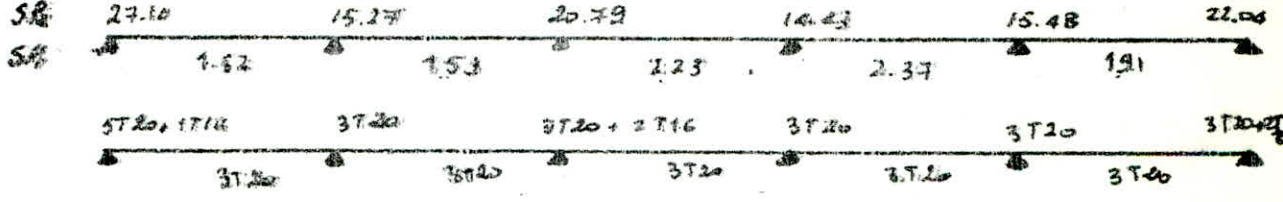
Nov IV



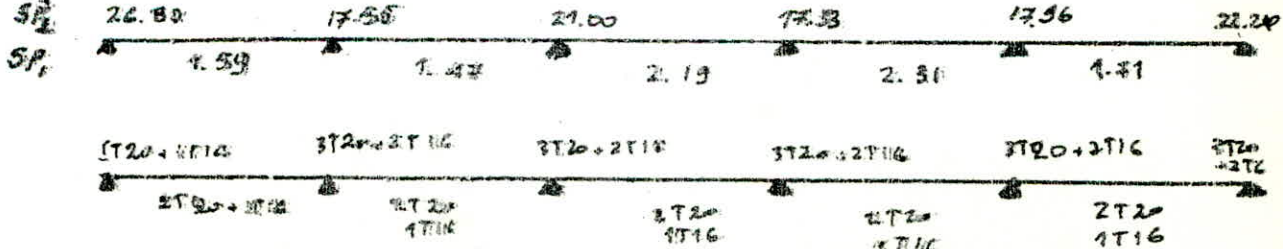
III



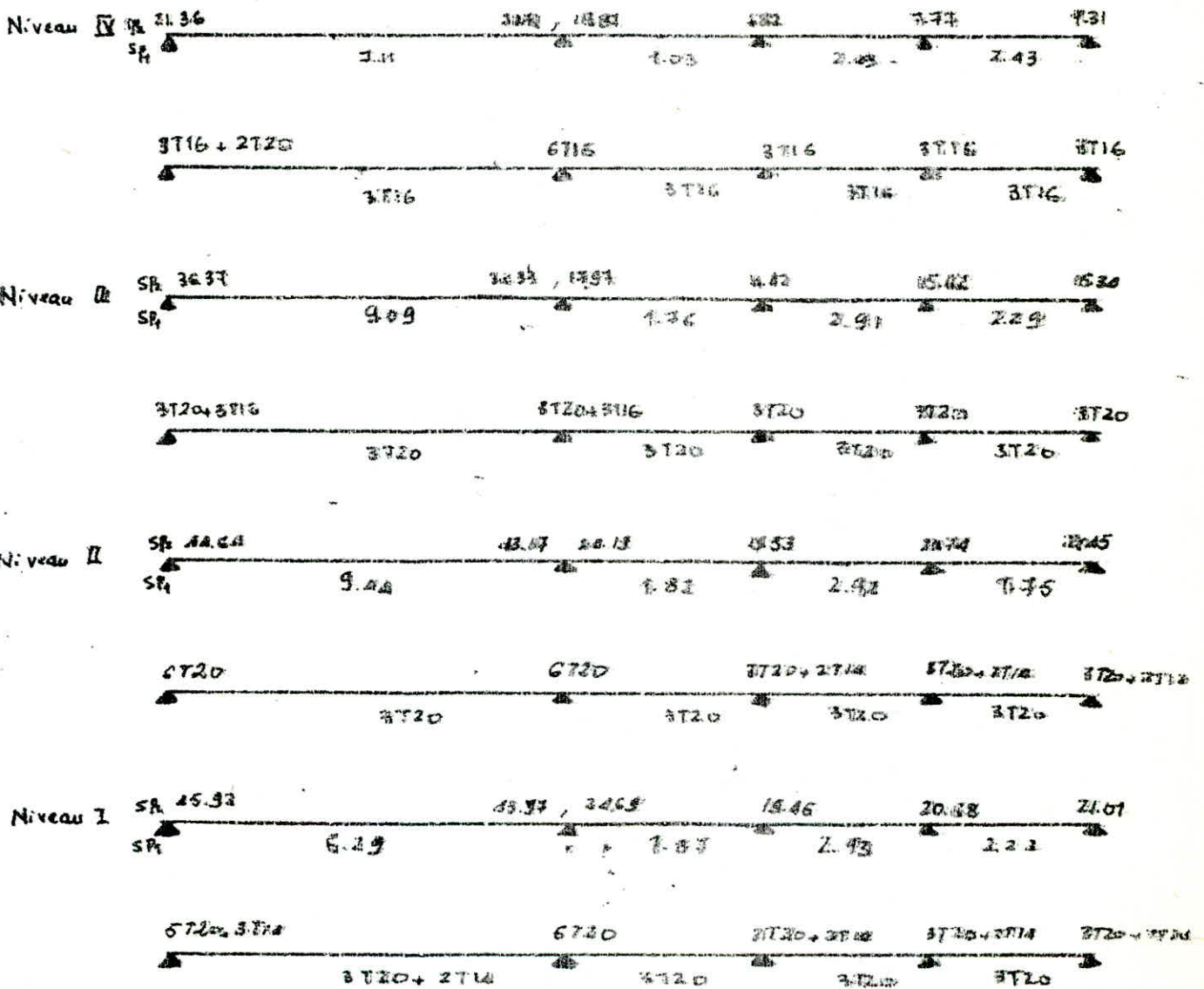
II



I



d/ Portique transversal II-V (Poutre 30x70 pour les travées 1-2)  
(poutre 30x50 pour les autres)



## Verifications

### verification des contraintes:

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_a &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b' &= 205,5 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \text{ sous } S.F_2$$

Bloc (C) Portique longitudinale G-G (40x40)						Portique transversale G-G (30x40)				
Niveau	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$
IV	9.12	9.23	-	113.28	3117.26	5.93	4.62	-	113.01	3361.91
III	16.74	16.08	-	133.63	3382.35	11.56	9.23	-	173.70	4005.16
II	23.48	21.92	6.16	142.31	3476.65	15.89	15.45	4.62	176.48	3326.55
I	20.34	15.64	4.52	190.26	4162.20	15.93	"	"	176.93	3334.19

Bloc (A) Portique long. B-B (40x40)						Bloc (A) Portique long. D-D (40x60)				
Niveau	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$
IV	9.04	6.78	-	124.83	4139.27	13.43	9.23	-	80.46	2581.85
III	17.06	14.82	-	181.38	3721.53	33.32	18.84	-	155.98	3632.59
II	28.70	21.92	12.56	203.35	4190.05	48.23	22.86	4.52	194.53	4188.09
I	25.82	20.60	12.56	188.84	4000.20	52.05	26.88	"	200.24	3999.51

Bloc (A) et (B) Portique transv. 12-12 (30x50)						Portique transv. 11-11 30x (50,70)				
Niveau	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$	M (tm)	A (cm <sup>2</sup> )	A' (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a$
IV	10.50	7.70	-	111.48	3335.70	21.36	12.31	-	106.11	2974.08
						18.87	12.06	-	172.42	3920.94
III	17.86	10.65	-	169.89	4173.01	36.37	15.45	-	167.45	4085.20
						17.91	"	-	152.09	2957.82
II	27.14	17.71	9.42	172.01	3791.4	44.64	18.84	-	192.90	4165.91
						24.19	"	9.42	150.77	3186.17
I	26.80	16.83	9.42	172.25	3930.71	45.92	20.37	-	193.84	3984.71
						24.69	18.84	9.42	153.88	3252.85

On calcule la position de l'axe neutre : equation du Moment statique par rapport à l'axe neutre.

$$\frac{b}{3} y^3 - nA(h-y)^2 + nA'(y-d')^2 = 0 \Rightarrow \frac{b}{30} y^3 + (A+A')y - Ad' - Ah = 0 \rightarrow \theta$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + nA'(y-d')^2 + nA(h-y)^2 \rightarrow \theta = \frac{M}{I}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \theta \cdot y \quad ; \quad \bar{\sigma}_a' = n\theta(y-d') \quad ; \quad \bar{\sigma}_a = n\theta(h-y) \quad \underline{n=15}$$

## Armatures transversales

Si  $\sigma_b^{max} < 2.5 \bar{\sigma}_b = 22.13 \text{ kg/cm}^2$  (S.R) avec  $\bar{\sigma}_t = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma} = 7/8 h$

$\sigma_b^{max} = \frac{I_{max}}{b \cdot \bar{\sigma}} = \begin{cases} \text{S.R. : 7.13} \\ \text{S.R. : 13.16} \end{cases} \text{ kg/cm}^2$  on pourra utiliser des armatures droites  $\sigma_b^{max} = 10.92 \text{ kg/cm}^2$

Bloc ② Part. Long (G-G)

Niveau	A <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	T <sub>max</sub> (kg)	t	t <sub>choi</sub>		F	
				Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
IV	4φ8	8.99	13.27	9	9 + S.C	9	18
III	4φ10	14.02	16.81	"	"	"	"
II	"	17.84	19.31	"	"	"	"
I	"	16.10	14.74	"	"	"	"

Partique transversal (G-G)

A <sub>t</sub>	T <sub>max</sub>	t	t <sub>choisi</sub>		F	
			Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
4φ6	4.59	18.61	9	9 + S.C	9	18
4φ8	7.91	19.21	"	"	"	"
"	10.32	14.72	"	"	"	"
"	10.22	14.87	"	"	"	"

$\sigma_b^{max} = 13.16 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_b^{max} = 12.55 \text{ kg/cm}^2$

Bloc ② Partique Long B-B

Niveau	A <sub>t</sub>	T <sub>max</sub>	t	t <sub>ch</sub>		F	
				Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
IV	4φ8	6.26	13.65	9	9 + S.C	9	18
III	4φ10	16.58	9.17	"	"	"	"
II	"	15.89	9.56	"	"	"	"
I	"	15.73	9.66	"	"	"	"

Bloc ② Partique Long D-D

A <sub>t</sub>	T <sub>max</sub>	t	t <sub>ch</sub>		F	
			Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
4φ6	7.22	18.4	13	13 + S.C	14	28
4φ8	15.83	14.93	"	"	"	"
4φ10	23.90	15.45	"	"	"	"
"	24.60	15.01	"	"	"	"

$\sigma_b^{max} = 14.31 \text{ kg/cm}^2 < 22.15 \text{ kg/cm}^2$

SP<sub>2</sub>: (Poutre 30x50)  $\sigma_b^{max} = 14.76 \text{ kg/cm}^2$   
 SP<sub>2</sub>: ( " 30x70)  $\sigma_b^{max} = 9.86 \text{ kg/cm}^2$   
 SP<sub>1</sub>: (Poutre 30x50)  $\sigma_b^{max} = 6 \text{ kg/cm}^2 < 1$   
 SP<sub>1</sub>: (Poutre 30x70)  $\sigma_b^{max} = 12.15 < 14$

Bloc ② Partique transv. 12-12

Niveau	A <sub>t</sub>	T <sub>max</sub>	t	t <sub>choi</sub>		F	
				Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
IV	4φ6	7.31	14.93	11	11 + S.C	11.5	23
III	4φ8	14.03	13.84	"	"	"	"
II	4φ10	18.55	18.32	"	"	"	"
I	"	17.28	17.55	"	"	"	"

Partique transv 11-11

A <sub>t</sub>	T <sub>max</sub>	t	t <sub>choi</sub>		F	
			Z.N	Z.C	Z.N	Z.C
4φ8	13.39 S.R	13.87	13	13 + S.C	16.5	33
4φ10	7.25 "	27.89	11	"	11.5	23
"	17.08 "	16.99	16	16 + S.C	16.5	33
"	14.82 S.R	21.03	11	"	11.5	23
"	17.07 S.R	17.00	16	16 "	16.5	33
"	17.64 S.R	17.18	11	"	11.5	23
"	17.04 S.R	17.01	16	16 "	16.5	33
"	17.77 S.R	17.05	11	"	11.5	23



Regle pratique de Coquat pour la repartition  
des cadres

Elle consiste à prendre pour écartement des armatures transversales, dans le cas d'une poutre supportant une charge uniformément répartie, la suite des nombres:

7, 8, 9, 11, 13, 16, 20, 25, 30, 40

Le premier nombre à retenir correspond à l'écartement à l'appui et on répète ensuite chacun des intervalles indiqués ci-dessus autant de fois qu'il ya de mètres dans la demi-portée. Les cadres seront disposés symétriquement par rapport au milieu de la poutre

D'après le R.P.A on a un espacement de:

- en zone nodale:

$$\beta = \min \left( \frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

$$\beta = 9 \text{ cm pour les poutres } 30 \times 40$$

$$\beta = 11.5 \text{ cm pour les poutres } 30 \times 50$$

$$\beta = 16.5 \text{ cm pour les poutres } 30 \times 70$$

$$\beta = 9 \text{ cm pour les poutres } 40 \times 40$$

$$\beta = 14 \text{ cm pour les poutres } 40 \times 60$$

- en zone courante:  $\beta' = h/2$

La longueur de la zone nodale:

$$l' = 2h_e$$

Verification de la condition de non fragilité'

(art 52 c.c.B.A 68)

$$A \geq 0.69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{an}} = 2.93 \text{ cm}^2$$

Verifié pour la plus défavorable donc elle est vérifiée pour toutes les poutres

Verification de la fissuration :

Pour les barres d'aciers dont le diametre est superieur a 10mm la contrainte  $\bar{\sigma}_2$  (fissuration accidentelle ou non systematique) est inferieur a 2800 kg/cm<sup>2</sup>

Pour  $\phi = 10\text{mm} \implies \bar{\sigma}_2 = 2832 \text{ kg/cm}^2$   
 donc pour qu'il n'y ait pas de risque de fissuration il faut que  $\bar{\sigma}_1$  soit superieure a  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_1 \rightarrow$  pour la fissuration systematique.

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{(1+10\tilde{\omega}_f)} \geq \bar{\sigma}_a$$

$$\implies \tilde{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{K\eta - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \tilde{\omega}_{f_0} \implies A_0 = B_f \cdot \tilde{\omega}_{f_0}$$

$A_0$  : etant la section minimale pour qu'il n'y ait pas risque de fissuration

on a  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ ,  $K = 1,5 \cdot 10^6$ ,  $\eta = 1,6$  (acier H.A.)  
 $\phi$  en mm.

pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = 12\text{mm} \implies A_0 = 2,27 \text{ cm}^2 \\ \phi = 14\text{mm} \implies A_0 = 4,09 \text{ cm}^2 \\ \phi = 16\text{mm} \implies A_0 = 5,51 \text{ cm}^2 \\ \phi = 20\text{mm} \implies A_0 = 7,30 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Verifiees.

Verification de la fleche :

$$* h_e \geq \frac{l_{\max}}{16} = \frac{7,00}{16} = 43,75 \text{ cm}$$

$$* h_e \geq \frac{M_e}{10M_0} l \quad \text{verifiee car } \frac{M_e}{M_0} < 1$$

$$* A \leq \frac{43}{\sigma_{ad}} b h_i = 20,27 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiee.}$$

puisque les trois (3) conditions sont verifiees pour la plus defavorable des poutres donc il est inutile de faire la justification de fleche.

Verification des armatures inferieures :

aux appuis la section des armatures inferieures doit satisfaire l'egalite suivante.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

Maintenant le moment dans la section d'appui pris avec son signe.

Dans tous les cas, cette condition est vérifiée.

Condition de non écrasement du béton (art 30.62 CCBA)

On vérifie que

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{4}\right) \gamma$$

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

$$\bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

si  $\gamma = 1$  c.a.d que la barre courbée est isolée ou fait partie d'un ensemble de barres courbées disposées en  $\frac{1}{2}$  la

$$r \geq 12,27 \text{ cm} \text{ et } r > 6\phi \Rightarrow r > 12,27 \text{ cm}$$

$$\text{si } \gamma = \frac{5}{3} \Rightarrow r \geq 20,45 \text{ cm} \text{ et } r > 10\phi \Rightarrow r \geq 20,45 \text{ cm}$$

Condition de non entraînement des armatures aux appuis

la contrainte d'adhérence du béton est de

$$\bar{\sigma}_{ad} = \frac{T}{z \cdot P_{ui}} \cdot \frac{A_i}{A} \quad (z: \text{ bras de levier}; z = \frac{7}{8} h)$$

avec  $A$ : section totale des armatures tendues ( $\text{cm}^2$ )  
 $A_i$ : section d'une barre "i" ou d'un paquet de barres (cm)

la contrainte d'adhérence admissible est:

$$\bar{\sigma}_{ad} = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

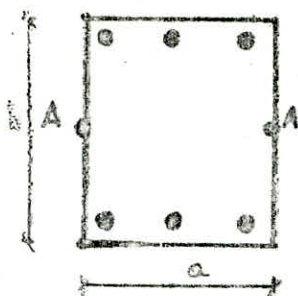
la contrainte maximale qu'on peut avoir est

$$\bar{\sigma}_{ad}^{\max} = 14,5 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_{ad} = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

donc la condition de non entraînement des armatures aux appuis est vérifiée.

Verification des poutres soumises à la torsion

(poutre - noyée)



la contrainte tangente de torsion est maximale au milieu des grands cotés (points A).  
D'après la théorie de l'élasticité sa valeur est donnée par  $\tau_{0bm} = \frac{K M_t}{a^2 b}$  pour une

section rectangulaire

$M_t$ : Moment de torsion agissant dans la section  
 $K$ : coefficient qui dépend du rapport  $\frac{b}{a}$  (Tableau P.Cn)

puisque la section est pleine, conformément à l'annexe 5 du C.C.B.A 68, on définit les quantités suivantes:

$$\% \text{ d'armatures longitudinales} = \frac{\text{Section des armat. Longit}}{\text{Section du béton de la section}}$$

$$\% \text{ d'armatures transversales} = \frac{\text{Volume des armat. transversales}}{\text{Volume du béton de la pièce}}$$

$$\text{Si } \frac{b}{a} \leq 3.5 \implies \tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t = \frac{a+b}{3b} \frac{\tau_{0bm}}{\sigma_a}$$

$$\text{Si } \frac{b}{a} > 3.5 \implies \tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t = \frac{3}{7} \frac{\tau_{0bm}}{\sigma_a}$$

$$\text{pour notre cas on a } \frac{b}{a} = \frac{60}{40} = 1.5 < 3.5$$

On trouve  $\tilde{\omega}_l = \tilde{\omega}_t$  (très faible)  $\ll$  Armatures

de la poutre considérée, donc le ferrailage adopté peut s'opposer à cette torsion.

# ETUDE de la SALLE des MACHINES EN CHARPENTE METALLIQUE

## I. Etude au vent.

### Introduction:

l'étude de la résistance et de la stabilité d'une construction sous l'action des surcharges climatiques doit être faite obligatoirement sous l'action des surcharges normales et extrêmes.

### Action due au vent:

l'action globale due au vent est

$$q = q_0 \cdot K_s \cdot K_h \cdot \delta \cdot C \cdot \beta \quad [\text{kg/m}^2]$$

$q_0$ : pression dynamique de base, elle dépend de la région; On peut la déterminer par la relation suivante.

$$q_0 = \frac{v^2}{1630} \quad q_0 \quad [\text{kg/m}^2] \quad v \quad [\text{m/s}]$$

lieu d'implantation de la construction: Kouba (Alger)  
zone II  $\implies$  On prend

pour le cas extrême:  $q_0 = q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$   
on multiplie  $q_0$  par 1.75.

