

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

S U J E T

CONCEPTION  
et ETUDE de la  
BIBLIOTHEQUE de  
l'ECOLE (E.N.P)

Proposé par :

E.N.P

Etudié par :

LAGGOUN K.

YAHIAOUI A.

Dirigé par :

M<sup>re</sup> SI. AMMOUR

M<sup>me</sup> CHERID

5 Planches

PROMOTION : JANVIER. 86

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## Remerciements

Nous tenons à remercier vivement nos promoteurs  
M<sup>me</sup> CHERRID et M<sup>rs</sup> Si AMMOUR.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude  
à M<sup>rs</sup> ABED et CHARIF, pour leurs précieux Conseils  
Ainsi qu'à M<sup>rs</sup> ALPTEKIN et à notre ami LARBES du  
C.T.C.

A tous ceux qui ont collaboré de près ou de loin à la  
réalisation de notre projet.

Nous exprimons notre reconnaissance aux membres  
du jury qui nous honnorent en jugeant notre  
modeste travail.



# DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

Mon père et ma mère qui sont la cause de ma réussite

Mes frères et sœurs qui m'ont tout encouragé

Mes amis (Chacun par son nom)

Tous mes frères voyants

LABBOUN K

Je dédie ce modeste travail A :-

ma mère et mon père en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard

A mes frères et sœurs qui n'ont pas cessés de m'encourager tout le long de mes études.

tous mes amis et tous mes frères croyants.

YAHIAOUI

# SOMMAIRE

	<u>page</u>
Introduction	
- Conception — — — — —	1
- Predimensionnement — — — — —	4
- Caractéristiques mécaniques des matériaux — — — — —	5
- Charges et Surcharges — — — — —	7
Calcul des Éléments	
- Aostère — — — — —	8
- Dalles — — — — —	10
- Nervures — — — — —	15
- Poutres circulaires — — — — —	13
- Escaliers — — — — —	21
Etude au séisme	
- Caractéristiques géométriques — — — — —	27
- Calcul pseudo-dynamique — — — — —	29
* périodes et formes propres	
* évaluation de la force sismique — — — — —	33
* vérification des déformations horizontales — — — — —	35
- Vérification au renversement — — — — —	36
Sollicitations dans les différents éléments de contreventements	
- Sollicitations dues aux charges horizontales — — — — —	37
- sollicitations dues aux charges Verticales — — — — —	42
Ferraillages des portiques	
- Poutres. prescription et méthode de calcul — — — — —	58
- poteaux. prescription et méthode de calcul — — — — —	67
Fondations — — — — —	76
- Semelles - Longrines et voiles	

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# INTRODUCTION

# INTRODUCTION

Dans le cadre du reamenagement et de l'extension de l'Ecole Nationale Polytechnique nous avons eu l'honneur d'être désignés pour traiter un projet portant sur la conception et le calcul d'un bâtiment (Bibliothèque, en R+3) destiné à supporter l'extension des activités de l'actuelle bibliothèque. Celui-ci sera implanté sur le terrain servant de patio à l'actuelle bibliothèque. Cet ouvrage permettra à un grand nombre d'étudiants de travailler dans des conditions favorables et dans un cadre exigé en tant qu'École au plein sens.

Notre étude porte sur deux parties :

- I) Conception de l'ouvrage.
- II) Calcul des éléments résistants de l'ouvrage.

## I CONCEPTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
 المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
 Ecole Nationale Polytechnique

Cette première phase revêt un caractère assez particulière puisqu'il nous a été possible de concevoir entièrement l'ouvrage avec l'aide précieuse de M<sup>e</sup> Si. Ammour M<sup>e</sup> BRED dont les conseils nous ont été utiles dans la conception architecturale et la conception des éléments résistants.

- Il a été tenu compte dans cette conception de :
- \* l'intégration de l'ouvrage dans le terrain, d'assiette sans perturber l'ouvrage existant.
  - \* l'économie de l'ouvrage
  - \* facilité d'exécution de l'ouvrage
  - \* flexibilité (plan libre → esthétique, choix des matériaux)

Après avoir étudié les plans de l'actuelle bibliothèque (datant de 1957) on a pu dimensionner l'ouvrage en optant pour une structure auto-stable (portée R.D.C sera aménagée en espacesverts et recevra bureaux d'informaticiens, ainsi qu'une salle de projection).

Le premier niveau, commence à 5,40 m du sol, dont l'accès se fera grâce à un escalier à trois paliers, adjacents, avec des paliers semi-circulaires de 1,40 m de rayon.  
 Les autres niveaux ont des hauteurs d'étage de 4,14 m.  
 Pour l'accès aux différents étages on a un escalier à deux paliers adjacents.

(On compte trois niveaux et une terrasse inaccessible sauf pour entretien.). On a voulu, que le premier niveau commence à 5,40 m du sol, dépassant donc l'actuelle bibliothèque afin de permettre un gain en espace utilisable, dans les planchers en faisant des dalles en porte-à-faux et, ainsi permettant un éclairage latéral par le R.D.C.  
 Les espaces résiduels, aux angles seront décomposés en quatre petits patios.

Le plancher est constitué de dalles pleines nervurées reposant sur des poutres (dimensionnées suivant les règlements en vigueur en Algérie : R.P.A 81/83).