### Calcul des différents coefficients:

#### \* effet de site: $K_s$ :

Site normal (région II)  $K_s = 1$  (N.V 65. art 12.42)

#### \* effet de hauteur $K_h$ :

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

Soit  $q_H$ : pression dynamique agissant à la hauteur  $H$  au dessus du sol

$q_{10}$ : pression dynamique de base à 10 m de hauteur

pour  $0 < H < 500 \text{ m}$  on a la relation suivante.

$$K_h = 2.5 \frac{H+18}{H+60}$$

$$h \approx 20 \text{ m} \implies K_h = 2.5 \frac{20+18}{20+60} \approx 1.19$$

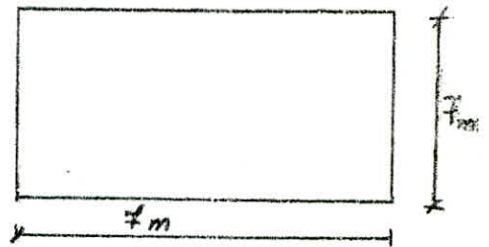
\* Effet de dimension  $\delta$ :

les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un élément de construction peuvent être affectés d'un coefficient de réduction ( $\delta$ ) qui est donné par un diagramme (N.V.65) en fonction de la plus grande dimension ; de la surface offerte au vent intéressant l'élément considéré de la cote  $H$  à l'élément considéré.

$H < 30 \rightarrow$  (N.V.65 fig R.III.2)  $\Rightarrow \delta = 0.70$

\*\* forme de la construction : C

notre structure est à base rectangulaire.



\* Actions Extérieures :

face au vent :  $C_e = +0.8$   
face sous le vent :  $C_e = -0.5$

\* Actions Intérieures :

face au vent :  $C_i = +0.3$  (surpression)  
face sous le vent :  $C_i = -0.3$  (suction)

donc  $C = C_e - C_i = 1.1$

\*\*\*

Coefficient de majoration dynamique  $\beta$ :

Pour tenir compte des effets dynamiques du vent, on multiplie la pression dynamique normale par le coefficient de l'action d'ensemble à chaque niveau par un coefficient de majoration dynamique  $\beta$ . Ce coefficient est donné par :

$\beta = \theta (1 + \zeta \zeta_0)$  Cas du vent normal

} : coefficient de réponse donné en fonction de la période  $T$  du mode fondamental d'oscillation ; il dépend du type de la structure  $T = 0.1 \frac{H}{\sqrt{L}} = 0.1 \cdot \frac{20}{7} = 0.31 \approx 0.3$

$\zeta_0 = 0.345$  ,  $\theta = 0.7$

cas normal :  $\beta = \theta (1 + \zeta \zeta_0) = 0.7 \cdot 1.2 = 0.84 \rightarrow$  prendre  $\beta = 1.00$

cas extrême :  $\beta' = (\frac{\theta}{2} + 0.5) \theta (1 + \zeta \zeta_0) = 0.66 \rightarrow$  prendre  $\beta' = 1.00$

$\beta$  et  $\beta'$  étant inférieures à 1, alors on prend  $\beta = 1$  (N.V.65 art 1.511)

\* Action globale du vent :  $Q$  : l'action globale au sommet du bat est

face au vent :  $q = q_0 \cdot K_s \cdot K_d \cdot \delta \cdot C \cdot \beta = 64.14 \text{ kg/cm}^2$

face sous le vent :  $q = 46.66 \text{ kg/cm}^2$

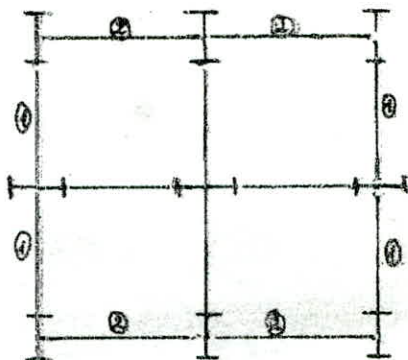
## II Etude de la salle des machines

### évaluation de la charge

$$G = 350 \text{ kg/m}^2$$

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

Poutre : I.P.E 180  
Poteau : HEA 160



### \* Etude de la poutre I.P.E 180

$$q = (4/3 G + 3/2 P) l = (4/3 \cdot 350 + 3/2 \cdot 100) \cdot 3.50 = 2158.33 \text{ kg/ml}$$

I.P.E 180 :  $h = 180 \text{ cm}$  ;  $I_x = 1317 \text{ cm}^4$

#### • Verification de la resistance :

$$\sigma = \frac{M \cdot U}{I} \quad \text{avec} \quad M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{2158.33 \cdot 3.5^2}{8} = 3304.95 \text{ kg.m}$$

$$\frac{I_x}{V_x} = 146 \text{ cm}^3 \Rightarrow \sigma = \frac{M \cdot U}{I_x} = 2263.66 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}}$$

#### • Verification au cisaillement : on verifie

$$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma}{1.54} \quad (\text{formule simplifiée CM66 art 3.32})$$

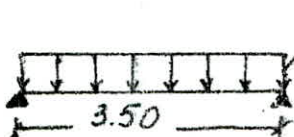
$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{2158.33 \cdot 3.5}{2} = 3777.08 \text{ kg}$$

$$\frac{T}{A_a} = \frac{3777.08}{0.53 \cdot 14.6} = 488.12 \text{ kg/cm}^2 < 1558.4 \text{ kg/cm}^2$$

• La verification au derolement n'est pas necessaire car la poutre est entretoisee par la dalle.

### \* Etude des pannes I.P.E 140

$$q = (4/3 G + 3/2 P) \cdot l = (4/3 \cdot 350 + 3/2 \cdot 100) \cdot 1.20 = 740 \text{ kg/ml}$$



I.P.E 140 :  $I_x = 541 \text{ cm}^4$   
 $h = 14 \text{ cm}$   
 $\frac{I_x}{V_x} = 77.3 \text{ cm}^3$

#### • Verification de la resistance :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1133.13 \text{ kg.m} \quad (q = 740 \text{ kg/ml} ; l = 3.50)$$

et  $\sigma = \frac{M_U}{I} = \frac{1133.13 \cdot 10^3}{77.3} = 1465.89 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2600 \text{ kg/cm}^2$

Verification au cisaillement:

$\frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma}{1.54}$  on a  $T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{7.40 \cdot 3.5}{2} = 1295 \text{ kg}$

et  $\frac{T}{A_a} = \frac{1295}{0.47 \cdot 11.2} = 246.81 \text{ kg/cm}^2 < 1558.4 \text{ kg/cm}^2$

Etude des poteaux:

l'effort normal agissant sur le poteau est:  $N = 2 \cdot 3777.08 + 2 \cdot 1295 = 10144.16 \text{ kg}$

donc  $N = 10.144 \text{ t}$

On a des poteaux: HEA 160 dont les caracteristiques sont les suivantes:

$A = 38.8 \text{ cm}^2$      $J_x = 1673 \text{ cm}^4$      $\frac{J_x}{V_x} = 220 \text{ cm}^3$      $i_x = 6.57 \text{ cm}$   
 $J_y = 616 \text{ cm}^4$      $\frac{J_y}{V_y} = 77 \text{ cm}^3$      $i_y = 3.98 \text{ cm}$

Sur le poteau on a une compression simple.

Verification de la resistance: on verifie  $\frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{adm}}$

$\frac{N}{A} = \frac{10144}{38.8} = 261.44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

Verification de la stabilite': on verifie  $k \frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{adm}}$

la longueur de flambement  $l = l_0 = 3.50 \text{ m}$ .

$\lambda_x = \frac{l}{i_x} = \frac{350}{6.57} = 53.27$

$\lambda_y = \frac{l}{i_y} = \frac{350}{3.98} = 87.94$

et  $\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = \lambda_y = 87.94 \rightarrow k = 1.604$

et  $k \frac{N}{A} = 419.36 \text{ kg/cm}^2 < 420 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$

$k$ : coefficient de flambement en fonction de l'elancement.



Etude de la palée de stabilité:

Effort horizontal: comme effort horizontal on prend l'effort du vent.

Actions globales du vent

face au vent:  $q_1 = 64.14 \text{ kg/m}^2$

face sous le vent:  $q_2 = 46.66 \text{ kg/m}^2$

et  $q_{\text{ext}} = 1.75 q \Rightarrow q_{1,\text{ext}} = 112.245 \text{ kg/m}^2$

$q_{2,\text{ext}} = 81.655 \text{ kg/m}^2$

Pour résister à l'effort horizontal, on place des contreventements, dans les 2 directions.

Verification de la palée dans le sens longitudinal:

$F = 112.25 \times 7.00 \times 3.5 \times 0.5 = 1.375 \text{ t}$

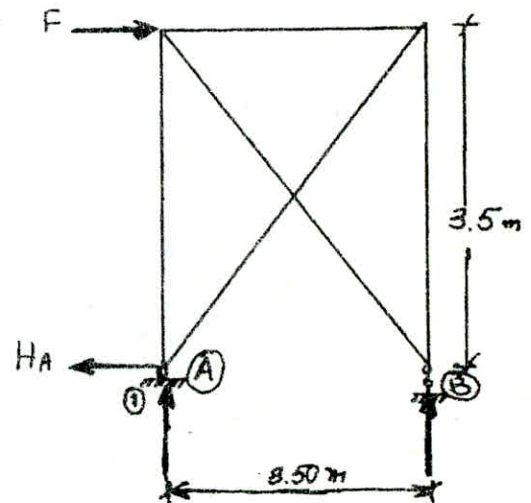
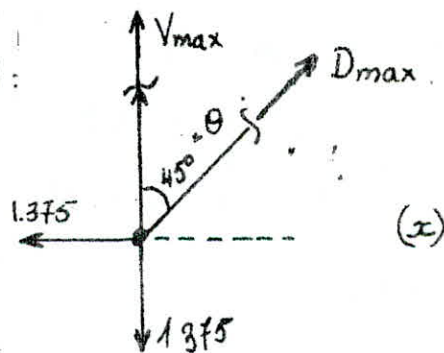
$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow V_A \cdot 3.5 + F \cdot 3.5 = 0$

$\Rightarrow V_A = -F = -1.375 \text{ t}$

donc  $V_A = -1.375 \text{ t}$   
 $H_A = +1.375 \text{ t}$

$V_A + V_B = 0 \Rightarrow V_A = -V_B$

Nœud ①:



$D \cos \theta = 1.375$

$\Rightarrow D = \frac{1.375}{\cos 45^\circ} = \sqrt{2} \times 1.375 = 1.9$

et  $V_{\text{max}} + D_{\text{max}} \sin \theta = 1.375$

$\Rightarrow V_{\text{max}} = 1.375 - 1.9 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2} = 0 \Rightarrow V_{\text{max}} = 0$

Dimensionnement des barres de contreventement:

a/- Barres comprimées:  $N = 1.945 \text{ t}$ ;  $l_f = 0.9 l_0 = 0.9 \times \frac{4.95}{2} = 2.23$

$\frac{l}{i} \leq 200 \Rightarrow i \geq \frac{l}{200} = \frac{2.23}{200} = 1.115 \text{ cm}$

$\lambda = 200 \Rightarrow k = 6.28$  (CM66 tableau 13.411.0e 24)

$A \geq K \cdot \frac{N}{\sigma_{\text{ten}}} = 6.28 \cdot \frac{1945}{2400} = 5.09 \text{ cm}^2$

On prend donc des cornières JL 40 x 40 x 4

$$A = 6.96 \text{ cm}^2 > 5.09 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = 1.21 \text{ cm} > 1.115 \text{ cm}$$

b/ Barres tendues:  $\lambda < \lambda_{lim} = 400$

$$\text{donc } \frac{N}{A} < \sigma_{en.}$$

Verification de la palee de stabilité: sens transversal

On prend les mêmes dimensions  $\Rightarrow$  même type de contreventement.

### les assemblages:

Assemblage Poteau - Poutre:

dans ce portique, les poutres sont considérées comme articulées aux poteaux car dans le cas des palees de stabilité triangulées, il n'est pas nécessaire d'avoir recours aux encastremets des poutres sur les poteaux à moins que l'on cherche par ce procédé, à diminuer la réformbée des poutres et l'épaisseur des planchers dans le cas (articulation), les attaches par cornières equerres sont considérées comme des articulations

Les avantages des systemes articulés - contreventés sont:

- \* Les nœuds qui sont de conception simple, de coût peu élevé et de réalisation aisée.
- \* La rapidité et la simplicité du montage due à la conception simple des assemblages; cela peut représenter un gain appréciable sur la durée de montage de l'ossature métallique par rapport à d'autres systemes de construction.
- \* Les poteaux sont sollicités essentiellement par des charges centrées; les excentricités des points d'appui des poutres sur les poteaux sont faibles ou nulles. Ceci est favorable pour le dimensionnement des poteaux.

Les disadvantages des systemes articulés contreventés sont:

- \* la nécessité de contreventer verticalement, transversalement, et longitudinalement le bâtiment par 3 contreventement au moins. Cette nécessité du contreventement peut souvent entrer en conflit avec les contraintes d'utilisation des locaux ou architecturales.
- \* la hauteur des poutres (sommiers) peut être importante car elles ne bénéficient pas d'un effet favorable de continuité ou d'encastrement dans les poteaux (colonnes) pour la reprise des charges verticales, ce peut être un inconvénient majeur dans certains cas; lorsque la hauteur des planchers est limitée.

1°/ Assemblage à l'âme du poteau:

assemblage de la poutre @ sur le Poteau

avec les mêmes boulons à l'aide d'attaches cornières  
equerras.

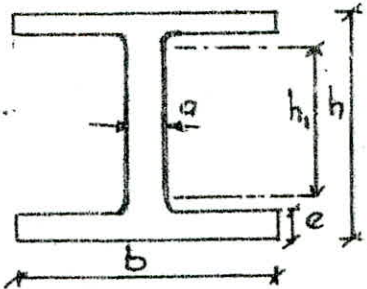
Poutre: I.P.E 180

Poteau: H.E.A 160

caracteristiques geometriques:

Poteau H.E.A 160

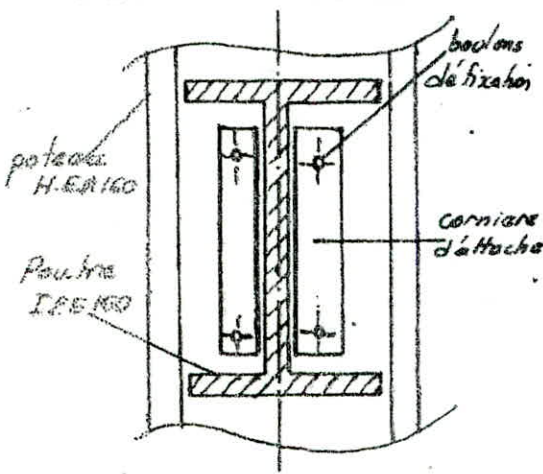
$h = 15.2$  cm  
 $h_1 = 10.4$  cm  
 $b = 16$  cm  
 $a = 0.6$  cm  
 $e = 0.95$  cm



Poutre I.P.E 180

$h = 18$  cm  
 $h_1 = 14.6$  cm  
 $b = 9.1$  cm  
 $a = 0.53$  cm  
 $e = 0.80$  cm

Detail de fixation: (On a  $h_1$  (poteau)  $>$   $b$  (poutre))



au nœud d'assemblage on a les efforts  
suivants qui sont transmis par les  
poutres:

$$M = 0$$

$$N = 1.38 \text{ t} \quad (\text{Com pression})$$

$$T = 3.78 \text{ t}$$

les efforts de compression de les poutres  
sont des efforts de traction dans les  
boulons qui assemblent les cornieres  
aux poteaux.

assemblage: Corniere - poutre: cet assemblage est réalisé par  
2 boulons ordinaires qui sont sollicités par 2 efforts de  
cisaillement perpendiculaires, l'un du à (N), l'autre  
du à T.

$$T_1 \text{ du à } N \rightarrow T_1 = (N/2)/2 \quad (2 \text{ boulons et } 2 \text{ plans de cisaillement})$$

$$T_2 \text{ du à } T \rightarrow T_2 = (T/2)/2 \quad (2 \text{ boulons et } 2 \text{ plans de cisaillement})$$

$$\text{on a } T^* = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} \quad \text{et on verifie } 1.54 \frac{T^*}{A_r} \leq \sigma_{am}$$

On a  $\sigma_{am} = 3500 \text{ kg/cm}^2$  (pour des boulons ordinaires)

$$T_1 = 0.35 \text{ t}$$

$$T_2 = 0.95 \text{ t} \implies T^* = \sqrt{(0.35)^2 + (0.95)^2} = 1.01 \text{ t}$$

$$\text{et } \frac{1.54 \cdot 1.01 \cdot 10^3}{A_r} \leq 3500 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A = \frac{A_r}{0.8} = 0.56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \frac{\pi D^2}{4} \geq 0.56 \Rightarrow D \geq 0.85 \text{ cm}$$

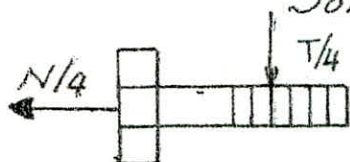
On prendra donc des boulons de diamètre  $d = 10 \text{ mm}$

b/ Assemblage Cornière - Poutre

on a 2 sections cisailées (2 plans de cisaillement) car on assemble deux poutres à un même poteau à l'aide de cornières équerres avec mêmes boulons. Cet assemblage est fait à l'aide de 4 boulons ordinaires qui sont sollicités par un cisaillement et une traction.

Le cisaillement du boulon se fait dans 2 sections différentes de part et d'autre de l'âme du poteau (on dimensionne le boulon par la section la plus sollicitée)

Soit  $N = 1.38^t$  et  $T = 3.78^t$



On vérifie alors.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.25 \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \\ \frac{\sqrt{N^{*2} + 2.36 T^{*2}}}{A_r} \leq \sigma_{en} \end{array} \right.$$

avec  $N^* = \frac{N}{4} = \frac{1.38^t}{4} = 345 \text{ kg}$  (4 boulons)

$T^* = \frac{T}{4} = \frac{3.78^t}{4} = 945 \text{ kg}$  (4 boulons et 1 plan de cisaillement)

$$\Rightarrow A_r \geq \frac{\sqrt{345^2 + 2.36 \cdot 945^2}}{3500} = 0.43 \text{ cm}^2$$

et  $A = \frac{A_r}{0.8} \Rightarrow A \geq 0.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow d = 10 \text{ mm}$

Vérifications des conditions des Pièces assemblées :

a/ Condition d'épaisseur : on a utilisé des cornières ( $180 \times 80 \times 8$ )

$e_{min} = 0.53m = 5.3 \text{ mm}$  qui est l'épaisseur de l'âme de l'I.P.E 180

$e_{min} = 5.3 \text{ mm} < 20 \text{ mm} \Rightarrow d_{tr} \text{ (diamètre du trou)} \geq e_{min} + 2m$

$\Rightarrow d_{tr} = 5.3 + 2 = 7.2 \text{ mm}$

or on a  $d_{tr} = 12 \text{ mm} > 7.2 \text{ mm}$

$\Sigma a$  : Somme des pièces assemblées sans limitation car on n'a pas fait de fourrures entre les pièces.

b) Condition de distance:

distance entre axes des boulons  $\delta$ .

Pieces non soumises aux intemperies

$$3d_t \leq \delta \leq 10d_t$$

$$d_t = 10 + 2 = 12 \text{ mm} \Rightarrow 36 \leq \delta \leq 120$$

On prend  $\delta = 80 \text{ mm}$ .