Les poteaux ont été dimensionnés, à partir du processus de charge en vérifiant de même les conditions du RPA 81/83 et en s'assurant que les déplacements relatifs des niveaux restent inférieurs au déplacement admissible  $\delta < \bar{\delta} = 0,0075 h_e$  Art 3.3.7.1 RPA81  
 $h_e$  : hauteur d'étage

Dimensions de l'ouvrage :

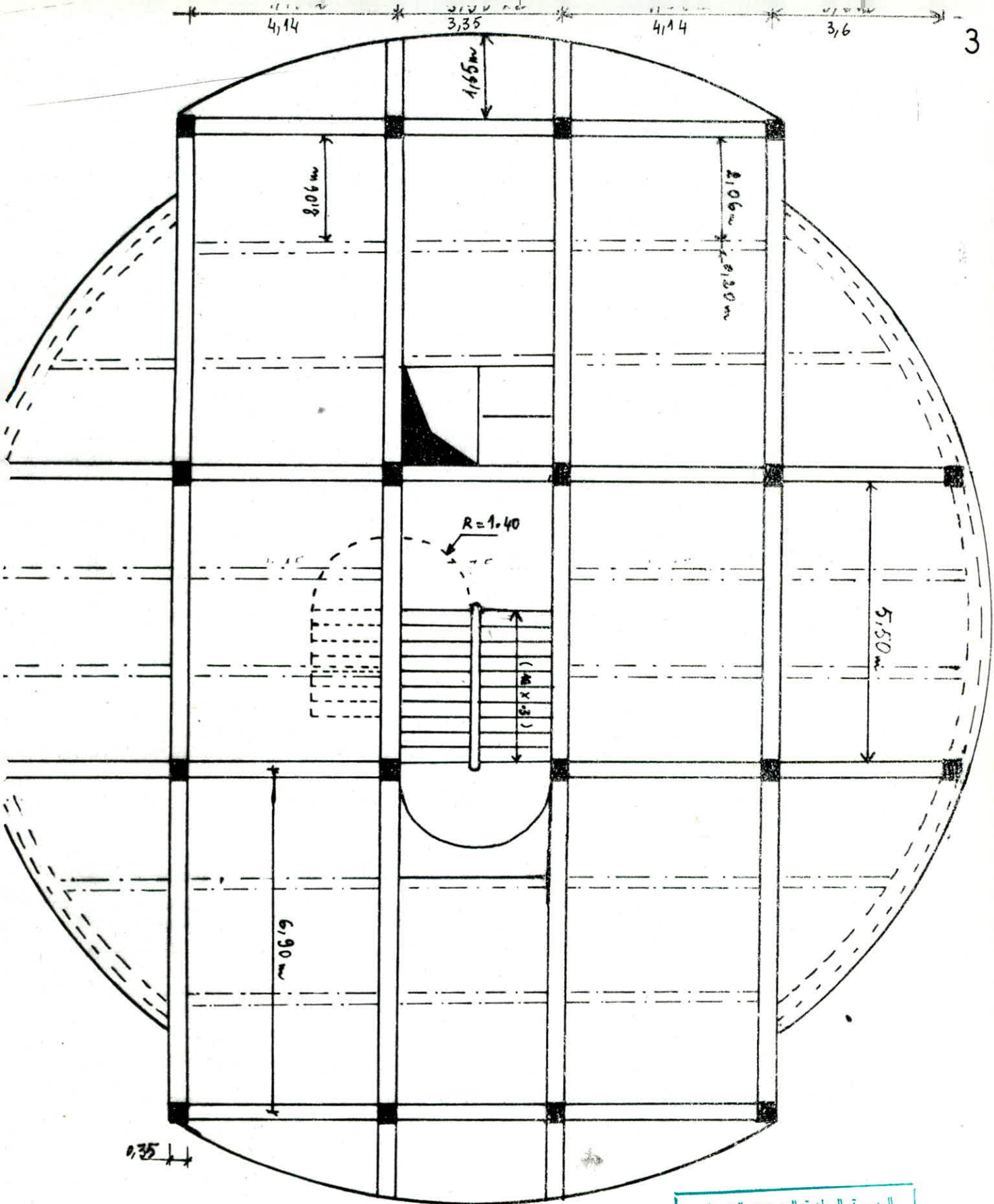
- hauteur totale : 17,82 m (sans acrotère)
- longueur : 23 m
- largeur : 18,45 m

On note la présence d'un ascenseur à fonction mixte.

- utilisateurs (handicapés)
- maintenance des livres et mobiliers

Les matériaux de constructions (Béton - Aciers) seront conformes aux règles en vigueur en Algérie.





المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
 BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
 Ecole Nationale Polytechnique

Coupe sur plancher

# PRE DIMENSIONNEMENT des ELEMENTS

## 1. Poutres :

La portée maximale des poutres est  $L = 6,90$  m (entre axe).