\* pinces longitudinales: ( $\delta_l$ )

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1.5 d_t = 18 \text{ mm} \\ \frac{0.8 T}{\sigma_{minVe}} = \frac{0.8 \cdot 3780}{0.53 \cdot 3500} = 1.63 \text{ cm} \end{array} \right. \leq 2.5 d_t = 30 \text{ mm}$$

On prend  $\delta_l = 30 \text{ mm}$

\* Pinces transversales ( $\delta_t$ )

$$1.5 d_t \leq \delta_t \leq 2.5 d_t$$

$$\Rightarrow 18 \text{ mm} \leq \delta_t \leq 30 \Rightarrow \text{On prend } \delta_t = 30 \text{ mm}$$

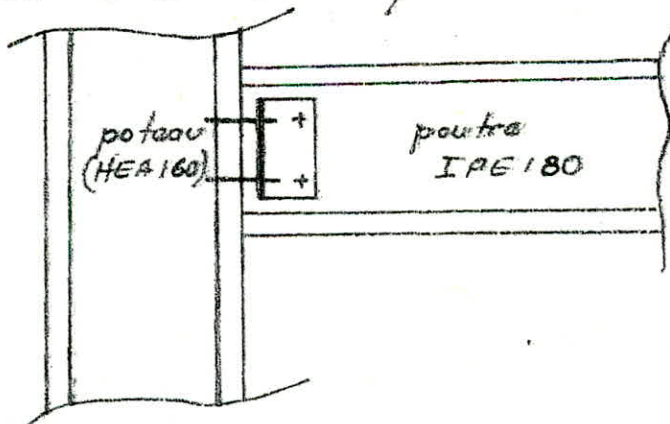
Verification de la pression diametrale:

$$\frac{d_t}{\sigma_{min}} = \frac{12}{5.3} = 2.26 < 3 \quad (\text{double section } \frac{d_t}{\sigma_{min}} < 3)$$

donc la verification de la pression diametrale est inutile.

Assemblage à la semelle du poteau:

On assemble la poutre (IPE 180) à la semelle du poteau (HEA 160) à l'aide de la corniere equerre.



\* Assemblage cornieres poutres:

On a les mêmes efforts et le même nombre de boulons que pour l'assemblage à l'âme de poteau. alors on prendra  $d = 10 \text{ mm}$ .

\* Assemblage cornière - poteau :

que précédemment  $\Rightarrow$  On prend aussi même vérification  
 $d = 10 \text{ mm}$   
 $\delta = 80 \text{ mm}$  et  $\delta l = \delta t = 30 \text{ min}$   
 toutes les conditions sont vérifiées comme précédemment

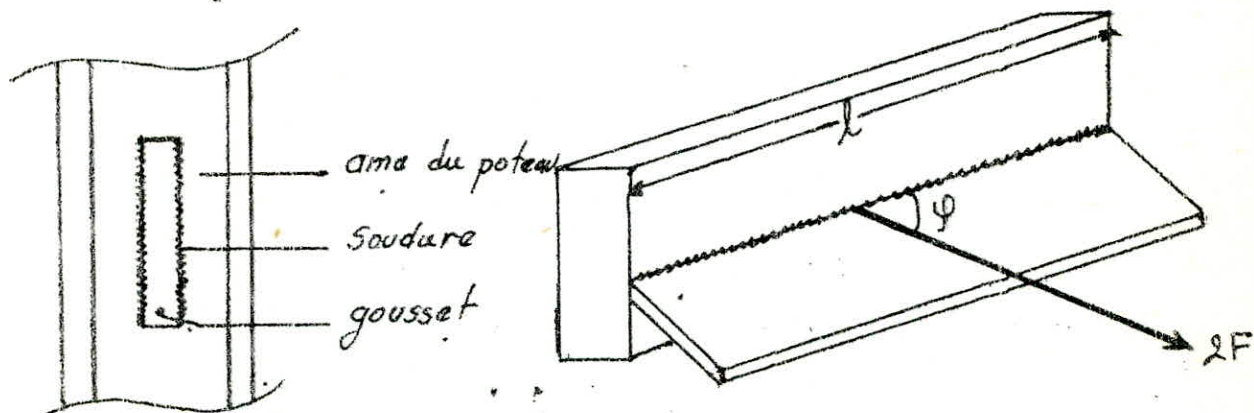
Assemblage des diagonales des  
Contraventements aux poteaux.

Les éléments constituant la palée de stabilité (diagonales) sont assemblés aux poteaux par l'intermédiaire des goussets soudés à ces derniers et boulonnés aux diagonales.

1° Vérification de la soudure du gousset

$$N = F' = 2F = 2 \times 1.945 = 3.89 \text{ t}$$

Le gousset est soudé à l'âme du poteau. la contrainte élastique de l'acier d'apport est la même que celle des pièces assemblées ( $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ )



Le cordon fait un angle  $\varphi = 45^\circ$  avec la direction de l'effort donc on vérifie la formule :

$$\frac{F}{(0.75 + 0.1 \sin \varphi) l a a} \leq \sigma_{en}$$

On prend :

- . épaisseur du cordon de soudure  $a = 6 \text{ mm}$
- . épaisseur du gousset  $a = 8 \text{ mm}$
- . longueur de la diagonale du gousset  $L = 47 \text{ cm}$

Comme les diagonales sont inclinées de  $45^\circ$  alors

$$l = h = L \cos 45^\circ$$

$$l = h = 33.23 \text{ cm}$$

$$L = 38 + 282 + 26$$
$$L = 3 \times 7 + 2.3 + 2.10 = 47 \text{ cm}$$

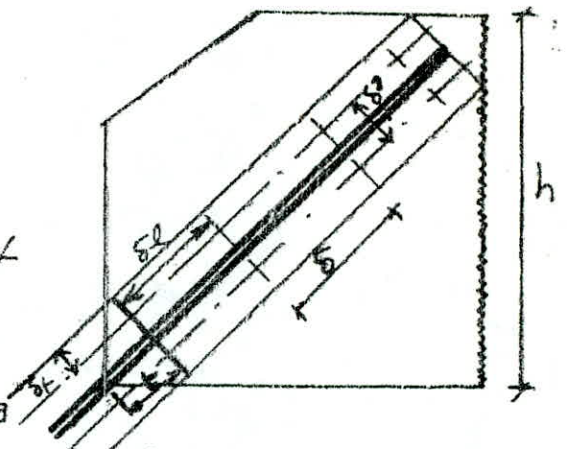
$$l = h = L \cos \alpha = 33.23 \text{ cm}$$

Soit  $l = 35 \text{ cm}$

la longueur utile du cordon est

$$l = h - 2a = 35 - 2 \times 0.6 = 33.8 \text{ cm}$$

$$\alpha = 0.8 \left(1 + \frac{1}{a}\right) = 0.8 \left(1 + \frac{1}{6}\right) = 0.933$$



On a 2 cordons de Soudures alors soit (F) l'effort revenant à chaque cordon (un).

$$F = \frac{F'}{2} = 1.945 \text{ t} \quad \text{donc on vérifie :}$$

$$\frac{F}{(0.75 + 0.1 \sin \varphi) l \cos \alpha} = \frac{1945}{(0.75 + 0.1 \frac{\sqrt{2}}{2}) 33.8 = 0.56} = 125.20 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e$$

\* Calcul et vérification des boulons :

(assemblage gousset - diagonale)

L'effort normal qui sollicite la diagonale est un effort de cisaillement aux boulons.

Comme on a une double Cornière, chacune assemblée par 4 boulons, donc l'effort de cisaillement sera :

$$T = \frac{N}{8} = 243.13 \text{ kg}$$

On vérifie alors  $1.54 \times \frac{243.13}{A_r} \leq \sigma_e = 3500 \text{ kg/cm}^2$  (boulons)

$$\Rightarrow A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{A_r}{0.8} \rightarrow d \geq 0.41 \text{ cm}$$

On prend  $d = 10 \text{ mm}$

\* Vérification des conditions d'épaisseur des pièces assemblées :

$$e_{\min} = 8 \text{ mm} < 20 \text{ mm}$$

donc On vérifie  $d \geq e_{\min} + 2 \text{ mm} = 8 + 2 = 10 \text{ mm}$

$d = 10 \text{ mm} \rightarrow$  Vérifiée.

Verification des conditions de distance:

$\delta$ : distance entre axe des boulons:

$$3 d_{tr} \leq \delta \leq 10 d_{tr} \quad (\text{Pièce non soumise aux intempéries})$$

$$d_{tr} = a + 2 \text{ mm} = 12 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow 36 \text{ mm} \leq \delta \leq 120 \text{ mm} \Rightarrow \text{On prend } \delta = 70 \text{ mm}$$

$\delta_l$ : pince longitudinale:

$$\delta_l = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1.5 d_{tr} = 18 \text{ mm} \\ \frac{0.8 T}{\sigma_{min} \sqrt{a_n}} < 18 \text{ mm} \end{array} \right. \leq 2.5 d_{tr} = 30 \text{ mm}$$

$$\text{On prend } \delta_l = 30 \text{ mm}$$

$\delta_t$ : pince transversale:

$$1.5 d_{tr} \leq \delta_t \leq 2.5 d_{tr}$$

$$\text{dnc On prend } \delta_t = 30 \text{ mm}$$

Verification de la pression diamétrale:

$$\text{On vérifie } \frac{d_{tr}}{\sigma_{min}} \leq 6 \quad (\text{Section simple})$$

$$\Rightarrow \frac{12}{8} = 1.5 < 6 \quad \text{dnc la verification de la pression diamétrale est inutile.}$$

---



## VOILE PERIPHERIQUE

Prescriptions (Complément C.T.C 81):

Les ossatures au dessus du niveau de base, formées de poteaux courts (vides sanitaires) doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondations et le niveau de base en zone II et III

- Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous

- épaisseur  $\geq \max(\frac{1}{10}$  de la hauteur du bâtiment, 15 cm)
- Armatures Longitudinales filantes supérieures et inférieures de section  $\geq 0.2\%$  de la section transversale totale du béton avec un recouvrement  $\geq 50\%$
- Equerre de renforcement dans les angles
- Armatures Longitudinales de peau de section  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par ml de hauteur

\* ferroillage:

La hauteur  $h = 2.5 \text{ m} = 250 \text{ cm}$

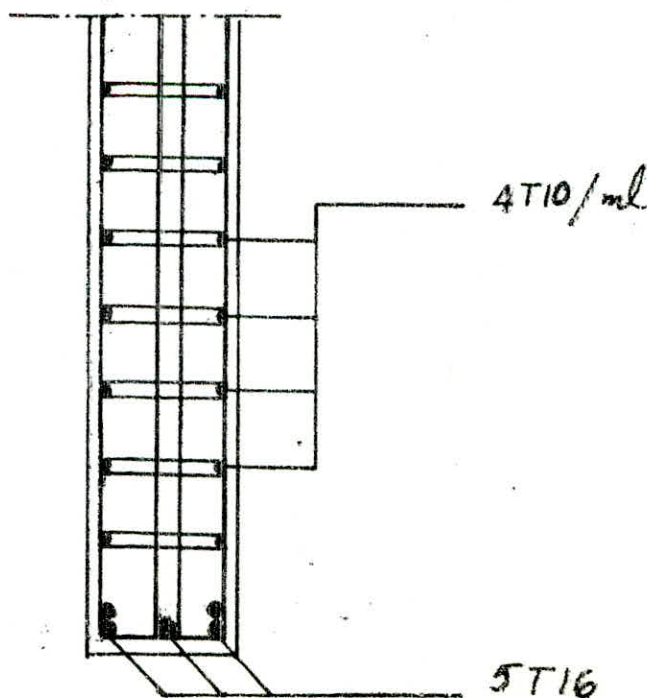
L'épaisseur du voile  $e = 20 \text{ cm}$

Les armatures longitudinales:

$$A_l = \frac{0.2 \cdot 2.5 \cdot 20}{100} = 10 \text{ cm}^2$$

Soient 5T16  $\rightarrow A = 10.05 \text{ cm}^2$

Les armatures de peau: 4T10/ml  $\rightarrow A = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2$



# FONDACTIONS

Introduction: Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure qu'elle reçoit par le biais des éléments porteurs au sol.  
La fondation qui est un élément de la structure et faisant partie de l'infrastructure est constituée par les semelles.  
Le choix du système de fondation est fonction du terrain et de la superstructure ce qui nécessite une étude complète du sol d'assise.

Etude géotechnique: l'étude géotechnique réalisée d'une part en une exécution de sondages de 10m de profondeur a permis de connaître l'épaisseur du remblai et la nature du sol, et d'autre part en une exécution de plusieurs essais pénétrométriques pour estimer la contrainte du sol.

Le sondage carotté jusqu'à 10m de profondeur a permis la connaissance de la nature du sol et d'estimer la contrainte au sol.

Le pénétromètre a présenté une résistance qui allait en augmentant à partir de 2m de profondeur et on a une contrainte  $\bar{\sigma}_s = 2,5$  bars à 2,5 m de profondeur.

Choix du type de fondation: le choix de fondations

va aussi de :

- la distance entre les axes des poteaux
- les charges
- la capacité portante du terrain
- la solution d'infrastructure du bâtiment
- la raison économique (coût minimum)

les fondations que nous avons choisi sont des fondations "superficielles"

On a envisagé :

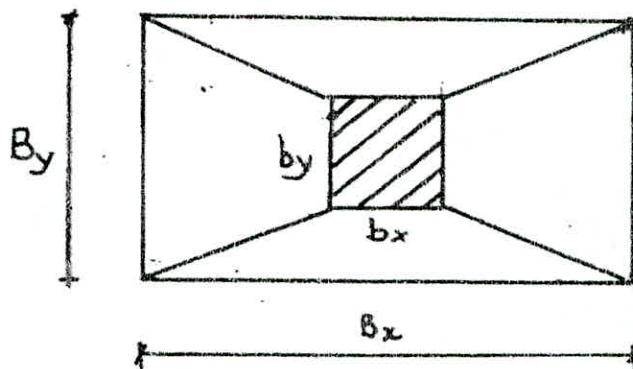
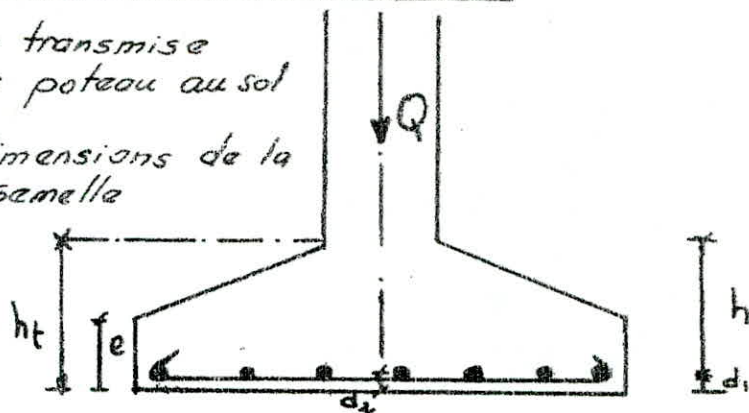
- des semelles isolées sous poteaux
- des semelles continues sous poteaux
- un radier partiel au niveau des voiles de la cage d'ascenseur.

Méthode de calcul: le bâtiment étant implanté dans une zone sismique donc on fera le calcul sous  $SP_1$  et on fera une vérification sous  $SP_2$

A/ Calcul des semelles isolées :

$Q$ : charge transmise par le poteau au sol

$B_x, B_y$ : dimensions de la semelle



$b_x, b_y$ :

dimensions du poteau

Pour qu'on ait  $\bar{\sigma}_s \leq \bar{\sigma}_s$  il faut que

$B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$  par homothétie on doit avoir

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad \text{et} \quad h \geq \max \left( \frac{B_x - b_x}{4}; \frac{B_y - b_y}{4} \right)$$

la satisfaction de cette condition dispense de la vérification de l'effort tranchant :

$$h_t = h + d_1$$

$$e \geq 6\phi + 6 \quad (\phi : \text{diamètre de la plus grosse barre utilisée dans les fondations})$$

Pour le calcul du ferrailage on applique la méthode des bielles, les efforts obtenus sont :

$$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h} \quad \text{d'où} \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant l'axe des } x$$

$$F_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8h} \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant l'axe des } y$$

$$Q' = \sigma(A/4) \cdot B_x \cdot B_y$$

Bloc (A) et (B) Poteau 30x60

sous  $SP_i$  on a  $N = Q = 70,7^t$

$$\frac{B_x}{B_y} = 0,5 \Rightarrow B_x \cdot B_y = 0,5 B_y^2$$

$$\text{et } B_x \cdot B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow 0,5 B_y^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\Rightarrow B_y \geq 237,8 \text{ cm}$$

$$B_x \geq 118,91 \text{ cm}$$

On prend donc

$$B_x = 130 \text{ cm}$$

$$B_y = 240 \text{ cm}$$

Verification de la contrainte du sol:

$$h \geq \frac{B_y - b_y}{4} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} ; h_t = 50 \text{ cm}$$

ce qui dispense la verification au cisaillement ( $\bar{\sigma}_b \leq \bar{\tau}_b$ )

L'epaisseur de la semelle est:

$$e \geq 6\phi + 6 \quad \text{si } \phi = 20 \text{ mm} \Rightarrow e \geq 18 \text{ cm} \text{ soit } e = 20 \text{ cm}$$

Le poids propre de la semelle est:

$$Q_s = \left[ B_x \cdot e + \frac{B_x + b_x}{2} (h_t - e) \right] B_y \cdot 2,5 = 3^t$$

la charge totale transmise au sol est de

$$Q_T = Q + Q_s = 73,7^t$$

$$\text{et } \sigma_s = \frac{Q_T}{B_x \cdot B_y} = 2,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

Verification de la condition de non poinçonnement:

On verifie cette condition sous charges localisées sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre:

$$\frac{1,5(Q - F)}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

$F$ : reaction du sol  
 $P_c$ : perimetre de la fondation à  $h_t/2$

$$F = (b_x + h_t)(b_y + h_t) \bar{\sigma}_s$$

$$P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t)$$

$$P_c = 380 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1,5(\varphi - F)}{P_c \cdot h_c} = 3,84 \text{ kg/cm}^2 < 1,2\sqrt{6} = 7,08 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$F = 25 \text{ t}$$

N.B : si la contrainte du sol n'a pas été satisfaite on aurait augmenté les dimensions de la semelle.  
 Si la condition de non poinçonnement n'a pas été satisfaite on aurait augmenté h.

Verification sous SP<sub>2</sub> :

\* Sens longitudinal

$$N = 112,99 \text{ t} ; M = 13,82 \text{ t.m}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M}{N} = e_0 = 12,2 \text{ cm} \\ \frac{B_x}{6} = 21,67 \text{ cm} \end{array} \right\} e_0 < \frac{B_x}{6} \Rightarrow \text{on a une section entièrement comprimée (S.E.C)}$$

et  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot U}{I}$  (diagramme trapézoïdal)

avec  $S = B_x \cdot B_y$  ,  $U = \frac{B_x}{2}$  et  $I = B_y \frac{B_x^3}{12}$

$$\sigma_1 = 5,62 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 4,62 > \sqrt{S} (SP_2)$$

$$\sigma_2 = 1,62 \text{ kg/cm}^2$$

cette condition n'étant pas vérifiée, on augmente les dimensions de la semelle.

On prend donc  $B_x = 180 \text{ cm}$   
 $B_y = 260 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 3,289 \Rightarrow \sigma(A/4) = 2,852 \text{ kg/cm}^2 < \sqrt{S} (SP_2) = 3,75 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_2 = 1,539$$

\* Sens transversal :

$$M = 43,49 \text{ t.m}$$

$$N = 112,99 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow e_0 = 38,49 \text{ cm} < \frac{B_y}{6} = 43,33 \text{ cm}$$

donc on a I.S.E.C.

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 4,554 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0,274 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,484 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (\text{SP}_2) = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

donc On prend pour cette semelle.

$$\begin{aligned} B_x &= 180 \text{ cm} & h &= 50 \text{ cm} & e &= 20 \text{ cm} \\ B_y &= 260 \text{ cm} & h_f &= 55 \text{ cm} & Q' &= 3,75 \cdot 180 \cdot 260 = 175,5 \text{ t} \end{aligned}$$

$$A_x = 15,67 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 11 T14} \quad (A = 16,93 \text{ cm}^2)$$

$$A_y = 20,89 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 14 T14} \quad (A = 21,55 \text{ cm}^2)$$

Bloc (A), (B), (C), (D) semelle sous Poteau 50x50

Sous SP, on a  $N = 65,1 \text{ t}$

On a ici une semelle carrée  $\Rightarrow B_x = B_y$

On trouve  $B_x = B_y \geq 161,37 \text{ cm}$

donc on prend  $B_x = B_y = 165 \text{ cm}$

Verification de la contrainte du sol

on trouve  $h = 30 \text{ cm}$  ;  $h_f = 35 \text{ cm}$  et  $e = 20 \text{ cm}$

$$\Rightarrow Q_s = 2,026 \text{ t} \Rightarrow Q_f = 67,126 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,47 < \bar{\sigma}_s \text{ verifiée.}$$

Verification au poinçonnement:

$$F = 10,563 \text{ t} \quad P_c = 270 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_f} = 8,98 \text{ kg/cm}^2 > 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

donc on augmente  $h = 40 \text{ cm}$  et  $h_f = 45 \text{ cm}$

$$\text{et } \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_f} = 4,11 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b$$

Verification sous SPe :

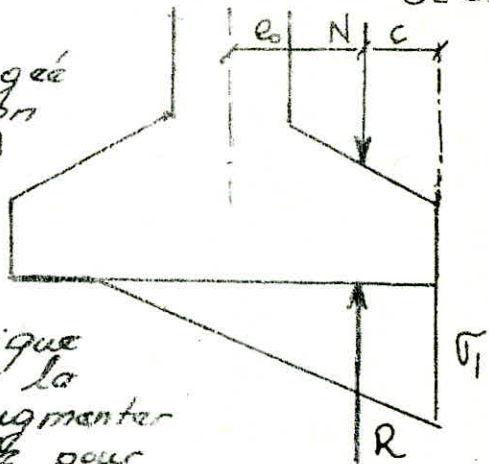
on a  $N = 70.39^t$  et  $M = 29.12^t.m$

$$\frac{M}{N} = 41.37 \text{ cm} > 27.5 \text{ cm} \quad \text{donc on a une S.P.C}$$

et les equations de Navier ne sont pas applicables, puisque la section n'est pas homogene. Et la réaction du sol est

$$R = \sigma_1 \cdot \frac{3c}{2} B_x = N \Rightarrow \sigma_1 = \frac{2N}{3c B_x}$$

la semelle risque d'être instable, la solution envisagée est d'augmenter la section de la semelle (dimensions) ou bien on s'arrange d'avoir un <sup>entièrement</sup> comprimée c'est à dire désaxer la semelle qui est une solution économique mais nous on s'oriente vers la première solution donc d'augmenter les dimensions de la semelle pour la facilité du coffrage et d'exécution.



On augmentera les dimensions à  $B_x = B_y = 250 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 2.25 \Rightarrow Q' = 2.25 \cdot 250 \cdot 250 = 140.625^t$$

$$h = 50 \text{ cm} ; h_t = 55 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e = 20 \text{ cm}$$

$$A_x = A_y = 16.74 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 11T14 \quad (A = 16.93 \text{ cm}^2)$$

Bloc (A), (B), (C) et (D) Semelle sous Poteau 30x50

Sous SP, on a  $N = 57.69^t$

$$\Rightarrow \frac{B_x}{B_y} = 0.6 \Rightarrow B_y \geq 185.64 \text{ cm}$$

$$B_x \geq 111.38 \text{ cm}$$

On prend  $B_x = 120 \text{ cm}$   
 $B_y = 190 \text{ cm}$

Verification de la contrainte du sol :

$$h = 40 \text{ cm} ; h_t = 45 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow Q_s = 1.9^t \Rightarrow Q_T = 53.59^t$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 2.35 \text{ kg/cm}^2 < \overline{\sigma_s}$$

Verification au poinçonnement:

$$\begin{aligned} P_c &= 340 \\ F &= 17,81 \text{ t} \end{aligned} \Rightarrow \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_t} = 2,34 < 1,2 \sqrt{6} \quad \text{valeur fixée}$$

Verification sous  $SP_2$ :

$$\begin{aligned} N &= 87,95 \text{ t} \\ M &= 12,76 \end{aligned} \quad * \text{ Sens longitudinal}$$

$$\Rightarrow e_0 = \frac{M}{N} = 14,5 \text{ cm} < \frac{B_x}{6} = 20 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{B_x}{6} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\begin{aligned} \text{et } \sigma_1 &= 6,65 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 1,05 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \sigma(A/4) = 5,25 > \bar{\sigma}_s \text{ (SR)}$$

donc on fait augmenter la section de la semelle à

$$B_y = 200 \text{ cm} \quad \text{et} \quad B_x = 160 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \Rightarrow \sigma_1 &= 4,24 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 1,253 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,49 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ (SP}_2)$$

\* Sens transversal

$$\begin{aligned} N &= 87,95 \text{ t} \\ M &= 19,12 \text{ t.m} \end{aligned} \quad \text{et } e_0 = 21,74 \text{ cm} < \frac{B_y}{6} = 33,33 \text{ cm} \quad \text{donc}$$

on a une S.E.C (diagramme trapézoïdal)

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 4,541 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 0,956 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ (SP}_2)$$

donc on prend  $B_x = 160 \text{ cm}$  ;  $B_y = 200 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} h &= 40 \text{ cm} ; h_t = 45 \text{ cm} ; e = 20 \text{ cm} \\ \text{et } Q' &= \sigma(A/4) \cdot B_x \cdot B_y = 116,48 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow A_x = 11,27 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 8.T14 \quad (A = 12,31 \text{ cm}^2)$$

$$A_y = 12,99 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 9.T14 \quad (A = 13,85 \text{ cm}^2)$$



Bloc (A) et (B) Semelle sous Poteau 50x60

$$N = 103,40^t$$

$$\frac{B_x}{B_y} = 0,83 \Rightarrow \begin{matrix} B_x = 200 \text{ cm} \\ B_y = 225 \text{ cm} \end{matrix} ; \begin{matrix} h = 45 \text{ cm} \\ h_t = 50 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

la verification de la contrainte du sol et la verification de la condition de non poinçonnement ont ete satisfaites

Verification sous SPi

$$\begin{matrix} M = 54,35 \text{ t.m} \\ N = 103,21 \text{ t.m} \end{matrix} \text{ et } \frac{M}{N} = 50 \text{ m} > \frac{B_x}{6} = 31,66 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

donc On augmente la section d:  $B_x = B_y = 230 \text{ cm}$

$$\text{et on aura } \sigma_1 = \frac{2N}{3CB_x} = 4,87 \text{ kg/cm}^2$$

donc pour cette semelle On prend

$$\begin{matrix} B_x = 230 \text{ cm} & h = 50 \text{ cm} & e = 20 \text{ cm} \\ B_y = 230 \text{ cm} & h_t = 55 \text{ cm} & Q' = 257,623^t \end{matrix}$$

$$\begin{matrix} \text{et on aura } A_x = 27,60 \text{ cm}^2 & \text{soit } 14T16 \\ A_y = 26,07 \text{ cm}^2 & \text{soit } 14T16 \end{matrix} \quad (A = 28,14 \text{ cm}^2)$$

Bloc (A) et (B) semelle sous Poteau 30x70

$$\text{Sous SP}_1 \text{ ma } N = 52,64^t \Rightarrow \begin{matrix} B_x = 100 \text{ cm} & h = 40 \text{ cm} \\ B_y = 230 \text{ cm} & h_t = 45 \text{ cm} \\ & e = 20 \text{ cm} \end{matrix}$$

Les verifications de la contrainte du sol et de la condition de non poinçonnement ont ete satisfaites mais la verification sous SP<sub>2</sub> c.a.d  $\sigma(A/4) < \bar{\sigma}_s(SP_2)$  n'a pa ete satisfait alors on a augmente les dimensions de la semelle a'  $B_x = 140 \text{ cm}$   
 $B_y = 280 \text{ cm}$

$$\text{et } \sigma(A/4) = 3,23 < \bar{\sigma}_s(SP_2) \text{ pour les sens Longitudinal}$$

$$\text{et } \sigma(A/4) = 3,61 < \bar{\sigma}_s(SP_2) \text{ pour le sens transversal}$$

donc on prend pour cette semelle

$$\begin{matrix} B_x = 140 \text{ cm} & ; & h_t = 60 \text{ cm} & \text{et } A_x = 8,42 \text{ cm}^2 & \text{soit } 8T14 \\ B_y = 280 \text{ cm} & ; & e = 20 & A_y = 16,08 \text{ cm}^2 & \text{soit } 11T14 \\ h = 55 \text{ cm} & ; & Q' = 141,572^t & & \end{matrix}$$

Semelle sous 2 poteaux 30x50 (Bloc C et D)

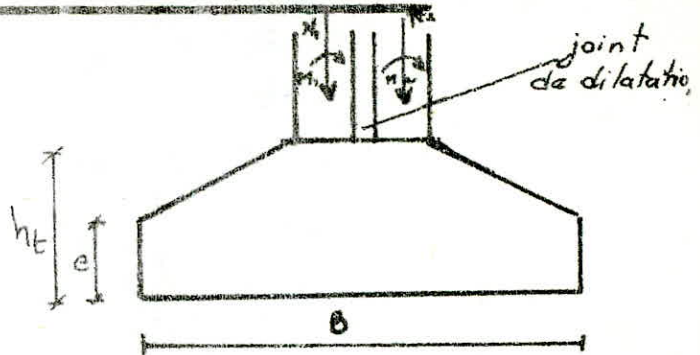
Sous SP<sub>1</sub> on a

$$N = 83,218 \text{ t} \quad (N = N_1 + N_2)$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{65}{50} = 1,3$$

$$\Rightarrow B_y \geq 160 \text{ cm} \\ B_x \geq 220 \text{ cm}$$

On prend donc  $B_x = 220 \text{ cm}$   
 $B_y = 200 \text{ cm}$



Verification de la contrainte du sol

$$h = 40 \text{ cm}, h = 45 \text{ cm}, e = 20 \text{ cm}$$

$$Q_s = 3,98 \text{ t} \Rightarrow Q_T = 87,198 \text{ t}$$

$$\Rightarrow \sigma_s = 1,98 < \bar{\sigma}_s$$

Verification au poinçonnement:

$$P_c = 410 \text{ cm} \Rightarrow \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_t} = 3,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \cdot 1,2$$

$$F = 26,125 \text{ t}$$

Verification sous SP<sub>2</sub>: \*sens Longitudinal

$$N = 182,244 \text{ t} \Rightarrow \frac{M}{N} = 15,99 < 36,67 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

$$M = 29,14 \text{ t.m}$$

mais  $\sigma(A/4) > \bar{\sigma}_s(SP_2)$  donc on augmente les dimensions de la semelle à  $B_x = 250 \text{ cm}$  et  $B_y = 240 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \sigma_1 = 4,25 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,645 < \bar{\sigma}_s(SP_2)$$

$$\sigma_2 = 1,83 \text{ kg/cm}^2$$

Sens transversal

$$N = 91,22 \text{ t} \Rightarrow \sigma_1 = 4,355 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(A/4) = 3,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(SP_2)$$

$$M = 31,56 \text{ t.m} \Rightarrow \sigma_2 = 1,725 \text{ kg/cm}^2$$

donc on adoptera pour cette semelle

$$B_x = 250 \text{ cm} \\ B_y = 240 \text{ cm} \\ h = 50 \text{ cm} \\ h_t = 55 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \\ Q' = 222 \text{ t}$$

$$\Rightarrow A_x = 24,45 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13 \text{ T } 16$$

$$A_y = 25,11 \text{ cm}^2 \text{ soit } 13 \text{ T } 16$$

Samelle sous 2 poteaux [30 x 60]

Sous  $SP_1$ ,  $N = 141.40^t$

Sous  $SP_2$ :  $N = 226^t$

$M = 87^t.m$  Sens transversal

$M = 27.64^t.m$  Sens Longitudinal

On trouve  $B_x = B_y = 290\text{ cm}$

$h = 60\text{ cm}$

$h_t = 65\text{ cm}$

$e = 20\text{ cm}$

$\sigma(A/4) = 3.75\text{ kg/cm}^2$

$Q' = 315.375^t$

$A_x = 35.20\text{ cm}^2$  et  $A_y = 35.98\text{ cm}^2$

soient  $A_x = 12T20 (37.69\text{ cm}^2)$   $A_y = 12T20 (37.69\text{ cm}^2)$

et toutes les verifications ont été satisfaites.

Samelle sous 2 poteaux [30 x 70]

Sous  $SP_1$ :  $N = 105.28^t$

Sous  $SP_2$ :  $N = 189.42^t$

$M = 87.14^t.m$

On trouve  $B_x = 260\text{ cm}$

$B_y = 290\text{ cm}$

$h = 55\text{ cm}$

$h_t = 60\text{ cm}$

$e = 20\text{ cm}$

$\sigma(A/4) = 3.71\text{ kg/cm}^2$

$Q' = 279.33^t$

$A_x = 29.52\text{ cm}^2$  et  $A_y = 33.30\text{ cm}^2$

Soient:  $A_x = 10T20 (31.41\text{ cm}^2)$  et  $A_y = 11T20 (34.55\text{ cm}^2)$

N.B. toutes les verifications ont été satisfaites.

B/ Calcul des semelles continues sous poteaux

Semelle sous 4 poteaux

On a  $N = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 186,598^t$

et  $\frac{B_x}{B_y} = \frac{65}{105} = 0,62 \Rightarrow 0,62 B_y^2 \geq \frac{Q}{\sigma_s}$  nous donne

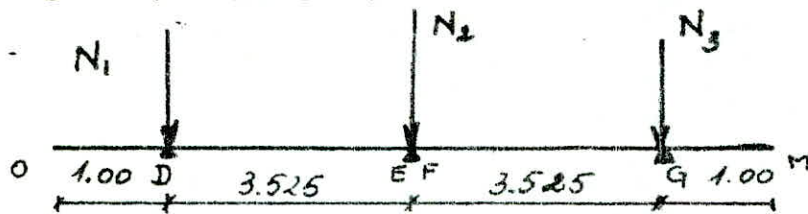
$B_y \geq 346,97 \text{ cm}$

$B_x \geq 215,11 \text{ cm}$

On remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles sous 4 poteaux et les semelles sous 2 poteaux de 30x50, c'est pourquoi on optera pour une fondation commune pour ces semelles ainsi que pour les semelles sous 2 poteaux 30x50 et les semelles 50x50 ou la distance qui reste entre ces 2 semelles est très petite et ne laisse pas beaucoup de place pour le coffrage et le manœuvre etc....

1° Semelle sous Poteaux : [2x(30x50) et 50x50]

On aura le schéma suivant:



$N_1 = 65,10^t$

$N_2 = 2N = 103,38^t \Rightarrow N = 233,58^t$

$N_3 = 65,10$

$L = 9,05 \text{ m}$

La largeur de la semelle "B":

$B \geq \frac{N}{\sigma_s \cdot L} = 103,24 \text{ cm} \Rightarrow$  On prend  $B = 120 \text{ cm}$

La hauteur h est déterminée d'après la condition de non poinçonnement.

$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bs}}} = 88,065 \text{ cm}$

donc on prend  $h = 90 \text{ cm}$  et  $h_f = 95 \text{ cm}$

Poids propre de la semelle  $Q_s = 19,85^t \Rightarrow \sigma_s = 2,33 < \bar{\sigma}_s$   
Donc le sol supportera l'effort qui lui est transmis.

CALCUL de la LONGUEUR ELASTIQUE de la SEMELLE:

Le calcul de cette longueur élastique nous permet de connaître la loi de répartition des contraintes sur le sol

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{K \cdot B}}$

I: moment d'inertie de la semelle ( $I = 857.375 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$ )  
 E: module d'élasticité du béton ( $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$ )  
 B: Largeur de la semelle ( $B = 120 \text{ cm}$ )  
 K: coefficient de raideur du sol ( $K = 4$ )

$$l_e = 3.45 \text{ m} = 345 \text{ cm}$$

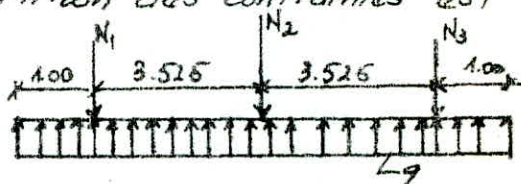
pour avoir une répartition linéaire des contraintes sur le sol il faut que la condition suivante soit vérifiée  $l < \pi/2 l_e$ .  
 Si cette condition n'est pas vérifiée, le calcul de la semelle se fait comme pour une poutre sur sol élastique avec une répartition des contraintes sur le sol non linéaire  $l$ : étant l'écartement maximal des charges qui sollicitent la semelle.

$$l = 3.525 \text{ m} < \pi/2 l_e = 5.42 \text{ m}$$

Donc pour notre cas, la répartition des contraintes est linéaire.

Détermination des efforts

$$q = \frac{N}{L} = 25.81 \text{ t/m}$$



Pour la détermination des efforts, on applique la méthode des 3 moments. Le rapport de 2 travées contigües doit être compris entre 0.8 et 1.25 pour pouvoir appliquer la méthode de Clapeyron dite méthode des 3 moments. Pour une poutre continue de  $n$  travées on a  $(n-1)$  équation de 3 moments donc une équation pour chaque appui intermédiaire.



pour un appui "i" on a,

$$M_{i-1} l_i + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} l_{i+1} = -q_i \frac{l_i^3}{4} - q_i \frac{l_{i+1}^3}{4}$$

$$\text{pour } i=1 \Rightarrow M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -q \frac{l_1^3}{4} - q \frac{l_2^3}{4} \quad (1)$$

les calculs donnent :

$$M_0 = M_2 = -q \frac{l^2}{2} \text{ avec}$$

$$q = 25.81 \text{ t/m}$$

$$l = 1.00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_0 = M_2 = -12.905 \text{ t.m}$$

$$\text{et } (1) \Rightarrow M_0 l_1 + 2M_1 (l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -\frac{1}{4} (q l_1^3 + q l_2^3)$$

$$\text{avec } l_1 = l_2 = 3.525 \text{ m}$$

$$\text{donc } M_1 = -33.64 \text{ t.m}$$

les moments en travées sont donnés par la formule

$$M(x) = \mu_x + M_i + \frac{M_i - M_j}{l} \cdot x$$

$M_i$ : moment à gauche de la travée

$M_j$ : moment à droite de la travée

$\mu_x$ : moment à l'abscisse  $x$  de la travée isostatique

$$\mu_x = q \cdot \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

$$M(x) = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \frac{M_i - M_j}{l} x + M_i$$

Le moment  $M(x)$  est maximum quand  $\frac{dM(x)}{dx} = 0$

$$\text{donc quand } x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{q \cdot l}$$

et l'effort tranchant sera  $T_i = q \cdot \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$

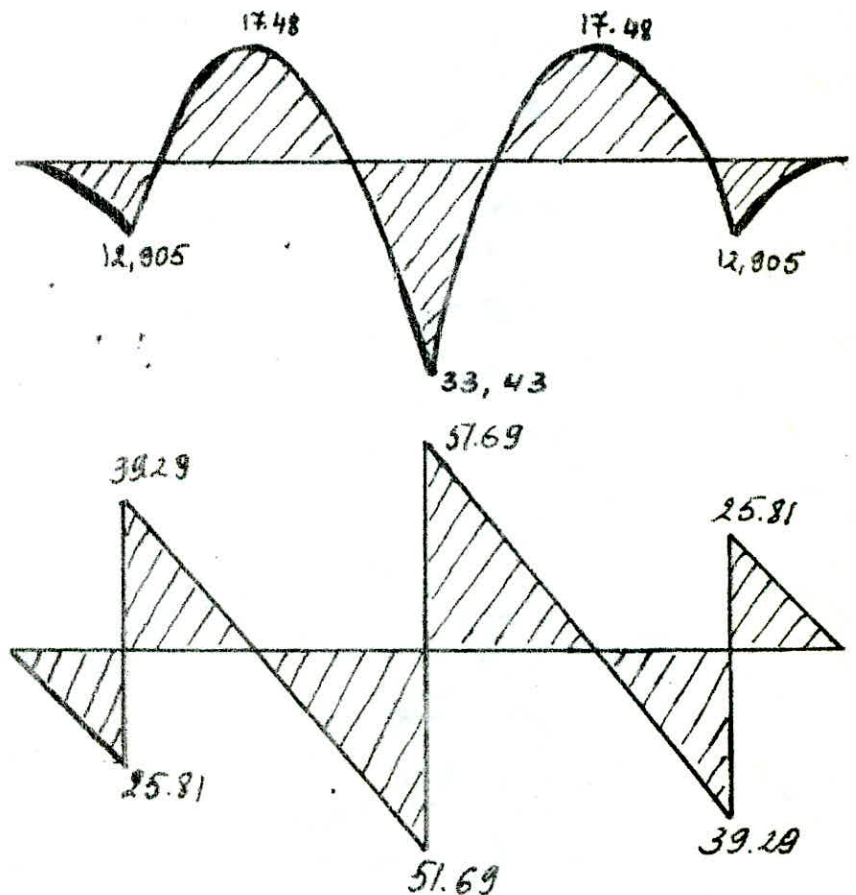
$$T_j = -q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_j}{l}$$

donc on aura :

$$M_t = 17.48 \text{ tm}$$

$$T_0 = 39.29 \text{ t}$$

$$T_1 = 51.69 \text{ t}$$



Calcul des armatures Longitudinales:

• Armatures tendues:  $M = 33.43 \text{ tm} \Rightarrow A = 14.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$   
soit 8T16/ml

• Armatures comprimées:  
 $M = 17.48 \text{ tm} \Rightarrow A' = 7.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 5T14/ml

calcul des armatures transversales:

On trouve  $\bar{C}_b < \bar{E}_b$  donc on peut utiliser des cadres perpendiculaires ( $\perp$ ) à la ligne moyenne.