On opte pour la même section dans les deux directions pour faciliter l'exécution de l'ouvrage. La largeur ( $b$ ) et la hauteur ( $h_t$ ) seront prédimensionnées selon les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10} \\ 0,3h_t \leq b \leq 0,7h_t \end{array} \right.$$

et on vérifiera  $b$  et  $h_t$  selon les prescriptions du R.P.A 81/83 (Art 4.2.1.2) pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} \leq 3,0 \end{array} \right.$$

en zone II

l'im :  $\left| \begin{array}{l} h_t = 60 \text{ cm} \\ b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$

- nervures :  $\left| \begin{array}{l} h_t = 42 \text{ cm} \\ b = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

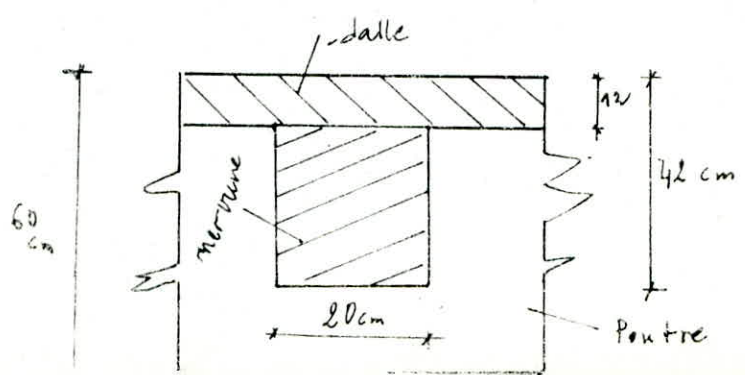
## 2. Poteaux :

Les poteaux sont dimensionnés à partir du processus de charge. La section est déterminée par le critère de résistance à la compression simple pour la contrainte admissible correspondante :  $S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$

On vérifie de même les conditions du R.P.A 81/83 (Art 4.2.1.1)

$$\begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{Zone II} \\ \frac{1}{3} \leq b_1/h_1 \leq 3 \quad \text{où } b_1, h_1 \text{ sont les dimensions} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h}{20} \quad \text{transversales du poteaux} \\ \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \quad \text{à sa hauteur.} \end{array}$$

Dans notre conception de l'ouvrage on a pris pour les poteaux des planches courants une section  $35 \times 45$  [cm] et pour les poteaux du R.D.C on a pris une section  $40 \times 50$  [cm]



# CARACTERISTIQUES MECANQUES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

## des MATERIAUX

### I / BETON

Le béton utilisé est, classé à  $350 \text{ kg/m}^3$  à base de ciment CPA 325 avec un contrôle attenué. Il doit être préparé, avec des moyens mécaniques et compacté par vibration.

La résistance nominale de compression à 28 jours :  $\sigma_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$

La résistance nominale de traction à 28 jours :  $\sigma_{28} = 23,2 \text{ kg/cm}^2$

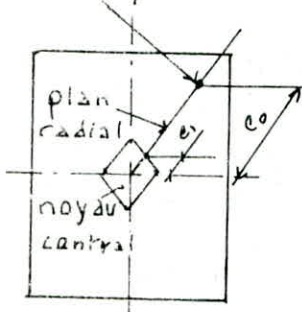
La contrainte de compression admissible selon C.C.B. A 68/70 Art 9.4 :

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma_{28}$$

- Avec :
- \  $\alpha$  : dépend de la classe du ciment ;  $\alpha = 1$  (CPA 325)
  - \  $\beta$  : dépend de l'efficacité du contrôle ;  $\beta = 5/6$
  - \  $\gamma$  : fonction de l'épaisseur minimale des pièces (cm) et des dimensions des granulats ( $C_g$ )
    - $\gamma = 1$  ( $h_m > 4 C_g$ )
  - \  $\delta$  : dépend de la nature de sollicitation
    - $\delta = 0,3$  en compression simple
    - $\delta = 0,6$  en flexion simple et en flexion composée quand l'effort normal est une traction
    - $\delta = \delta_1$  ou  $\delta_2 > 0,6$  en flexion composée lorsque
    - $\delta = 0,6$  ou  $\delta_2 > 0,6$  l'effort normal est une compression

avec :  $\delta_1 = 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$

Centre de pression



$e_0$  : Excentricité de la résultante des forces extérieures / au C.d.g. du béton seul.

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

- \  $\varepsilon$  :  $\varepsilon = 1$  en compression simple et la forme de la section ou en flexion avec section rectangulaire
- $0,5 \leq \varepsilon \leq 1$  pour les autres cas

Valours numeriques pls contraintes :

1) Compression simple :  $\bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$  pour SP1  
 $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ kg/cm}^2$  pour SP2

2) Flexion simple ou composee (section rect.) :  
 $\bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$  pour SP1  
 $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$  pour SP2

3) Traction :  
 $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28}$   $\alpha, \beta, \gamma$ , (comme definiés precedemment)  
 $\theta = 0,018 + 2,1 / \sigma'_{28}$  ( $\sigma'_{28}$  en bars)  
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$  pour SP1  
 $\bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$  pour SP2

DEFORMATIONS (Art 9.6 du C.C.8268/70)

modulus de deformation du beton :  
 Instantane :  $E_i = 378000 \text{ kg/cm}^2$   
 de longue duree :  $E_v = 126000 \text{ kg/cm}^2$



II ACIERS

II 1 / Aciers H.A de nuance Fe E 40 :

$\phi \leq 20 \text{ m.m.} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  (SP1)  
 $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (SP2)  
 $\bar{\sigma}_a = 2667 \text{ kg/cm}^2$  (SP1)  
 $\bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (SP2) }  $\phi > 20 \text{ m.m.}$

(Les aciers utilises doivent etre propre sans trace de rouille)

II 2 / Aciers Rond lisse Fe E 24 :

$\phi \leq 20 \text{ m.m.} \rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2/3 \times 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$  (SP1)  
 $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$  (SP2)

Contraintes de traction imposee par la condition de non fissuration du beton :

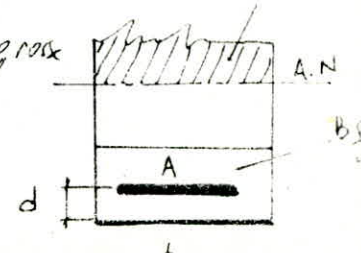
La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitee par la plus grande des valeurs suivantes :

$\sigma_s = k \frac{2}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \cdot \bar{w}_f}$  et  $\bar{\sigma}_c = 2,4 \sqrt{\frac{\text{kg/cm}^2}{\phi}} \cdot \bar{\sigma}_b$   
 (systematique) (Accidentelle) Partie Comprimee

$\phi$  : diametre nominal, en m.m., de la plus grosse des barres tendue

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

$\eta = 2,16$  avec H.A  
 $\eta = 1$  avec A & X



## CHARGES et SURCHARGES

### PLANCHER TERRASSE:

- Gravillon de Protection (5cm) . . . . .	100	kg/m <sup>2</sup>
- Etanchéité multicouche . . . . .	20	kg/m <sup>2</sup>
- Béton de pente . . . . .	200	kg/m <sup>2</sup>
- Isolation thermique (5cm) . . . . .	50	kg/m <sup>2</sup>
- Dalle en B.A (12cm) . . . . .	300	kg/m <sup>2</sup>
- faux plafond (bois) . . . . .	60	kg/m <sup>2</sup>
	<b>G = 730</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
- Surcharge d'exploitation (terrasse inaccessible) . . . . .	<b>P = 100</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

### PLANCHER COURANT:

- Carrelage . . . . .	66	kg/m <sup>2</sup>
- Mortier de pose . . . . .	60	kg/m <sup>2</sup>
- sable sec . . . . .	34	kg/m <sup>2</sup>
- Dalle en B.A (12cm) . . . . .	300	kg/m <sup>2</sup>
- faux plafond . . . . .	60	kg/m <sup>2</sup>
- cloisons . . . . .	100	kg/m <sup>2</sup>
	<b>G = 620</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>
- Surcharge d'exploitation . . . . .	<b>P = 500</b>	<b>kg/m<sup>2</sup></b>

### ESCALIERS:

- Charge permanente (poutre de terminaison ultérieurement)
- Surcharge d'exploitation : 400 kg/m<sup>2</sup>

### MURS de FACADES:

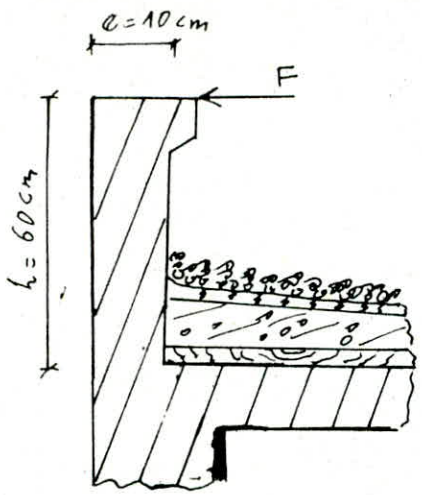
- Charge permanente : 300 kg/m<sup>2</sup>
- Ce sont des murs décoratifs en verre.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

CALCUL  
DES

ELEMENTS

# CALCUL DE L'ACROTERE



L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans le plancher.

On fait les calculs pour une bande de 1 m de largeur.

Charges sollicitant l'acrotère :

a) pm poids propre :  $g = (0,10 \times 0,60) \times 2,5 = 150 \text{ kg}$

b) Surcharge F sera :  $F = \max(1,2P, F_p)$

avec :  $P = 100 \text{ kg/ml}$  surcharge due à la main courante  
 $F_p = Z I C_p W_p$  force horizontale due au pesme loc  
 $F_p = Z I C_p W_p$   $W_p = 150 \text{ kg}$  (poids de l'élément)  
 $Z I = 1,19$  (donné par le R.P.A 81/8 p. 49)  
 (Le Bati ment est en zone II et a usage (groupe) 1)

$C_p = 0,8$  facteur de force horiza

d'oi :  $F_p = 1,19 \times 0,8 \times 150 = 142,8 \text{ kg/ml}$

$\max(1,2P, F_p) = F_p \rightarrow F = F_p = 142,8 \text{ kg/ml}$

## Calcul des efforts

La partie dangereuse se trouve à l'encastrement et est sollicitée en flexion composée.

effort normal :  $N = g = 150 \text{ kg}$

moment de flexion :  $M = F \times h = 142,8 \times 0,6 = 85,68 \text{ kg.m}$

$e_0 = \frac{M}{N} = 57,1 \text{ cm}$

$e_1 = \frac{e}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$

$e_0$  : excentricité du centre de pression.  
 $e_1$  : limite du noyau central

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  section particulièrement comprimée

$M_b = N \times e_c$  |  $M_b$  : moment fictif ;  $e_c$  : distance du centre de pression au armatur tendues

$e_c = e_0 + \frac{e}{2} - d$

$e_c = 57,1 + 5 - 2 = 60,1 \text{ cm}$

$\rightarrow M_b = 150 \times 0,601 = 90,15 \text{ kg.m}$

Section fictive d'aciers (en flexion simple pour  $M_b$ )

$d = 15 \bar{\sigma}_b / (15 \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a)$  ;  $\gamma = 1 - d/3$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \times \alpha \times \delta \times b \times h^2 \quad ; \quad A_f = M_b / (\delta \times h \times \bar{\sigma}_a)$$