N.B: Toutes les autres vérifications ont été satisfaites.

2) Semelle sous poteaux (4 poteaux 30x50 et 2 poteaux 30x50)

$N = 353.04 \text{ t}$

$L = 9.05 \text{ m}$

$B \geq \frac{N}{\sigma_s L} = 156.04 \text{ cm}$

$\Rightarrow B = 170 \text{ cm}$

$h \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_{bc}}} = 104.14 \text{ cm} \Rightarrow h = 105 \text{ cm}$   
 $h_t = 110 \text{ cm}$

$Q_s = 28.62 \text{ t} \Rightarrow Q_f = 381.66$

$\sigma_s = 2.48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$

$l_0 = 4 \sqrt{\frac{4EJ}{K.B}} = 385 \text{ cm}$

$l = 3.525 < \frac{1}{2} l_0 = 6.06 \text{ m} \Rightarrow$  repartition linéaire

$q = \frac{N}{L} = 39.01 \text{ t/m}$

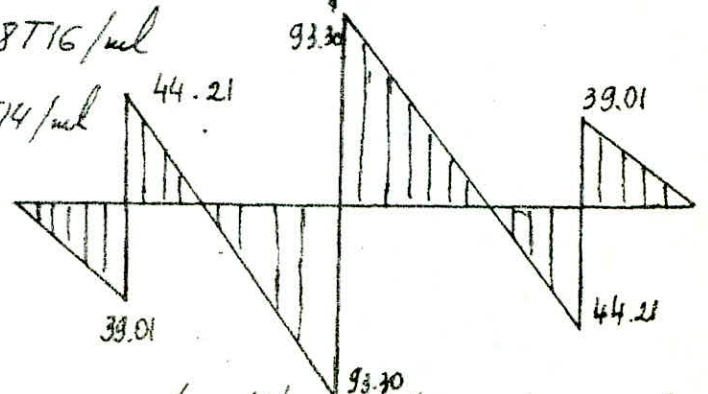
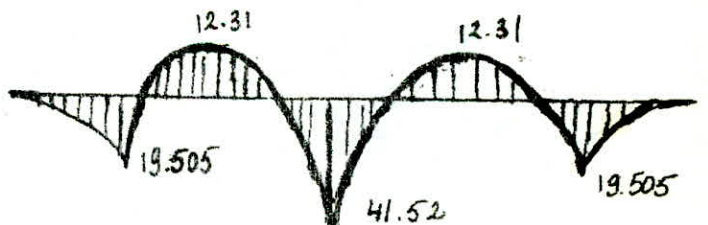
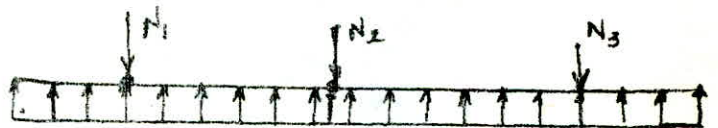
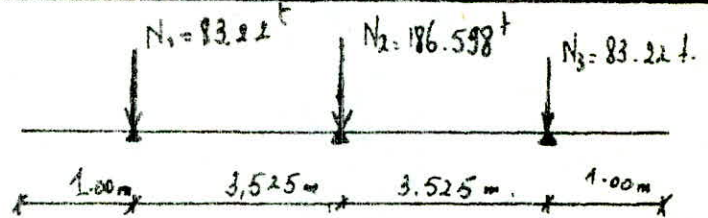
$M_0 = M_2 = 19.505 \text{ t.m}$

$M_1 = 41.52 \text{ t.m}$

$M_t = 12.31 \text{ t.m}$

$T_0 = 44.21 \text{ t}$

$T_1 = 93.30 \text{ t}$



Calcul des armatures

$A = 14.87 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 8T16/ml

$A' = 7.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$  soit 5T14/ml

On a trouvé  $\bar{C} < \bar{E}_b \Rightarrow$  on peut utiliser des cadres et étriers  $\perp$  à la ligne moyenne.

N.B: toutes les vérifications, ont été satisfaites.

Semelle sous poteaux [ 2 poteaux (30x50) et 2x1 Poteau (30x50) ]

$$N = 206.76 \text{ t}$$

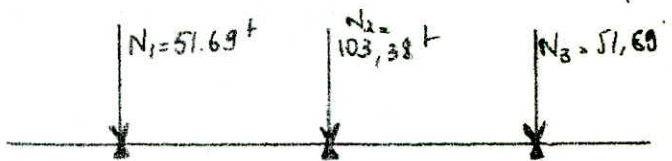
$$L = 9.05 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_s \cdot L} = 91.39 \text{ cm}$$

donc on prend  $B = 110 \text{ cm}$

$$\text{et } h \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_b}} = 79.70 \text{ cm}$$

donc on prend  $h = 80 \text{ cm}$   
 $h_f = 85 \text{ cm}$



Verification de la contrainte du sol:

$$Q_s = 15.27 \text{ t} \quad Q_r = 222.03 \text{ t} \Rightarrow \sigma_s = 2.48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s \text{ (S.P.)}$$

$$l_e = \sqrt{\frac{4 E J}{K \cdot B}} = 385 \text{ cm}$$

$$l = 3.525 \text{ m} < \frac{\pi}{2} l_e = 4.993 \text{ m}$$

$$\text{et on a } q = \frac{N}{L} = 22.85 \text{ t/ml}$$

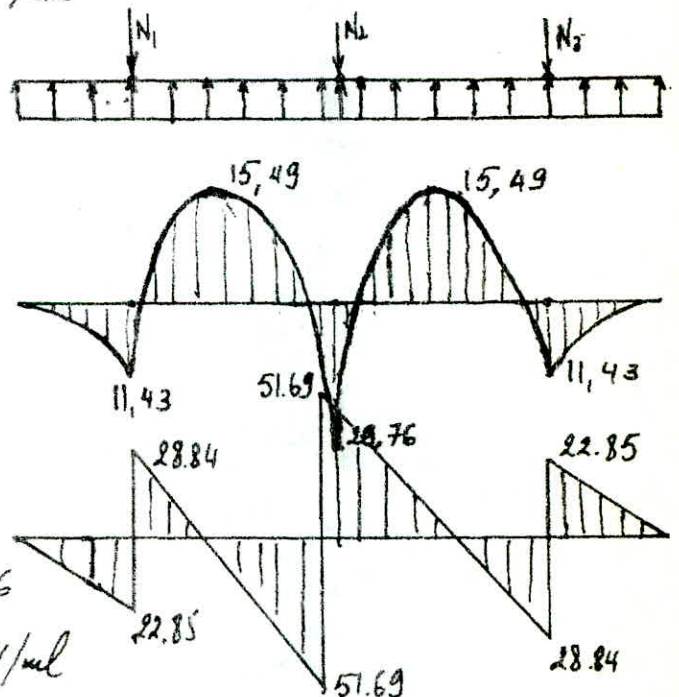
$$M_0 = M_2 = 11.43 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 29.76 \text{ t.m}$$

$$M_f = -15.49 \text{ t.m}$$

$$T_0 = 28.84$$

$$T_1 = 51.69$$



Calcul des armatures:

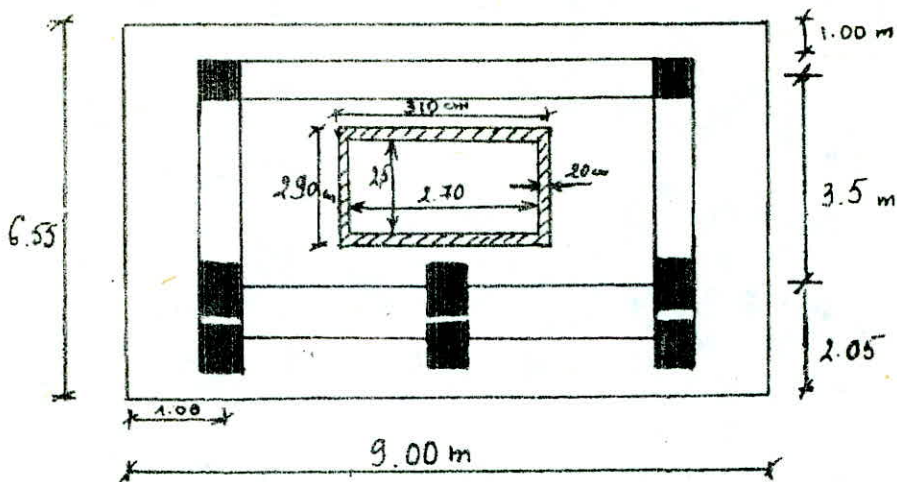
$$A = 14.87 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 8T16$$

$$A' = 7.27 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 5T14/\text{ml}$$

On a trouvé  $\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$  On peut utiliser des cadres et étriers  $\perp$  à la ligne droite et toutes les vérifications ont été satisfaites.



Calcul du Radier Partiel:



Le radier partiel sera étudié en 3 étapes.

- \* On calculera la partie du radier au niveau de la cage d'ascenseur comme un panneau de dalle encasté en ses quatre cotés.
- \* Les débords seront étudiés comme une console par bande de 1m linéaire.
- \* On considérera des poutres noyées qui auront une hauteur égale à l'épaisseur du radier, et qui vont servir de chaînage pour les poteaux.

la pression sous le radier (poids du radier non compris) et dimensions du radier (9.00 x 6.55).

$$P_{rad} = \frac{N}{S_{rad}} + \gamma \cdot h = 12.80 \text{ t/m}^2$$

avec  $N$ : (poids total de l'ouvrage sur le radier) = 490.2 t

$\gamma$ : (poids volumique des terres sur le radier) = 1.8 t/m<sup>3</sup>

Épaisseur du radier

L'épaisseur est toujours supérieure ou égale à 25 cm

• Condition de Cisaillement:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$$

et  $T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = 12.80 \cdot \frac{2.5}{2} = 16 \text{ t/m}$

$l$ : portée libre = 2.5 m

et  $z \geq \frac{T_{max}}{1.15 \bar{\sigma}_b} = \frac{16 \cdot 10^3}{1.15 \cdot 59 \cdot 100} = 23.58 \text{ cm}$

$$\text{et } h \geq \frac{1}{0.9} z = \frac{23.58}{0.9} = 26.2 \text{ cm}$$

$$\text{et on a } h_f \geq \max\left(\frac{l}{10}; 26.2 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{2.5}{10}, 26.2\right)$$

On prend donc  $h_f = 40 \text{ cm}$

Verification au poinçonnement

$$\frac{1.5(N-F)}{R_c \cdot h_f} = 20.925 > 1.2 \bar{\sigma}_c \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} R_c = 730 \text{ cm} \\ h_f = 40 \text{ cm} \\ N = 490.2 \text{ t} \\ F = 82.875 \text{ t} \end{array}$$

donc on augmente la hauteur  $h_f$

On prend  $h_f = 80 \text{ cm}$  et la condition de poinçonnement est vérifiée.

stabilité du radier:

Le poids du radier est:

$$S_{\text{rad}} \cdot h_f \cdot 2.5 = 9.655 \cdot 0.80 \cdot 2.5 = 117.9 \text{ t}$$

Poids du voile :  $80 \text{ t}$

$$\text{Sous } SP_1, \text{ on a } N = G = 80 + 117.9 = 197.9 \text{ t}$$

$$\text{et } \bar{\sigma}_s = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \sigma_h = 0.786 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Diagramme des contraintes sous le radier :

Sens Longitudinal:

$M^t$  à la base est :  $552.32 \text{ t.m}$

Poids des terres (sous  $SP_1$ )  $N = 490 \text{ t}$   
(sous  $SP_2$ )  $N = 610.475 \text{ t}$

$$e = \frac{M}{N} = 90 \text{ cm} < \frac{L}{6} (\text{cm}) = 109.17 \text{ cm}$$

la section est entièrement comprimée, les contraintes sont :

$$\sigma_{1,2} = \left(\sigma_h + \frac{N}{S}\right) \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = 2.074 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0.42 \text{ kgf/cm}^2$$

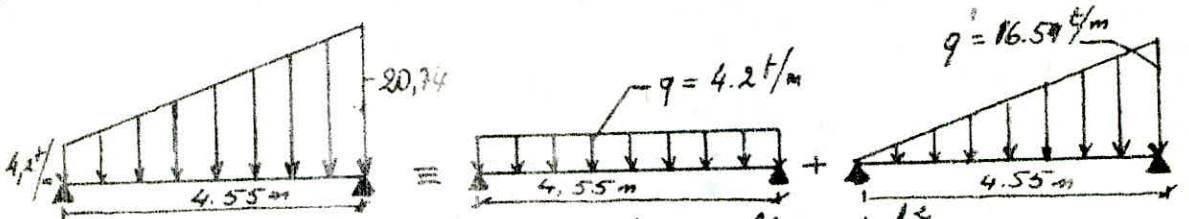
$$\Rightarrow \sigma(A/4) = 1.66 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_s (SP_2)$$

de même le sens transversal: on aura un diagramme trapézoïdal vu que le sens longitudinal est plus défavorable.

et on prendra comme charge pour ferrailer la console du radier  
 $q = \sigma_1 \times 100 \times 1 = 20.74 \text{ t/m}$

a) Calcul de la poutre de chaînage:

On prends en compte les charges du 2<sup>nd</sup> genre:  
 et on a le schéma de calcul suivant:



Le moment max est  $M(x = 2.275) = q \frac{l^2}{8} + q' \frac{l^2}{12}$

$M_{max} = 39.4 \text{ t.m}$

$T_{max} = q \frac{l}{2} + q' \frac{l}{3} = 34.6 \text{ t}$

$M_{max} = 39.4 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0.0500 \Rightarrow \epsilon = 0.9060 ; K = 38.2$

et  $\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 109.95 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' (\sigma_{R2})$

$\Rightarrow A' = 0$  ( Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires )

La section d'aciers tendues :  $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = 12.12 \text{ cm}^2$

On adoptera 4 T20 soit  $A = 12.56 \text{ cm}^2$

Contrainte de cisaillement du Béton:

On vérifie  $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b (\sigma_{R2})$  avec  $z = \frac{7}{8} h$

on a  $T_{max} = 34.6 \text{ t}$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{34.6 \cdot 10^3 \cdot 8}{7 \cdot 50 \cdot 75} = 10.54 \text{ kgf/cm}^2 < 2.5 \bar{\sigma}_b = 14.75 \text{ kgf/cm}^2$

donc on peut utiliser des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne.

Armatures transversales :

$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a \cdot z}{T_{max}}$  avec  $\bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kgf/cm}^2$

On utilise des  $\phi_{10}$  ( 4  $\phi_{10}$  : 2 cadres )  $\Rightarrow A_t = 3.14 \text{ cm}^2$

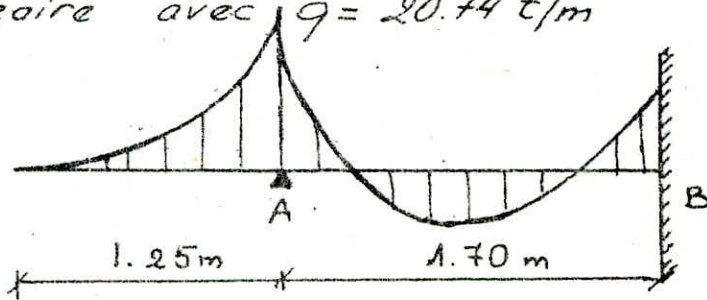
et on trouve  $t = 14.25 \text{ cm}$

l'espacement admissible est  $E = \max \left\{ \begin{array}{l} E_1 = (1 - 0.3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 18.75 \text{ cm} \\ E_2 = 0.2 h = 15 \text{ cm} \end{array} \right.$

donc on prends  $t = 15 \text{ cm}$

b/ Etude de la console :

la console est supposée encastrée au niveau du voile et appuyée au niveau de la poutre de chaînage car cette dernière est noyée dans le radier, elle peut résister à la pression du sol (peut jouer le rôle d'appui).  
On calculera cette console sur une bande de 1m linéaire avec  $q = 20.74 \text{ t/m}$



$$M_A = -q \frac{l_1^2}{2} = 16.20 \text{ t.m}$$

$$M_B = -q \frac{l^2}{4} = 14.98 \text{ t.m}$$

donc pour toute la console du radier on ferrillera avec le moment  $M = 16.20 \text{ t.m}$

$$\text{et } M = 16.20 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0.0103 \Rightarrow k = 95 \text{ et } E = 0.9545$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}_b' = 44.27 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 5.39 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ T16/ml}$$

$$R_A = q \frac{l_1}{2} = 12.96 \text{ t}$$

$$R_B = q(l_1 + l_2) - R_A = 48.22 \text{ t}$$

Armatures transversales :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_a \cdot z}{T_{\max}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_a = 2400 \text{ kgf/cm}^2$$

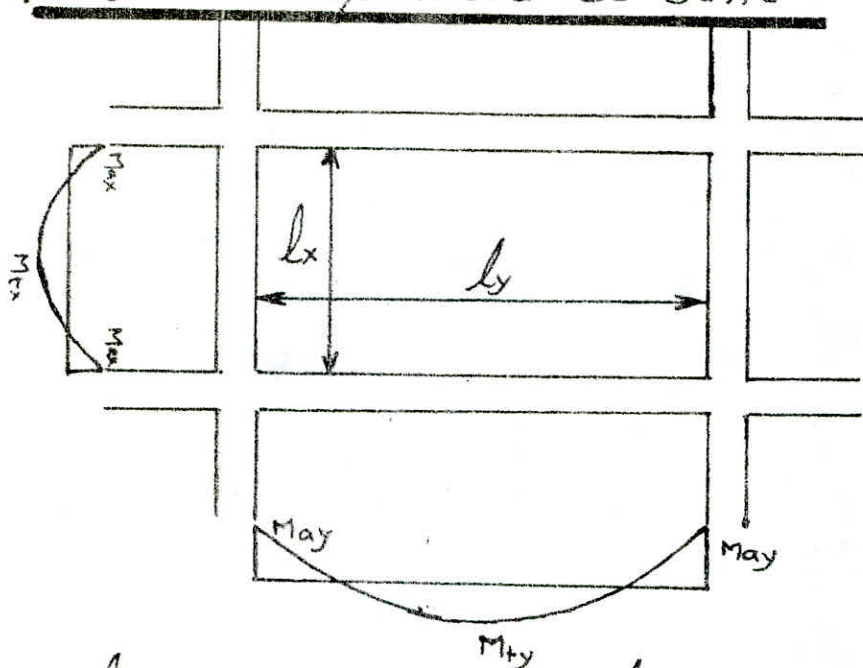
$$z = \frac{7}{8} h$$

On prend 2 cadres en  $\phi 8$  on aura

$$t = 10.26 \quad \text{et } \bar{t} = 18.75 \text{ cm}$$

donc on adoptera 2 cadres  $\phi 8$  ( $4 \phi 8$ )  
dont l'espacement des cours est  $t = 10 \text{ cm}$ .

c/ Etude du panneau de dalle



$$l_x = 290 \text{ cm} \quad l_y = 310 \text{ cm} \Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.915 \end{cases}$$

$$q = 20.74 \text{ t/m}$$

$$M_{ox} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 8.11 \text{ t.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox} = 7.42 \text{ t.m}$$

et on vérifie la condition  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1.15 M_0$

$$\text{On a } M_t = 0.9 M_0$$

$$M_{ap} = 0.5 M_0$$

$$\text{donc } M_{t,x} = 7.39 \text{ t.m} \text{ et } M_{ax} = 4.055 \text{ t.m}$$

$$M_{t,y} = 6.678 \text{ t.m} \text{ et } M_{ay} = 3.71 \text{ t.m}$$

Le terrassement se fait sous ( $SP_2$ ) [cas  $\oplus$  défavorable]

$$M_{tx} = 7.299 \text{ t.m} \Rightarrow \mu = 0.0104 \Rightarrow K = 94.5 \text{ et } E = 0.9543$$

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\text{et } A = 3.64 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ T12/ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

à l'appui

$$M_{app} = 4.055 \text{ t.m} \Rightarrow A = 2.27 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } A = 4 \text{ T12/ml} = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

toutes les vérifications ont été satisfaites.