A.N.;  $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$      $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow \alpha = 0,423$  ;  $\delta = 0,858$  ;  $M_{RB} = 1159 \cdot 10^6 \text{ kg.cm} \gg M_b$   
 $\Rightarrow A' = 0$

$A_f = 0,468 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_f - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,468 - \frac{150}{2800} = 0,414 \text{ cm}^2$

Verification

\* Condition de non fragilité (Art 52. c.c.B.A 68/70)

$A \gg 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}_{cm} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{137}{4200} = 0,715 \text{ cm}^2$

On disposera donc de 5 T6 ( $1,414 \text{ cm}^2$ ); espacé de 200 mm  
 et on prévoit, des armatures ml constructives perpendiculaires aux armatures principales (4 T6)

\* Condition de non fissuration:  $K = 115 \cdot 10^6$  ;  $\eta = 1,6$  ;  $\phi = 6 \text{ mm}$

$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \times \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$      $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,414}{2 \times 2 \times 100} = 0,003535$

$\sigma_2 = 2,41 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}'_b}$      $\sigma_1 = 1965,72 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_2 = 3686,15 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$

Pas de risque de fissuration

\* Contrainte du béton:  $\bar{\sigma}'_b = \frac{M}{I} \eta = \frac{1015}{828,6} \times 1,486 = 16,16 < \bar{\sigma}'_b = 137$

\* Effort repris par les armatures tendues:  
 Il faut vérifier que  $A \cdot \bar{\sigma}_a \gg T + M/3$

$T + M/3 = 142,8 - \frac{8568}{7/8 \cdot 8} < 0$

La relation est donc vérifiée. Alors les aciers tendus reprennent l'effort tranchant.

\* Pour ce qui est de la vérification au périsse local la force horizontale n'a été prise égale à  $F_p$  donc pas de vérification.



# DALLES

## Introduction:

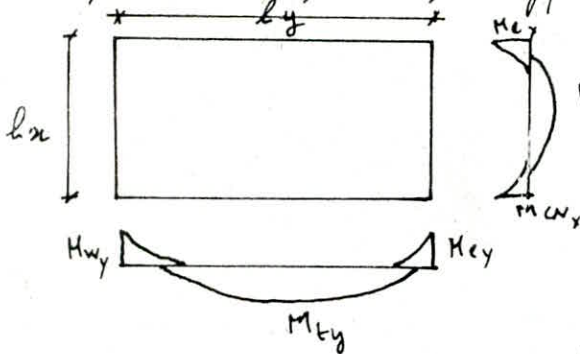
Les dalles sont des pièces minces et planes, qui reposent sur ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis, dont l'épaisseur dépend plus souvent des conditions d'utilisation et de rigidité.

Nos dalles sont pleines avec une épaisseur  $h_0 = 12 \text{ cm}$ . Pour le calcul, on utilisera la réglementation au vu de la norme C.A.D. le CBA 68/70.

On a trois types de panneaux de dalle :

- 1 - panneau reposant sur 4 côtés
- 2 - panneau reposant sur 3 côtés
- 3 - panneau reposant sur 2 côtés

A) panneau de dalle du type 1 : (le calcul se fait pour une bande de 100 cm de large)



$$l_x = 2,06 \text{ m} \quad l_y = 3,8 \text{ m} \quad \rightarrow \quad \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,54; \quad 0,4 < \beta < 1$$

→ le panneau de dalle travaille dans les deux sens.

charge permanente:  $620 \text{ kg/m}^2$  } Art 55.1 CBA 68,  
 sur charge d'exploitation:  $500 \text{ kg/m}^2$  }  $\frac{P}{S} = \frac{500}{620} < 2$

sous SP1 →  $q_1 = 620 + 1,2 \times 500 = 1220 \text{ kg/m}^2$  |  $\frac{q_2}{q_1} = 1,12 < 1,15$   
 sous SP2 →  $q_2 = 620 + 1,15 \times 500 = 1370 \text{ kg/m}^2$

La sollicitation  $q_1$  est plus défavorable (il n'y a pas lieu d'envisager  $q_2$ )

Moments cristalliques:  $M_{ox} = \mu_x q_1 l_x^2 = 0,0923 \times 1220 \times 2,06^2 = 477,85 \text{ kg.m/ml}$   
 $M_{oy} = \mu_y (q_1 l_x^2 / \mu_x) = 0,376 \times 477,85 = 180,15 \text{ kg.m/ml}$

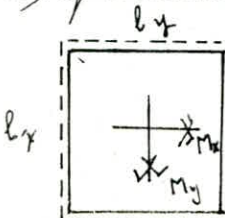
Avec  $\mu_x$  et  $\mu_y$  tirés d'un tableau (dans l'ouvrage de M<sup>r</sup> Belazougui) en f(

Pour une raison de continuité on prend:  $M_t + \frac{M_c + M_w}{2} \geq 1,25 M_0$

sous (x-x) |  $M_{ax} = M_{ax}^c = M_{ax}^w = 0,5 M_{ox} = 238,92 \text{ kg.m/ml}$   
 $M_{tx} = 0,75 M_{ox} = 358,39 \text{ kg.m/ml}$

sous (y-y) |  $M_{ay} = M_{ax} = 238,92 \text{ kg.m/ml}$  (on a pris  $M_{ax} = M_{ay}$  pour faciliter l'exécution et tenir compte du rapport d'écoulement  
 $M_{ty} = 0,75 M_{oy} = 135,11 \text{ kg.m/ml}$

B) panneau de dalle du type 2 :



$$l_y = 1,65 \text{ m} \quad l_x = 3 \text{ m} \quad \rightarrow \quad l_y > \frac{l_x}{2} \quad \rightarrow \quad M_w = P \frac{l_x^2}{8} (l_y - l_x/2) + P \frac{l_x^3}{48} = 892,13 \text{ kg}$$

$$M_y = P l_x^2 / 24 = 1372,5 \text{ kg.m}$$

continuité →  $M_{ty} = 0,85 M_y = 1166,6 \text{ kg.m}$  |  $M_{ax} = 0,5 M_{ox} = 238,92$

c) Panneau de dalle, du type 3:

Ce panneau de dalle repose sur deux côtés.

On l'assimile à une plaque triangulaire s'appuyant sur deux côtés de l'angle droit et elle sera calculée par la méthode de rupture d'où le moment de rupture est donné par

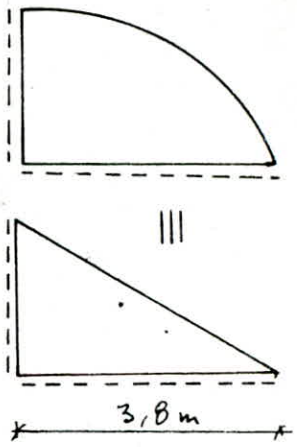
$m = \frac{P}{6}$  avec  $P = q_1 = 1220 \text{ kg/m}^2$ . On multiplie  $m$  par un coefficient de majoration  $\delta = 1,7$  et on admet un encastrement partiel au niveau de l'appui d'où:  $M_{apx} = 0,5 M = M_{apy} = 0,5 \times 1,7 \times \frac{q_1}{6} = 172,83 \text{ kg.m}$

En travée:  $M_{tx} = M_{ty} = 0,8 \cdot m \times \delta \times q_1 = 276,53 \text{ kg.m}$

Remarque: On adoptera le même ferrailage

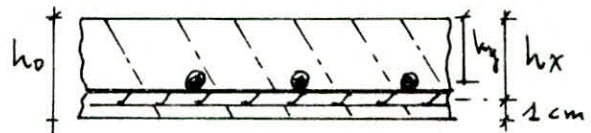
Pour les trois types de panneaux en prenant les sollicitations les plus défavorables aux appuis et en travée donc on prendra:

$$\begin{cases} M_{ap} = 686,25 \text{ kg.m} \\ M_t = 1166,6 \text{ kg.m} \end{cases}$$



Ferrailage: épaisseur de dalle = 12 cm  $\rightarrow \phi_{max} \leq \frac{12}{10} \rightarrow \phi = 10 \text{ mm}$

$$\begin{cases} d = 1 + 0,5 = 1,5 \text{ cm} \\ d' = 1 + 1 + 0,5 = 2,5 \text{ cm} \\ h_x = 10,5 \text{ cm} \\ h_y = 9,5 \text{ cm} \end{cases}$$



- Armatures inférieures (méthode de P. Charin).

(sans x-x et y-y) m opte Pour:  $\mu = 15 \times M_t / (\bar{\sigma}_a \times b \times h_x^2) = 0,057 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9009 \\ k = 35,2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 4,14 \text{ cm}^2 \\ \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 79,54 \\ \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = \end{cases}$

- Armatures en appui ( $M_{ap} = 686,25$ )

$$\mu = 15 \times 686,25 / (2800 \times 100 \times 10,5^2) = 0,0333 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9216 \\ k = 48,8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 2,53 \text{ cm}^2 \\ \sigma'_b = 57,37 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} A = 4 \text{ T } 10 / \text{ml} (3,14 \text{ cm}^2) \\ \epsilon = 2,5 \text{ cm} (< 4,8 \text{ cm}) \end{cases}$$

Verifications: (méthode de P. Charin)

\* Contrainte:  $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 4,14}{100 \times 10,5} = 0,448 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9982 \\ k = 34,1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2626,2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma'_b = 77 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_i, \sigma_{i2}) = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow$  Pas de risque de fissuration.

\* à l'appui:  $\bar{\omega} = 0,299 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9140 \\ k = 43,1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2277,3 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 52,8 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

\* Condition de non-fragilité (Art 52,2 CCBA 68/70)

Il faut

que :

$$\left| \begin{array}{l} \frac{A_x}{b h_x} \geq \gamma_4 (1 - \beta/2) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 \\ \frac{A_y}{b h_y} \geq \gamma_4 \left( \frac{1 + \beta}{4} \right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_y} \right)^2 \end{array} \right. \quad \forall \beta ;$$

d'où :

$$A_x \min \geq 1,13 \text{ cm}^2 \quad (A_x = 4,71 \text{ cm}^2)$$

$$A_y \min \geq 0,166 \text{ cm}^2 \quad (A_y = 4,71 \text{ cm}^2) \quad \text{Vérifié.}$$

$\gamma_4 = 0,54$  avec erreur  
 $h_0 = 12 \text{ cm}$   
 $\beta = 0,55$   
 $h_x = 10,5 \text{ cm}; h_y = 9,5 \text{ cm}$   
 $b = 100 \text{ cm}$

\* Effort tranchant :

$$T_x^{\max} = \frac{q l_x}{2} = 1220 \times \frac{2,106}{2} = 1256,6 \text{ kg} ; T_y^{\max} = \frac{q l_y}{2} = 1220 \times \frac{3,8}{2} = 2318 \text{ kg}$$