# LONGRINES

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux dans le cas des semelles isolées lorsque la distance verticale entre le dessus des fondations et la sous face des poutres du plancher 0.00 dépasse 1m

Les Longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à  $\frac{N_{max}}{10}$  pour les sols meubles

$\frac{N_{max}}{15}$  pour les sols de consistance moyenne

N: force axiale du Poteau à cette sollicitation, Il faut ajouter dans le cas échéant, les efforts des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

Le ferrailage minimum doit être  $4\phi 14$  ou  $4\phi 12$  avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm

La longrine a pour dimensions

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$h = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{6}\right) L = \left(\frac{1}{3} : \frac{1}{6}\right) 3.5 = 60 \text{ cm avec } L = 3.5 \text{ m}$$

Pour les armatures :

en traction  $A_L \geq \frac{N}{\sigma_a}$

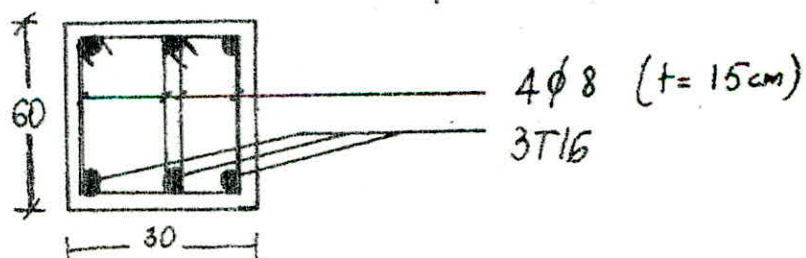
en compression :  $A_L \geq \frac{1}{h} \left( \frac{N}{\sigma_b} - B \right)$

On adoptera pour nos Longrines

les dimensions : 30x60 avec un ferrailage

de 3T16 pour les armatures longitudinales  
4φ8 pour les armatures transversales  
(1cadre + 1étrier)

avec un espacement de 15 cm.



### Conclusion.

En conclusion, On peut dire que: un projet de fin d'étude est une synthèse de toutes connaissances acquises le long de la 'scolarité'; Une mise en évidence et en application de celles-ci à un cas spécifique. C'est aussi le passage du cycle académique (théorie) au cycle pratique.

On a appliqué ces connaissances à un bâtiment à ossature auto-stable dont le principal objectif a été de calculer les éléments résistants.

Malgré les diverses difficultés rencontrées le long de notre travail qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet, soit à ajouter ou modifier certains éléments indispensables nous n'avons cessé d'apprendre et nous avons appris.

Nous sommes joyeux et animés présentement de cette joie d'être en fin de cycle et dans ce même contexte encourageons ceux qui seront les futurs.

# BIBLIOGRAPHIE

- Regles Techniques CCBA 68
- Regles Parasismiques Algeriennes R.P.A 81
- Regles CM 66
- Regles Neige et Vent N.V 69
- Bulletin n° 5 et 6 du C.T.C
- Aide Memoire : B.A ; R.D.M ; Second Oeuvre du <sup>batiment</sup>
- Le calcul et la verification des ouvrages en Beton Arme (P. CHARON)
- Calcul pratique des ossatures en B.A (A. FUENTES)
- Cours de Beton Arme' (M. BELAZOUGUI)
- Cours de CM<sub>I</sub> et CM<sub>II</sub>.
- Traite' du Beton Arme' (A. GUERRIN)
- Dynamique des structures et simologie de l'ingenieur (A et L DOBRESCU)
- Calcul des Fondations (I.T.P. B Doc 21)
- Calcul des Fondations et Murs de Soutenement (TENG)



**ANNEXES**

Niveau	travée	G+1,2P		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	A-B	10.11	10.53	6.93	7.34	12.40	12.80	4.13	4.40	9.60	9.87
	B-C	5.61	4.18	2.21	0.83	8.52	7.13	0.64	-0.37	6.95	5.94
	C-D	4.80	4.99	1.70	1.89	7.46	7.65	0.34	0.48	6.10	6.24
	D-E	5.23	4.56	1.98	1.34	8.00	7.37	0.50	0.05	6.53	6.08
III	A-B	15.82	16.14	7.46	7.73	19.75	20.02	0.30	0.43	12.60	12.72
	B-C	7.74	6.96	-0.60	-1.92	15.14	13.82	-4.51	-5.14	11.23	10.60
	C-D	7.62	7.84	-0.88	-0.68	13.90	14.09	-4.39	-4.30	10.39	10.48
	D-E	8.08	7.37	-0.72	-1.32	14.54	13.93	-4.44	-4.72	10.81	10.54
II	A-B	15.83	16.13	5.31	5.56	21.93	22.18	-1.85	-1.73	14.76	14.89
	B-C	8.47	6.99	-4.29	-5.66	18.77	17.50	-8.18	-8.79	14.88	14.27
	C-D	7.62	7.83	-5.01	-4.83	18.05	18.23	-8.53	-8.44	14.53	14.62
	D-E	8.07	7.39	-4.23	-4.81	18.03	17.45	-7.95	-8.22	14.31	14.04
I	A-B	15.84	16.13	4.19	4.43	23.05	23.30	-2.98	-2.86	15.89	16.01
	B-C	8.44	7.02	-4.46	-5.67	18.89	17.67	-8.34	-8.91	15.01	14.43
	C-D	7.62	7.83	-4.22	-4.04	17.25	17.43	-7.73	-7.65	13.74	13.82
	D-E	8.06	7.40	-4.30	-4.86	18.07	17.51	-8.01	-8.27	14.36	14.10

Bloc "A" Portique 6-6  
 Efforts Tranchants dans les Poutres

Niveau	travée	G+I,2P			G+P+SI			G+P-SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
IV	A-B	9.92		11.4	20.40		19.10	-1.44		2.67	17.65		15.99	-4.20		-0.55
	B-C	4.36		1.85	10.18		6.81	-1.80		-3.28	9.01		6.29	-2.98		-3.80
	C-D	1.88		2.22	6.83		7.17	-3.25		-2.92	6.30		6.54	-3.78		-3.55
	D-E	2.70		1.54	7.62		6.97	-2.47		-4.04	6.86		6.54	-3.23		-4.47
III	A-B	17.80		18.91	38.28		36.32	-7.67		-3.80	30.23		27.76	-15.72		-12.86
	B-C	5.6		2.92	19.42		15.42	-9.82		-10.44	16.87		14.08	-12.38		-11.78
	C-D	2.97		3.36	15.47		15.81	-10.39		-10.05	14.10		14.26	-11.76		-11.60
	D-E	4.38		3.14	16.67		16.45	-9.19		-11.07	14.66		15.00	-11.20		-12.52
II	A-B	17.97		19.02	44.01		45.93	-18.11		-13.23	35.88		37.32	-21.23		-21.84
	B-C	5.49		2.92	26.27		21.29	-16.85		-16.81	23.77		19.95	-19.36		-17.65
	C-D	2.97		3.35	21.34		21.66	-16.26		-15.94	19.97		20.12	-17.63		-17.48
	D-E	4.39		3.20	22.55		22.89	-15.05		-17.42	20.53		21.42	-17.07		-18.89
I	A-B	18.14		19.12	51.35		46.72	-20.16		-13.84	43.15		38.07	-28.36		-22.49
	B-C	5.39		2.92	26.69		21.28	-17.45		-16.29	24.23		19.93	-19.92		-17.63
	C-D	2.97		3.34	21.33		21.64	-16.24		-15.93	19.96		20.10	-17.61		-17.47
	D-E	4.40		3.25	22.54		23.15	-15.02		-17.59	20.52		21.65	-17.05		-18.08

Moments dans les Poutres  
Bloc "A" Portique 6-6'

Niv	Traverse	G+I,2P		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	1-2	1.26	1.51	-2.25	-2.00	4.69	4.94	-2.56	-2.38	4.38	4.56
	2-3	1.54	1.52	-2.10	-2.11	5.08	5.07	-2.48	-2.50	4.70	4.68
	3-4	1.53	1.53	-2.20	-2.20	5.17	5.17	-2.58	-2.58	4.78	4.78
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	1.51	1.54	-2.22	-2.18	5.15	5.18	-2.59	-2.57	4.77	4.79
	6-7	1.66	1.40	-1.40	-1.65	4.62	4.37	-1.89	-2.00	4.21	4.02
III	1-2	1.84	2.08	-6.82	-6.60	10.08	10.30	-7.56	-7.43	9.34	9.47
	2-3	2.09	2.07	-6.13	-6.14	9.87	9.86	-6.94	-6.95	9.06	9.05
	3-4	"	2.09	-6.34	-6.34	10.08	10.08	-7.16	-7.16	9.26	9.26
	4-5	2.09	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	2.06	2.10	-6.36	-6.33	10.06	10.09	-7.16	-7.15	9.26	9.27
	6-7	2.21	1.95	-5.28	-5.51	9.24	9.01	-6.14	-6.27	6.38	8.26
	II	1-2	1.84	2.08	-10.68	-10.46	13.95	14.16	-11.42	-11.29	13.20
2-3		2.09	2.07	-9.99	-10.00	13.73	13.72	-10.80	-10.81	12.92	12.91
3-4		"	2.09	-10.29	-10.29	14.03	14.03	-11.11	-11.11	13.21	13.21
4-5		"	"	-10.29	-10.29	14.03	14.03	-11.11	-11.11	13.21	13.21
5-6		2.06	2.10	-10.31	-10.29	14.01	14.03	-11.11	-11.10	13.21	13.22
6-7		2.24	1.93	-8.60	-8.88	12.62	12.34	-9.48	-9.63	11.74	11.59
I		1-2	1.84	2.08	-11.87	-11.67	15.15	15.35	-12.61	-12.50	14.41
	2-3	2.09	2.07	-10.99	-11.00	14.73	14.72	-11.80	-11.81	13.92	13.91
	3-4	"	2.09	-11.31	-11.31	15.05	15.05	-12.13	-12.13	14.23	14.23
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	2.07	2.10	-11.33	-11.30	15.03	15.06	-12.13	-12.12	14.23	14.24
	6-7	2.20	1.96	-9.62	-9.83	13.56	13.35	-10.48	-10.60	12.70	12.58

Efforts tronçants dans les Poutres  
 Bloc "A" Portique B-B

Moments dans les Poutres  
Bloc "A" Portique B.B

Niveau	travée	G+1, 2P			G+P+SI			G+P-SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
	1-2	0,36		0,75	4,59		7,51	-3,89		-6,03	4,49		7,32	-3,97		-6,22
	2-3	0,65		0,62	6,76		7,05	-5,48		-5,83	6,60		6,90	-5,64		-5,98
	3-4	0,62		"	7,05		"	-5,83		"	6,90		"	-5,98		"
	4-5	"		"	"		"	"		"	"		"	"		"
	5-6	"		0,69	"		7,12	"		-5,76	"		6,94	"		-5,94
	6-7	0,92		0,47	7,35		4,56	-5,54		-3,64	7,11		4,44	-5,77		-3,76
	1-2	0,63		1,00	12,30		16,02	-11,12		-14,14	12,05		15,61	-11,37		-14,55
	2-3	0,84		0,82	14,44		15,13	-12,86		-13,59	14,10		14,80	-13,20		-13,92
	3-4	0,82		"	15,13		"	-13,59		"	14,80		"	-13,92		"
	4-5	"		"	"		"	"		"	"		"	"		"
	5-6	"		0,87	"		15,18	"		-13,54	"		14,83	"		-13,89
	6-7	1,23		0,81	15,52		11,82	-13,20		-10,29	15,02		11,48	-13,70		-16,52
	1-2	0,64		1,00	17,29		23,28	-16,07		-21,40	17,02		22,87	-16,34		-21,81
	2-3	0,84		0,82	21,01		22,05	-19,43		-20,57	20,67		21,72	-19,77		-20,84
	3-4	0,82		"	22,05		"	-20,57		"	21,72		"	-20,84		"
	4-5	"		"	"		"	"		"	"		"	"		"
	5-6	"		0,87	"		22,10	"		-20,46	"		21,74	"		-20,82
	6-7	1,23		0,81	22,44		16,57	-20,12		-15,17	21,94		16,22	-20,62		-15,46
	1-2	0,65		1,00	19,21		25,16	-17,97		-23,28	18,94		24,75	-18,24		-23,69
	2-3	0,84		0,82	22,71		23,84	-21,13		-22,30	22,37		23,51	-21,47		-22,63
	3-4	0,82		"	23,84		"	-22,30		"	23,51		"	-22,63		"
	4-5	"		"	"		"	"		"	"		"	"		"
	5-6	"		0,87	"		23,89	"		-22,25	"		23,53	"		-22,61
	6-7	1,23		0,84	24,23		18,32	-21,91		-16,74	23,73		17,98	-22,41		-17,08

Niveau	Travées	G + 1,2 P		G P + SI		G, P - SI		0,8 G SI		0,8 G - SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	F-G	1,57	1,72	-1,45	-1,31	4,44	4,59	-2,05	-1,97	3,84	3,93
	G-H	1,15	1,15	-1,32	-1,32	4,45	4,45	-1,94	-1,94	3,82	3,82
	H-I	1,72	1,57	-1,31	-1,45	4,59	4,44	-1,97	-2,05	3,93	3,84
III	F-G	2,00	2,12	-4,10	-3,99	7,80	7,91	-5,08	-5,03	6,82	6,87
	G-H	2,06	2,06	-3,85	-3,85	7,77	7,77	-4,88	-4,88	6,75	6,75
	H-I	2,12	2,00	-3,99	-4,10	7,91	7,80	-5,03	-5,08	6,87	6,82
II	F-G	2,01	2,12	-6,51	-6,41	10,22	10,32	-7,50	-7,45	9,23	9,28
	G-H	2,06	2,06	-6,27	-6,27	10,08	10,08	-7,28	-7,28	9,07	9,07
	H-I	2,12	2,01	-6,41	-6,51	10,32	10,22	-7,45	-7,50	9,28	9,23
I	F-G	2,01	2,12	-6,41	-6,31	10,12	10,22	7,39	-7,35	9,13	9,18
	G-H	2,06	2,06	-6,05	-6,05	9,86	9,86	-7,06	-7,06	8,85	8,85
	H-I	2,12	2,01	-6,31	-6,41	10,22	10,12	-7,35	7,39	9,18	9,13

Efforts Tranchants dans les Poutres,

Bloc "C". Portique 6-6



Niveau	Travee	G+I,2P		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te
IV	1-2	1.33	1.76	-3.53	-3.11	6.14	6.56	-3.85	-3.53	5.83	6.15
	2-3	1.73	1.68	-3.59	-3.64	6.99	6.94	-4.00	-4.04	6.58	6.54
	3-4	1.38	2.04	-3.89	-3.24	6.58	7.22	-4.21	-3.72	6.26	6.75
	4-6	3.41	3.42	1.45	1.46	5.23	5.24	0.64	0.65	4.42	4.43
	6-7	2.21	1.21	-2.64	-3.62	6.96	5.98	-3.16	-3.90	6.44	5.70
III	1-2	1.71	2.20	-10.98	-10.54	14.13	14.57	-11.58	-11.30	13.54	13.81
	2-3	2.18	2.13	-11.64	-11.77	15.82	15.69	-12.41	-12.50	15.05	14.95
	3-4	1.83	2.48	-11.87	-11.27	15.23	15.83	-12.50	-12.12	14.60	14.97
	4-6	4.31	4.33	-1.34	-1.32	9.25	9.27	-2.92	-2.92	7.77	7.78
	6-7	2.68	1.63	-10.39	-11.35	15.31	14.35	-11.31	-11.91	14.39	13.79
II	1-2	1.71	2.20	-18.30	-17.86	21.44	21.89	-18.99	-18.62	20.85	21.13
	2-3	2.18	2.12	-19.72	-19.85	23.90	23.77	-20.49	-20.59	23.13	23.03
	3-4	1.84	2.48	-19.10	-18.51	22.48	23.07	-19.74	-19.37	21.84	22.21
	4-6	4.31	4.33	-3.88	-3.87	11.80	11.81	-5.37	-5.36	10.31	10.32
	6-7	2.67	1.64	-17.26	-17.91	21.57	20.92	-18.12	-18.47	20.71	20.36
I	1-2	1.72	2.20	-18.70	-18.26	21.84	22.29	-19.29	-19.01	21.25	21.53
	2-3	2.18	2.13	-20.42	-20.55	24.60	24.47	-21.19	-21.29	23.83	23.73
	3-4	2.02	2.30	-20.11	-19.84	23.81	24.07	-20.81	-20.64	23.71	23.28
	4-6	4.23	4.41	-4.58	-4.42	12.35	12.52	-6.05	-5.94	10.89	11.00
	6-7	2.66	1.66	-18.06	-18.99	22.96	22.03	-18.98	-19.56	22.04	21.46

Efforts tranchants dans les Poutres  
 Bloc A " Portique D-D



BLOC : B      Sens transversal      Portique 12-12

Niveau	Travée	G + 1,2 P			G + P + S1			G + P - S1			0,8 G + S1			0,8 G - S1		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
IV	A-A'	1,66		2,9	10,50		5,60	-7,51		-1,98	9,96		4,96	-8,04		-2,62
	A'B	1,77		1,9	5,38		6,54	-2,20		-3,76	4,42		6,01	-2,76		-4,79
	B-C	1,49		1,50	6,54		5,97	-3,76		-1,61	6,01		4,55	-4,23		-2,92
	C-D	1,52		1,86	5,16		5,47	-2,42		-2,20	4,67		4,87	-2,81		-2,71
	D-E	2,18		1,25	5,72		6,70	-1,86		-4,46	5,03		6,30	-2,55		-4,86
III	A-A'	3,30		3,59	17,86		13,30	-16,09		-6,90	13,05		12,08	-16,44		-8,16
	A'B	2,97		2,59	12,75		15,23	-7,49		-10,65	11,70		14,55	-8,50		-11,53
	B-C	2,59		3,61	15,23		12,43	-10,65		-7,81	10,35		11,55	-11,53		-8,69
	C-D	2,65		3,12	12,47		12,88	-7,77		-7,36	11,57		11,82	-8,67		-8,42
	D-E	3,54		2,81	13,51		16,03	-6,73		-11,05	12,21		15,07	-8,03		-12,01
II	A-A'	3,33		3,60	27,14		15,27	-21,24		-8,89	26,01		14,05	-22,37		-10,11
	A'B	2,96		2,59	14,70		20,79	-9,46		-16,21	13,60		18,81	-10,40		-17,09
	B-C	2,59		2,61	20,79		14,39	-16,21		-9,47	14,01		13,51	-17,09		-10,61
	C-D	2,65		3,09	14,43		14,82	-9,73		-9,84	13,53		13,78	-10,63		-10,79
	D-E	3,84		2,86	15,48		22,00	-8,68		-16,98	14,18		21,07	-9,98		-17,95
I	A-A'	3,35		3,61	26,80		18,13	-20,86		-11,73	25,66		16,90	-2,20		-12,86
	A'B	2,95		2,59	17,55		21,00	-12,32		-16,47	16,54		20,52	-13,32		-17,30
	B-C	2,59		2,61	27,09		17,29	-16,42		-12,67	20,52		16,41	-17,30		-13,51
	C-D	2,65		3,09	17,33		17,67	-12,63		-12,19	16,03		16,62	-13,53		-13,29
	D-E	2,49		2,91	17,96		22,24	-11,88		-17,00	16,75		21,25	-13,11		-18,02

Moments dans les Poutres.

Niveau	Traverse	G+0,2P		G+P+SI		G+P-SI		0,8G+SI		0,8G-SI	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
2)	8.9	1.48	1.78	-2.57	-2.30	6.29	5.56	-3.02	-2.84	4.84	5.02
	9.10	1.81	1.79	-2.47	-2.48	5.77	5.76	-3.01	-3.03	5.23	5.21
	10.11	1.78	1.83	-2.36	-2.92	6.22	6.26	-3.50	-3.48	5.68	5.70
	11.12	1.96	1.63	-1.84	-2.12	5.42	5.14	-2.43	-2.62	4.83	4.64
3)	8.9	1.92	2.18	-7.83	-7.61	11.08	11.31	-8.57	-8.84	10.35	10.48
	9.10	2.18	2.17	-7.13	-7.14	10.87	10.86	-7.74	-7.95	10.06	10.05
	10.11	2.16	2.19	-7.38	-7.35	11.08	11.11	-8.18	-8.17	10.28	10.29
	11.12	2.31	2.04	-6.11	-6.34	10.07	9.84	-6.97	-7.10	9.21	9.08
4)	8.9	1.93	2.18	-12.92	-12.70	16.19	16.40	-13.66	-13.53	15.44	15.57
	9.10	2.18	2.17	-11.79	-11.80	15.53	15.52	-12.60	-12.61	14.72	14.71
	10.11	2.16	2.19	-12.16	-12.13	15.86	15.89	-12.90	-12.95	15.06	15.07
	11.12	2.32	2.01	-9.93	-10.20	13.66	13.93	-10.80	-10.95	13.06	12.91
5)	8.9	1.93	2.18	-12.25	-12.03	15.52	15.73	-12.99	-12.86	14.77	14.90
	9.10	2.18	2.17	-11.02	-11.03	14.76	14.75	-11.83	-11.83	13.95	13.94
6)	10.11	2.16	2.19	-11.81	-11.81	15.07	15.10	-12.17	-12.16	14.27	14.28
	11.12	2.30	2.05	-9.93	-10.14	13.87	13.66	-10.79	-10.91	13.01	12.89

Bloc B Portique B-B

EFFORTS TRANCHANTS dans les Poutres

Moment dans les poutres  
Bloc "A" Portique 'D.D'

Niv	hauteur	G+I,2P			G+P+SI			G+P-SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
	1-2	0.12		0.80	5.50		10.75	-5.26		-9.17	5.47	10.56	10.56	-5.29		-9.36
	2-3	0.74		0.65	9.75		10.14	-8.29		-8.84	9.58		9.98	-8.46		-9.00
	3-4	0.65		1.80	10.14		10.60	-8.84		-7.04	9.98		10.17	-9.00		-7.47
	4-5	2.54		2.59	10.50		7.82	-5.46		-2.70	9.89		7.20	-6.07		-3.32
	6-7	1.91		0.17	13.43		5.47	-9.65		-5.14	12.97		5.42	-10.11		-5.18
	1-2	0.25		0.99	14.20		26.80	-13.72		-24.90	14.11		26.44	-13.81		-25.26
	2-3	0.89		0.80	24.26		25.40	-22.56		-23.86	23.94		25.11	-22.88		-24.19
	3-4	0.80		1.90	25.40		24.62	-23.86		-20.96	25.11		23.93	-24.15		-21.65
	4-6	3.26		3.31	25.91		17.44	-19.67		-11.10	24.73		16.25	-20.85		-12.29
	6-7	2.10		0.34	33.32		14.00	-29.30		-13.34	32.57		13.87	-30.06		-13.47
	1-2	0.26		0.99	22.42		41.77	-21.92		-39.87	22.33		41.41	-22.01		-40.23
	2-3	0.88		0.80	38.05		39.91	-36.35		-38.37	37.73		39.62	-36.67		-38.66
	3-4	0.80		1.15	39.91		35.46	-28.37		-31.86	39.62		34.78	-38.66		-32.54
	4-6	3.41		3.46	36.73		24.26	-30.53		-17.90	35.61		23.06	-32.74		-19.10
	6-7	2.17		0.37	48.28		22.07	-44.24		-21.40	47.47		21.94	-44.99		-21.52
	1-2	0.28		1.04	22.38		43.09	-21.86		-41.17	22.28		42.73	-21.96		-41.53
	2-3	0.88		0.80	39.25		41.17	-37.55		-39.63	38.93		40.88	-37.87		-39.92
	3-4	0.80		1.34	41.17		37.68	-39.63		-35.22	40.88		37.22	-39.92		-35.69
	4-6	2.33		3.47	39.05		26.01	-32.85		-19.64	32.07		24.82	-34.83		-20.81
	6-7	2.15		0.38	52.05		22.06	-48.10		-21.36	51.30		21.93	-48.84		-21.49

Niveau	Travée	G+1,2P		G+P+SI		G+P-SI		0.8G+SI		0.8G-SI	
		TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te	TW	Te
	A-A'	3.18	3.35	0.33	0.49	5.82	5.98	-0.50	-0.39	4.99	5.10
	A'-B	3.23	3.19	1.27	1.14	5.17	5.03	0.40	0.31	4.29	4.20
	B-C	3.26	3.27	1.20	1.21	5.10	5.10	0.35	0.35	4.24	4.25
	C-D	3.18	3.35	1.43	1.59	4.71	4.87	0.60	0.71	3.88	3.99
	D-E	4.00	3.05	1.33	0.93	5.38	4.97	0.42	0.13	4.47	4.18
	A-A'	6.59	6.76	-0.01	0.15	12.09	12.24	-2.32	-2.23	9.78	9.87
	A'-B	6.78	6.57	1.11	0.92	11.32	11.13	-1.27	-1.39	8.94	8.82
	B-C	6.67	6.69	1.01	1.02	11.22	11.23	-1.34	-1.33	8.88	8.89
	C-D	6.55	6.81	1.52	1.76	10.48	10.72	-0.78	-0.63	8.18	8.33
	D-E	6.96	6.40	1.13	0.61	11.63	11.11	-1.31	-1.63	9.18	8.86
	A-A'	6.60	6.75	-2.70	-2.56	14.80	14.94	-5.02	-4.93	12.48	12.57
	A'-B	6.78	6.58	-1.24	-1.43	13.67	13.49	-3.62	-3.74	11.29	11.18
	B-C	6.67	6.69	-1.34	-1.33	13.57	13.58	-3.69	-3.68	11.23	11.24
	C-D	6.56	6.80	-0.65	-0.83	12.56	12.78	-2.35	-2.71	10.26	10.40
	D-E	6.95	6.41	-1.32	-1.82	14.05	13.55	-3.76	-4.06	11.61	11.31
	A-A'	6.61	6.75	-2.37	-2.24	14.48	14.61	-4.69	-4.61	12.16	12.24
	A'-B	6.78	6.64	-1.28	-1.47	13.70	13.52	-3.66	-3.77	11.32	11.21
	B-C	6.67	6.69	-1.38	-1.37	13.61	13.62	-3.72	-3.71	11.26	11.27
	C-D	6.62	6.74	-0.61	-0.48	12.71	12.84	-2.95	-2.82	10.37	10.50
	D-E	6.94	6.42	-1.36	-1.84	14.08	13.60	-3.80	-4.09	11.64	11.35

Bloc A " Fatigue 1.1  
 Efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	travée	G+1,2P			G+P+SI			G+P-SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt	Mw	Me	Mt
V	A-A'	1.37	1.65	8.05	4.47	-5.41	-1.28	7.69	4.04	-5.77	-1.71					
	A'-B	1.46	1.22	4.28	5.12	-1.47	-2.76	3.90	4.80	-1.85	-3.08					
	B-C	1.22	1.24		4.07		-1.68		3.75		-2.00					
	C-D	1.25	1.53	4.08	4.35	-1.67	-1.40	3.76	3.55	-2.00	-1.80					
	D-E	1.76	1.02	4.58	5.21	-1.18	-3.22	4.12	4.94	-1.64	-3.49					
III	A-A'	3.19	3.47	16.25	11.02	-10.41	-4.66	15.13	9.80	-11.53	-5.88					
	A'-B	2.87	2.50	10.47	12.33	-5.21	-7.75	9.46	11.45	-6.22	-8.62					
	B-C	2.50	2.52		10.15		-5.53		9.26		-6.42					
	C-D	2.56	3.01	10.19	10.60	-5.49	-5.08	9.29	9.54	-6.39	-6.14					
	D-E	3.70	2.71	11.23	13.02	-4.45	-8.04	9.93	12.06	-5.75	-9.00					
II	A-A'	3.21	3.48	22.09	14.67	-16.20	-8.29	20.96	13.44	-17.83	-9.51					
	A'-B	2.86	2.50	14.10	16.91	-8.85	-12.33	13.09	16.04	-9.86	-13.21					
	B-C	2.50	2.52		13.79		-9.17		12.90		-10.05					
	C-D	2.56	2.99	13.83	14.22	-9.13	-8.74	12.93	13.17	-10.03	-9.78					
	D-E	3.71	2.75	14.87	17.95	-8.08	-12.89	13.57	16.98	-9.38	-13.86					
I	A-A'	3.24	3.49	20.80	14.86	-14.86	-8.47	19.66	13.63	-16.00	-9.69					
	A'-B	2.85	2.50	14.28	16.86	-9.05	-12.27	13.27	15.98	-10.05	-13.15					
	B-C	2.50	2.52		13.97		-9.35		13.08		-10.24					
	C-D	2.56	2.99	14.01	14.40	-9.21	-9.92	13.11	13.35	-10.21	-9.97					
	D-E	3.76	2.81	15.08	17.94	-8.25	-12.79	13.76	16.95	-9.56	-13.79					

Moments dans les Poutres  
 Bloc "A" Portique "1.1"

EFFORTS TRANCHANTS dans les Poutres

Bloc B Portique 12-12

Niveau	G+12P		G+D+SI		G+P-SI		086-SI		
	Tw	Tc	Tw	Tc	Tw	Tc	Tw	Tc	
II	A'1	3.87	4.07	-0.17	0.01	7.13	7.31	-1.01	5.89
	A'B	4.05	3.89	0.58	0.87	5.71	6.06	-0.61	4.51
	BC	3.93	3.97	-1.01	1.02	6.12	6.12	-0.26	4.86
	CD	3.87	4.07	1.32	1.32	5.56	5.83	-0.07	4.41
	DE	4.22	3.71	1.12	0.68	6.46	6.00	-0.51	4.81
III	A'1	6.83	7.00	-1.80	-1.65	13.89	12.89	-4.02	11.66
	A'B	7.02	6.80	-0.37	-0.57	12.81	12.61	-2.87	10.81
	BC	6.91	6.92	-0.49	-0.46	12.70	12.72	-2.82	10.37
	CD	6.78	7.57	-0.14	-0.77	11.42	12.32	-2.36	9.63
	DE	7.20	6.62	-0.38	-0.90	13.12	12.62	-2.82	10.37
IV	A'1	6.83	6.89	-4.31	-4.17	16.71	16.55	-6.63	14.87
	A'B	7.02	6.80	-2.53	-2.72	14.97	14.77	-4.91	12.47
	BC	6.91	6.92	-2.63	-2.59	14.85	14.89	-4.97	12.57
	CD	6.79	7.04	-0.89	-0.67	12.91	13.13	-3.19	10.75
	DE	7.19	6.63	-2.66	-3.16	15.40	14.90	-5.10	12.65
V	A'1	6.84	6.99	-5.04	-4.81	17.15	17.28	-7.37	14.81
	A'B	7.02	6.81	-3.42	-3.60	15.84	15.66	-5.80	13.35
	BC	6.91	6.92	-3.52	-3.56	15.74	15.76	-5.87	13.41
	CD	6.86	6.96	-2.51	-2.38	14.62	14.74	-4.85	12.27
	DE	7.18	6.64	-3.57	-4.02	16.26	15.78	-5.91	13.53

Efforts Tranchants dans les poutres

Bloc "C" portique G-G

Niveau	travée	G+1,2P		G+P+5I		G+P-5I		0,8G+5I		0,8G-5I	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
IV	1-2	4,75	5,91	1,39	2,49	7,62	8,72	-0,5	0,14	5,73	6,37
	2-3	5,94	6,83	2,35	2,25	8,91	8,81	-0,01	-0,07	6,55	6,49
	3-4	5,88	5,89	2,21	2,21	8,94	8,94	-0,13	-0,13	6,60	6,60
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	5,78	5,99	2,78	2,99	8,17	8,37	0,49	0,60	5,87	5,99
	6-7	8,99	6,11	-1,98	-1,48	12,64	13,14	-4,39	-3,75	10,22	10,87
III	1-2	6,17	7,30	-1,38	-0,34	12,70	13,74	-4,54	-4,08	9,53	9,99
	2-3	7,52	7,35	-0,15	-0,29	13,93	13,79	-4,01	-4,05	10,06	10,03
	3-4	7,44	7,44	-0,40	-0,40	14,04	14,04	-4,21	-4,21	10,23	10,23
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	7,34	7,53	-0,48	-0,31	13,95	14,12	-4,25	-4,17	10,19	10,26
	6-7	7,99	6,87	0,99	-0,05	13,69	12,65	-3,12	-3,58	9,59	9,13
II	1-2	6,18	7,29	-5,18	-4,17	16,52	17,53	-8,35	-7,91	13,85	13,79
	2-3	3,48	7,39	-3,88	-3,88	17,92	17,44	-7,64	-7,67	13,68	13,65
	3-4	7,44	7,44	-4,11	-4,11	17,75	17,75	-7,92	-7,92	13,94	13,94
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	7,34	7,52	-4,19	-4,03	17,67	17,84	-7,96	-7,89	13,90	13,98
	6-7	7,99	6,86	-4,75	-3,04	13,93	15,64	-8,30	-6,57	10,38	12,11
I	1-2	6,19	7,27	-4,74	3,23	16,10	9,22	-7,91	-0,06	12,92	5,94
	2-3	7,48	7,39	-2,11	-2,19	15,83	15,76	-5,95	-5,98	11,99	11,96
	3-4	7,44	7,44	-2,38	-2,38	16,02	16,02	-6,19	-6,19	12,21	12,21
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	7,35	7,52	-2,46	-2,30	15,94	16,10	-6,23	-6,16	12,17	12,24
	6-7	7,97	6,90	-1,26	-2,24	15,88	14,90	-5,34	-5,78	11,79	11,36





# Moments et efforts normaux dans les poteaux

Niveau	Poteau	G + 1,2 P			G + P + 1,2 S <sub>I</sub>			G + P - 1,2 S <sub>I</sub>			0,8 G + S <sub>I</sub>			0,8 G - S <sub>I</sub>		
		M <sub>S</sub>	M <sub>Z</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>Z</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>Z</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>Z</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>Z</sub>	N <sub>c</sub>
II	8	0,41	0,29	1,40	6,18	5,00	-3,36	-5,39	-4,44	6,07	5,08	4,09	-3,02	-4,56	-3,77	4,84
	9	-0,11	-0,07	3,39	17,48	9,41	3,06	-17,70	-9,62	3,51	14,59	7,89	2,00	-14,73	-7,97	2,38
	10	-	-	3,38	17,59	9,52	2,72	-17,59	-9,52	3,82	14,66	7,93	1,72	-14,66	-7,93	2,64
	11	0,26	0,17	3,57	17,84	9,84	4,61	-17,34	9,68	2,51	14,83	-9,36	3,27	-14,49	3,02	1,35
	12	-0,53	-0,38	1,56	5,06	3,85	5,86	-6,08	4,02	-2,85	4,30	-4,74	4,64	-4,98	3,45	-2,62
III	8	0,33	0,32	3,14	11,23	9,22	-13,08	-10,61	-8,61	19,06	9,28	7,60	-11,59	-8,92	-7,26	15,19
	9	-0,08	-0,07	7,34	29,14	21,90	7,33	-29,30	-22,05	6,69	24,31	18,27	4,57	-24,39	-18,35	4,00
	10	-	-	7,30	29,22	21,97	6,15	-29,22	-21,97	7,81	24,85	18,31	3,59	-24,35	-18,31	4,87
	11	0,20	0,18	7,66	29,40	18,02	9,84	-29,04	-21,81	4,80	24,45	22,84	6,59	-24,75	-18,22	2,39
	12	-0,43	-0,42	3,41	9,78	7,94	17,31	-10,59	-8,72	-10,80	8,26	6,72	13,71	-8,72	-7,16	-9,71
IV	8	0,32	0,32	4,87	13,29	13,28	-28,81	-12,68	-12,65	38,15	10,89	10,89	-25,25	-10,65	-10,65	30,63
	9	-0,07	-0,07	11,29	36,81	30,05	12,12	-36,56	-30,19	9,34	30,70	25,06	7,50	-30,78	-25,14	5,18
	10	-	-	11,23	36,89	30,12	9,44	-36,89	-30,12	11,84	30,74	25,10	5,33	-30,74	-25,10	7,41
	11	0,18	0,18	11,77	37,06	30,28	16,23	-36,72	-29,56	6,18	30,83	25,19	19,88	-30,65	-29,01	2,50
	12	-0,42	-0,40	5,24	11,95	11,96	33,35	-12,73	-12,71	-23,39	10,06	19,07	26,67	-10,50	-10,49	-20,87
I	8	0,35	0,32	6,62	10,99	14,45	-43,92	-10,84	-13,87	56,45	9,07	11,97	-38,23	-8,71	-11,63	45,41
	9	-0,08	-0,07	15,23	25,31	59,11	17,02	-25,47	-59,26	11,86	21,12	49,28	19,56	-21,20	-49,36	6,26
	10	-	-	15,16	25,39	59,18	12,75	-25,39	-59,18	16,04	21,16	49,32	7,10	-21,16	-49,32	9,84
	11	0,19	0,18	15,82	25,85	59,35	21,63	-25,18	-59,02	8,43	21,26	49,41	14,36	-21,06	-49,23	3,36
	12	-0,43	-0,40	7,10	9,47	13,82	49,39	-14,50	-14,57	-35,90	9,00	11,62	39,57	-8,08	-12,04	-37,57

Bloc (B) Portique B-B

Bloc (B)

Portique A-A

Niveau	Poteau	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>
IV	8	0.40	0.60	1.25	8.98	7.05	-3.29	-8.18	-5.86	5.76	7.45	5.83	-2.84	-6.85	-1.93	4.70
	9	-0.05	-0.09	2.96	10.88	8.84	4.41	-10.99	-9.02	1.46	9.07	7.37	3.44	-9.15	-7.51	0.98
	10	-	-	2.71	10.95	8.93	2.60	-10.92	-8.93	2.75	9.12	7.44	1.95	-8.10	-7.45	2.07
	11	0.12	0.20	2.35	11.05	9.13	2.56	-10.81	-8.73	4.07	9.20	7.58	1.88	-8.02	-7.29	3.14
	12	-0.54	-0.78	7.38	7.58	5.32	5.24	-8.65	-6.87	-2.57	6.36	4.49	4.26	-7.16	-5.67	-2.20
III	8	0.67	0.69	4.29	14.62	13.41	-11.33	-13.29	-12.12	19.82	12.14	11.73	-8.75	-11.12	-10.15	16.21
	9	-0.10	-0.10	9.98	8.67	18.67	15.18	-18.87	-18.86	4.59	15.56	15.57	11.93	-15.72	-15.71	9.11
	10	-	-	9.78	18.78	18.78	9.79	-18.75	-18.75	9.57	15.65	15.65	7.45	-15.63	-15.63	7.24
	11	0.22	0.22	10.72	18.99	18.99	6.99	-18.55	-18.55	14.24	15.81	15.81	5.06	-15.47	-15.47	11.10
	12	-0.88	-0.85	4.78	13.91	11.29	18.47	-15.66	-12.95	-9.07	11.66	9.42	15.05	-12.98	-10.70	-7.87
II	8	0.65	0.63	7.33	19.24	19.22	-25.38	-17.96	-17.98	39.91	15.98	15.98	-21.67	-15.01	-15.02	82.78
	9	-0.10	-0.09	16.99	24.47	24.44	27.12	-24.69	-24.69	6.53	20.40	20.40	21.39	-20.54	-20.54	4.73
	10	-	-	16.81	24.58	24.58	16.44	-24.55	-24.55	16.85	20.48	20.48	12.50	-20.46	-20.46	12.84
	11	0.22	0.21	18.09	24.82	24.78	12.02	-24.31	-24.35	23.82	20.62	20.63	8.73	-20.32	-20.31	18.57
	12	-0.85	-0.52	8.19	16.73	16.76	36.57	-18.41	-18.38	-20.36	14.00	14.02	29.89	-15.78	-15.26	-17.55
I	8	0.69	0.63	70.39	10.94	15.34	-38.21	-9.56	-14.09	58.80	9.06	12.74	-32.58	-8.02	-11.78	48.26
	9	-0.10	-0.09	23.99	16.16	19.82	38.55	-16.86	-24.07	5.98	13.47	16.55	30.42	-13.63	-16.69	5.70
	10	-	-	23.84	16.28	16.96	23.11	-16.25	-19.93	24.12	13.56	16.63	17.56	-13.50	-16.61	18.40
	11	0.24	0.21	25.05	16.52	20.16	17.27	-16.00	-19.73	33.15	13.40	16.78	12.59	-13.20	-16.46	25.83
	12	-0.81	-0.82	11.60	9.15	14.83	53.67	-10.94	-16.45	-30.69	7.69	12.41	43.90	-9.05	-13.65	-26.40

Moments et Efforts Normaux dans les Poteaux.

# Moments et efforts Normaux dans les Poteaux

Bloc (B)

Portique 12-12.

Niveau	Poteau	G + 1,2 P			G + P + 1,2 S <sub>I</sub>			G + P - 1,2 S <sub>I</sub>			0,8 G + S <sub>I</sub>			0,8 G - S <sub>I</sub>		
		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>
II	A	1.57	1.44	3.62	12.50	5.17	-9.50	-9.28	-2.42	7.86	8.96	4.01	-1.41	-8.02	-2.31	5.89
	A'	-0.23	-0.23	2.60	8.87	7.16	8.62	-9.50	-7.68	6.00	7.43	6.02	5.79	-7.71	-6.34	3.61
	B	-	-	7.55	12.21	8.92	7.07	-12.21	-8.92	7.07	10.30	7.43	4.55	-10.30	-7.43	4.55
	C	0.01	0.01	7.34	9.20	7.43	7.53	-8.97	-7.40	6.60	7.66	6.13	4.93	-7.48	-6.17	4.50
	D	0.26	0.51	7.76	8.34	7.72	6.81	-8.83	-7.12	8.05	7.73	6.36	4.31	-7.41	-6.00	5.29
	E	-1.16	-1.22	3.48	5.50	3.40	6.54	-7.75	-5.74	0.15	4.80	3.03	4.31	-6.24	-4.63	-0.51
III	A	12.84	1.55	9.94	34.39	12.47	-4.26	-3.84	-9.52	23.32	24.97	10.07	-5.52	-8.83	-8.25	17.46
	A'	-0.30	-0.30	20.58	16.56	14.05	22.54	-17.14	-14.51	16.90	13.86	11.77	12.71	-14.22	-12.11	10.01
	B	-	-	20.04	22.07	18.06	19.21	-22.07	-18.06	19.21	13.39	15.05	12.04	-13.39	-15.05	12.04
	C	0.02	0.01	20.02	16.99	14.35	20.63	-16.70	-14.31	17.75	14.15	11.95	13.23	-13.98	-11.94	10.83
	D	0.30	0.35	20.97	17.18	14.66	18.34	-16.57	-14.00	21.86	14.25	12.14	11.11	-13.83	-11.74	14.05
	E	-1.38	-1.93	8.60	10.35	8.26	20.50	-12.98	-10.80	-2.09	8.91	7.16	15.18	-10.53	-8.72	-3.64
II	A	1.55	1.47	16.27	19.50	19.43	-10.60	-16.55	-16.62	41.80	15.93	15.89	-12.15	-14.11	-14.15	31.55
	A'	-0.30	-0.31	32.55	20.13	20.14	36.83	-20.40	-20.69	27.36	16.84	16.84	23.98	-17.18	-17.18	16.04
	B	-	-	32.73	26.30	26.30	31.35	-26.30	-26.30	31.35	21.92	21.92	19.53	-21.92	-21.92	13.53
	C	0.02	0.01	32.71	20.43	20.43	34.96	-20.39	-20.39	27.69	17.02	17.02	22.54	-17.00	-17.00	16.48
	D	0.85	1.09	34.15	20.74	20.73	28.33	-20.09	-20.09	37.01	17.21	17.21	16.77	-16.81	-16.81	23.95
	E	-1.33	-1.28	15.34	12.61	12.61	37.19	-15.14	-15.14	-7.04	10.78	10.78	27.82	-12.34	-12.34	-3.04
I	A	1.63	1.47	22.60	12.11	46.38	-17.88	-8.99	-43.57	61.15	9.75	38.35	-19.49	-7.84	-36.61	46.37
	A'	-0.32	-0.31	46.51	15.26	18.89	51.04	-15.87	-19.38	38.01	12.48	15.75	33.03	-13.16	-16.09	22.23
	B	-	-	45.43	18.58	31.75	43.49	-18.58	-31.75	43.49	15.48	26.46	27.02	-15.48	-26.46	27.02
	C	0.02	0.01	45.45	15.58	19.12	48.42	-15.55	-19.09	38.58	12.98	15.43	31.10	-12.96	-15.41	22.90
	D	0.37	1.09	47.26	15.92	19.42	35.33	-15.21	-18.79	51.16	13.19	16.12	23.20	-12.75	-15.72	33.06
	E	-1.41	-1.28	21.89	8.37	16.83	54.95	-11.07	-19.27	-13.04	7.26	14.29	41.25	-8.94	-15.79	-15.31

Moments et efforts normaux dans les poteaux  
Bloc "C" Portique F-F

Niveau	Poteau	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P-1,2SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N
IV	1	-0,65	-0,56	2,79	5,35	4,39	0,21	-4,11	-3,37	4,98	4,30	3,46	-0,46	-3,58	-3,00	3,52
	2	-0,077	-0,07	6,86	5,89	4,81	7,31	-6,04	-4,94	5,73	4,93	4,03	4,49	-5,01	-4,09	3,18
	3	0	0	6,75	5,96	4,87	6,37	-5,96	-4,87	6,25	4,97	4,06	3,76	-4,97	-4,06	3,83
	4	"	"	6,80	"	"	6,45	"	"	6,45	"	"	3,80	"	"	3,80
	5	"	"	6,69	"	"	6,35	"	"	6,35	"	"	3,74	"	"	3,74
	6	-0,176	-0,17	7,22	6,13	5,02	6,45	-5,80	-4,72	7,30	5,07	4,13	3,69	-4,87	-3,89	4,40
	7	-0,87	-0,73	3,06	3,70	3,02	5,06	-5,35	-4,87	0,76	3,28	2,77	3,50	-4,26	-3,39	-0,08
III	1	0,63	-0,61	6,86	9,27	8,06	-2,79	-8,22	-6,94	14,52	7,59	6,59	-4,21	-7,07	-6,00	10,21
	2	-0,08	-0,08	15,29	10,18	10,19	17,36	-10,34	-10,33	11,37	8,52	8,52	9,89	-8,58	-8,58	4,85
	3	0	0	15,26	10,26	10,26	14,09	-10,26	-10,26	14,38	8,55	8,55	7,20	-8,55	-8,55	7,44
	4	"	"	15,25	"	"	14,33	"	"	14,33	"	"	7,36	"	"	7,36
	5	"	"	15,13	"	"	14,12	"	"	14,12	"	"	7,26	"	"	7,26
	6	-0,186	-0,18	16,20	10,44	10,44	13,41	-10,08	-10,09	16,85	8,62	8,63	6,35	-8,48		9,22
	7	-0,223	-0,10	7,03	7,88	6,27	14,09	-9,38	-7,74	-0,96	6,80	6,51	9,64	-7,48	-6,47	-2,90
II	1	-0,61	0,69	9,85	11,25	11,24	1,07	-10,13	-10,15	17,21	9,16	9,16	-2,23	-8,66	-8,66	11,22
	2	-0,08	-0,08	23,90	9,75	9,76	27,33	-9,90	-9,90	17,07	8,16	8,16	15,21	-8,22	-8,22	6,67
	3	0	0	23,88	9,83	10,26	21,02	-9,83	-10,26	23,10	8,19	8,55	10,00	-8,19	-8,55	11,73
	4	"	"	23,90	"	"	22,2	"	"	22,2	"	"	10,93	"	"	10,93
	5	"	"	23,93	"	"	21,89	"	"	21,89	"	"	10,78	"	"	10,78
	6	-0,18	-0,18	25,17	10,00	10,43	20,17	-9,66	-10,09	26,58	8,27	8,63	8,85	-8,11	-8,47	14,19
	7	-0,80	-0,78	11,01	9,48	9,50	25,81	-10,95	-10,93	-5,36	8,18	8,19	18,02	-8,84	-8,83	-7,96
I	1	-0,66	-0,59	13,36	10,54	11,89	-13,99	-9,33	-10,79	38,72	8,55	9,70	-16,03	-8,01	-9,20	27,89
	2	-0,09	-0,08	32,41	11,51	13,85	38,29	-11,67	-13,99	21,78	9,62	11,57	21,36	-9,70	-11,63	7,62
	3	0	0	32,26	11,09	13,92	31,10	-11,59	-13,92	28,68	9,66	11,60	15,42	-9,66	-11,60	13,46
	4	"	"	32,46	"	"	30,07	"	"	30,07	"	"	14,50	"	"	14,50
	5	"	"	32,02	"	"	29,66	"	"	29,66	"	"	14,30	"	"	14,30
	6	-0,20	-0,18	39,12	11,77	14,09	27,00	-11,41	-13,75	36,22	9,74	11,68	11,41	-9,58	-11,52	19,10
	7	-0,86	-0,78	23,42	6,55	12,99	37,82	-8,17	-14,42	-10,04	5,79	11,10	26,63	-6,51	-11,74	-13,25

Moments et efforts normaux dans les poteaux

Niveau	Poteaux	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8G + SI			0,8G - SI		
		M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>cum</sub>	M <sub>S</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>cum</sub>
IV	f	0.67	-0.468	1.57	7,23	3,25	-2,04	-5,95	-2,39	5,03	5,87	2,55	-2,05	-5,11	-2,15	3,84
	g	0.216	-0.157	3.366	12,37	5,24	3,29	-12,78	-5,53	3,12	10,36	4,42	1,99	-10,60	-4,56	1,95
	h	"	"	"	12,78	5,53	3,12	-12,37	-5,24	3,29	10,60	4,56	1,85	-10,36	-4,42	1,99
	i	0.67	-0.468	1.57	5,95	2,39	5,03	-7,23	-3,25	-2,04	5,11	2,15	3,84	-5,87	-2,55	-2,05
III	f	0.524	-0.502	3.573	11,19	7,59	-7,33	-10,21	-6,66	14,02	9,14	6,16	-7,13	-8,68	-5,72	10,66
	g	0.175	-0.090	7.549	20,31	13,49	7,31	-20,63	-13,80	6,92	16,98	11,30	3,93	-17,14	-11,44	3,53
	h	"	"	"	20,63	13,80	6,92	-20,31	-13,49	7,31	17,14	11,44	3,53	-16,98	-11,30	3,93
	i	0.524	-0.502	3.573	10,21	6,66	14,02	-11,19	-7,59	-7,33	8,68	5,72	10,66	-9,14	-6,16	-7,13
II	f	0.502	-0.482	5.578	12,15	12,13	4,95	-11,22	-11,24	5,44	9,96	9,95	2,43	-9,52	-9,53	2,84
	g	0.170	-0.162	11.729	22,20	22,21	11,40	-22,51	-22,51	10,46	18,56	18,56	5,93	-18,70	-18,70	5,15
	h	"	"	"	-22,51	22,51	10,46	-22,20	-22,21	11,40	18,70	18,70	5,15	-18,56	-18,56	5,93
	i	0.502	-0.482	5.578	11,22	11,24	5,44	-12,15	-12,13	4,95	9,52	9,53	2,84	-9,96	-9,95	2,43
I	f	0.532	-0.482	7.587	7,44	16,67	-23,58	-6,46	-15,78	37,69	6,02	13,73	-22,02	-5,56	-13,31	29,03
	g	0.180	-0.162	15.906	12,11	16,07	15,38	-12,44	-16,37	14,20	10,15	13,45	7,84	-10,31	-13,59	6,86
	h	"	"	"	12,44	16,37	14,20	-12,11	-16,07	15,38	10,31	13,59	6,86	-10,15	-13,45	7,84
	i	0.532	-0.482	7.587	6,46	15,78	37,69	-7,44	-16,67	-23,58	5,56	13,31	29,03	-6,02	-13,73	-22,02

Bloc "C" portique 6-6

Moments et efforts normaux dans les poteaux

Portique G-G . Bloc "C"

Niveau	Poteau	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P-1,2SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	N	M <sub>S</sub>	M <sub>E</sub>	N
IV	1	-1.03	0,89	4,75	5.57	4.58	0.76	-3.62	-2.95	8.25	4.40	3.50	-0.51	-3.20	-2.78	5.73
	2	-0.40	-0.30	14,85	14.30	7.62	11.08	-15.05	-8.18	11.44	12.01	6.46	6.35	-12.45	-6.70	6.69
	3	0	0	14,82	14.68	7.90	11.01	-14.68	-7.90	11.24	12.23	6.58	6.36	-12.23	-6.58	6.38
	4	"	"	11,77	"	"	11,16	"	"	11,16	"	"	6,48	"	"	6,48
	5	"	"	11,66	"	"	11,06	"	"	11,06	"	"	6,42	"	"	6,42
	6	0,77	0,60	11,66	15.41	8.45	11.82	-13.94	-7.35	10.20	-2.65	6.82	6.89	-11.91	-6.34	5.54
	7	-1,39	-1,18	6,11	3.08	2.51	9.06	-5.71	-4.67	2.60	2.90	2.51	6.26	-4.42	-3.47	0.87
III	1	-1.00	0,97	10,92	9.48	8.20	-2.21	-7.65	-6.42	22.67	7.54	6.48	-5.31	-6.74	-5.70	15.13
	2	-0,34	-0,33	26,67	23.23	18.97	24.95	-23.86	-19.57	24.70	19.48	15.93	12.60	-19.76	-16.19	12.40
	3	0	0	26,50	23.54	19.27	24.36	-23.54	-19.27	24.99	19.62	16.06	12.18	-19.62	-16.06	12.71
	4	"	"	26,64	"	"	24.80	"	"	24.80	"	"	12.49	"	"	12.49
	5	"	"	26,44	"	"	24.60	"	"	24.60	"	"	12.39	"	"	12.39
	6	0,67	0,65	27,18	24.16	19.87	27.11	-22.93	-18.62	23.40	19.89	16.32	14.04	-19.35	-15.80	10.95
	7	-1,32	-1,28	12,97	7.13	5.64	22.99	-9.55	-7.99	1.28	6.42	5.16	15.38	-7.48	-6.20	-2.71
II	1	0,97	0,94	17,10	11.30	12.27	-9.64	-9.51	-9.54	41.36	9.06	9.05	-13.66	-8.28	-8.29	28.88
	2	-0,33	-0,32	41,43	27.78	27.79	38.73	-28.38	-28.37	38.03	23.27	23.27	18.77	-23.53	-23.53	18.18
	3	0	0	41,32	28.08	28.08	37.64	-28.08	-28.08	38.42	23.40	23.40	17.90	-23.40	-23.40	18.97
	4	"	"	41,52	"	"	38.45	"	"	38.45	"	"	18.51	"	"	18.51
	5	"	"	41,22	"	"	38.28	"	"	38.12	"	"	18.37	"	"	18.37
	6	0,65	0,63	42,69	28.67	28.65	43.24	-27.49	-27.51	35.73	23.66	23.65	21.90	-23.14	-23.15	16.64
	7	-1,28	-0,89	19,84	8.78	8.82	40.49	-11.14	-11.11	-3.63	7.78	7.80	27.49	-8.20	-8.20	-9.28
I	1	1,04	0,94	23,29	10.52	12.57	-16.54	-8.61	-10.83	59.54	8.39	10.13	-21.57	-7.55	-9.37	41.80
	2	-0,35	-0,32	56,19	31.64	31.67	54.00	-32.28	-32.25	49.83	26.49	26.90	26.18	-26.77	-26.76	22.10
	3	0	0	56,15	31.96	31.96	54.96	-31.96	-31.96	52.50	26.83	26.89	23.67	-26.63	-26.63	25.20
	4	"	"	56,38	"	"	52.09	"	"	59.09	"	"	23.75	"	"	24.52
	5	"	"	56,20	"	"	51.74	"	"	51.74	"	"	23.59	"	"	24.35
	6	0,83	0,63	58,18	32.59	32.50	58.22	-31.32	-31.38	49.19	26.91	26.88	13.80	-26.36	-26.38	11.27
	7	-1,58	-0,89	26,74	5.96	12.28	57.10	-8.49	-14.57	-7.58	5.46	10.69	38.85	6.58	-11.69	15.06