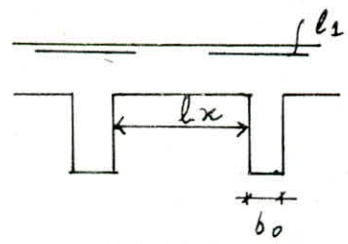
$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2318}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 9,5} = 2,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

→ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Arrêt de barres

• Les armatures supérieures dans chaque poutre peuvent être arrêtées par mortise. La longueur du lit arrêté est égale à :  $\text{pous}(x-x) 0,8 l_x ; \text{pous}(y-y) l_y - 0,2 l$ . L'autre moitié doit être totalement ancrée au delà de la ligne d'appui. Les armatures supérieures doivent être ancrées selon les prescriptions réglementaires (CCBA 68/70 Art 30,7). Leur longueur  $l_0$  est :

$$l_0 = \max(l'_d; l_x/5)$$

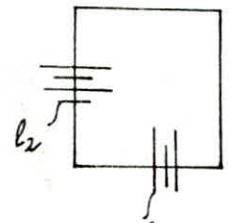


$$l_1 = l_0 + b_0 \quad (b_0 = 20 \text{ cm, largeur de la nervure})$$

$$l_2 = \max \left. \begin{array}{l} l_1/2 \\ l'_d \end{array} \right\}$$

$$l'_d = \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\tau}_d} \times \frac{\phi}{4} \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\tau}_d = 1,25 \gamma_d^2 \bar{\sigma}_b = 16,59 \\ \gamma_d = 1,5 \rightarrow \text{H.A.} \end{array} \right.$$

$$l'_d = 42,1 \text{ cm} \rightarrow \left. \begin{array}{l} l_1 = 104,2 \text{ cm} \\ l_2 = 52,1 \text{ cm} \end{array} \right\}$$



\* Vérification de la flèche : la justification des flèches est utile si les conditions suivantes sont réalisées :

$$1^{\circ}) \frac{h_t}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_{tx}}{M_{0x}} \quad \left\{ \Leftrightarrow \frac{12}{1,65} = 0,072 > \frac{1}{20} \times \frac{1166,6}{1372,5} = 0,0424 \right.$$

$$2^{\circ}) \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b h} < \frac{20}{\bar{\sigma}_a} \quad \left\{ \Leftrightarrow \frac{3,14}{950} = 0,0033 < \frac{20}{4120} = 0,0048 \right.$$

Les prescriptions sont donc justifiées.

REMARQUE :

Le calcul précédent concerne un plancher courant.

Par un calcul analogue, on trouve, pour un plancher

terrasse: Armatures en travées:  $A = 5TB/ml$ ;  $e = 16cm$

Armatures en appui:  $A = 4TB/ml$ ;  $e = 25cm$

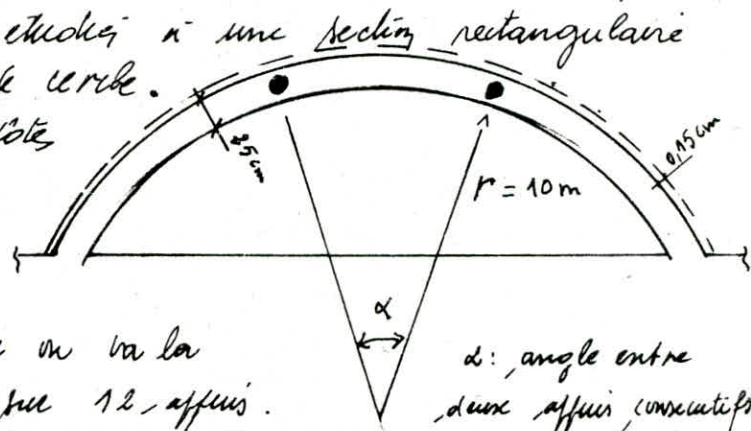
(Tous les vérifications ont été justifiées)

CALCUL de la POUTRE CIRCULAIRE

A) Poutre circulaire du plancher terrasse:

La poutre que nous allons étudier a une section rectangulaire à ligne moyenne en arc de cercle.

Cette poutre est appuyée sur 4 côtés et reprenne une partie, d'un panneau de dalle au plus de son poids propre.



Pour le calcul de cette poutre on va la considérer fermée et appuyée sur 12 appuis.

not: q: charge uniformément répartie; r: rayon de la poutre

R: Réaction d'appui:  $R = \frac{2\pi}{n} q r$  (n=12)  $R = \frac{\pi}{6} q r$

L'effort tranchant max  $T = \pm R/2$

Moment de flexion:  $M = q r^2 \left( \frac{d/2}{\sin d/2} \cos \beta - 1 \right)$ ;  $C_p = q r^2 \left( \frac{d/2}{\sin d/2} \sin \beta - \beta \right)$

(d'après l'aide mémoire R.D.H de J. Goulet)

Cp: moment de torsion

Sur appui:  $M_A = q r^2 \left( \frac{d/2}{\cos d/2} - 1 \right)$ ; D: milieu de la travée:

$M_D = q r^2 \left( \frac{d/2}{\sin d/2} - 1 \right)$

(d'après le tableau de Ketchum) -> T, M, Cp

$M_A = -0,0229 q r^2$   
 $M_D^{max} = 0,0199 q r^2$   
 $C_p = 0,0011 q r^2$

La partie de la dalle revenant à la poutre circulaire est délimitée par les lignes de ruptures à 45°. La poutre reprend:

$\frac{2}{3}x + \text{largeur de poutre} + \text{partie en console (0,15m)}$

avec  $x = 3m$  (calculée en appliquant une méthode graphique)

->  $\frac{2}{3} \times 3 + 0,25 + 0,15 = 2,40m$

charges: dalle:  $g_1 = 850 \times 2,4 = 2,04 t/ml$

P.P poutre:  $g_2 = 0,25 \times 0,15 \times 2,15 = 312,15 kg/ml$

Acrotère:  $g_3 = 150 kg/ml$

->  $q = g_1 + g_2 + g_3 = 2,503 t/ml$

$M_A = -5,73 t.m$   
 $M_D = 2,98 t.m$   
 $C_p = 0,275 t.m$   
 $T = 6,55 t$



Ferraillage :

\* en trancé :  $\begin{cases} M_t = 2,98 \text{ t.m} \\ h = 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \mu = \frac{15M}{(\bar{\sigma}_a \times b \times h^2)} = 0,0315 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9236 \\ k = 50,4 \end{cases}$

$\rightarrow \begin{cases} A = 2,56 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 55,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

ferraillage dû au moment de torsion  $C_p = 0,275 \text{ t.m}$

$\begin{cases} a = 25 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \tau_{bm} = \frac{k C_p}{a^2 b} = \frac{4,07 \times 27500}{25^2 \times 50} = 3,582 \text{ kg/cm}^2 \quad (k = f(b/a))$

$b/a = 2 < 3,6 \rightarrow \begin{cases} w_e = \frac{a+b}{3b} \times \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a} = 6,39 \cdot 10^{-4} \\ w_t = \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_{at}} = 0,0011 \end{cases}$

$w_e = \frac{A}{B} \Rightarrow A = B \times w_e = 25 \times 50 \times w_e = 0,8 \text{ cm}^2$

d'où :  $A = 2,56 + 0,8 = 3,36 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 3T12 (3,39)$

(notons la présence d'armatures de peau)  
2T10

\* en appui :  $\begin{cases} M_a = 5,73 \text{ t.m} \\ h = 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \mu = 0,0606 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8980 \\ k = 34 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 5,06 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 82,3 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

$A = 5,06 + 0,8 = 5,86 \text{ cm}^2$  on choisit :  $A = 3T10 + 3T12$

(Amin exigé par R.P.A  $0,3\% b h = 2,7 \text{ cm}^2$ )

\* Armatures transversales :

On prend un cadre et un étrier en  $\phi 8 \rightarrow 2,01 \text{ cm}^2$

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 6,65 \text{ kg/cm}^2$  espacement (RPA)  $s \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12 \phi_e \right\} = \begin{cases} 11,14 \\ \text{en trancé } s' \leq \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm} \end{cases}$

d'après CCBA67/70  $\rightarrow t \leq \max \begin{cases} 0,2h = 9 \text{ cm} \\ h(1 - 0,3 \tau_b / \bar{\sigma}'_b) = 28 \text{ cm} \end{cases}$

$\rightarrow s = 9 \text{ cm} ; s' = 18 \text{ cm}$

Verifications

\* Contrainte : (Appui) :  $\bar{w} = \frac{100A}{b h} = 0,510 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8928 \\ k = 31,57 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2484,71 < \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}'_b = 98,8 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

(trancé) :  $\bar{w} = 0,286 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9154 \\ k = 44,1 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2025,9 < \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \bar{\sigma}'_b = 49,7 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

\* fissuration : (Appui)  $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = 0,0229 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 3734,15 \text{ kg/cm}^2$   
(trancé)  $\bar{w}_f = 0,0260 \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4136 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) \rightarrow$  Pas de risque de fissuration

\* Condition de non fragilité :  $A \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_a = 1,15 \text{ cm}^2$  vérifiée

\* Effort tranchant :  $A \cdot \bar{\sigma}_a > T + M/3 ; T + M/3 < 0 \rightarrow$  vérifiée.

\* Contrainte de cisaillement :  $(\bar{\sigma}'_b = 98,8 > \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \tau_b \leq (4,5 - \bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}'_{b0}) \bar{\sigma}'_b = 19,76$   
 $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 6,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 19,76 \text{ kg/cm}^2$

B) Poutre, circulaire, du plancher, courant:

Par un raisonnement, analogue, au précédent on aboutit, aux résultats suivants:

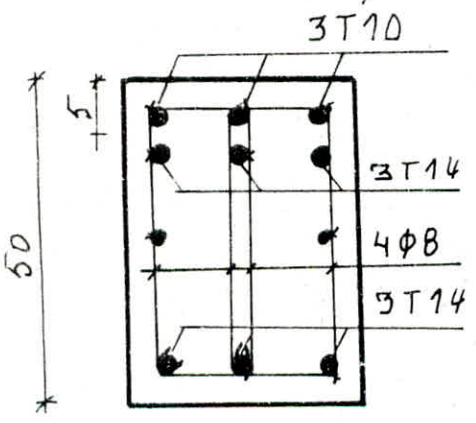
charges : - dalle :  $g_1 = 1220 \times 2,4 = 2,928 \text{ t/ml}$   
 poutre :  $g_2 = 312,5 \text{ kg/ml}$   
 façade :  $g_3 = 300 \text{ kg/ml}$  }  $\rightarrow q = \sum g_i = 3,54 \text{ t/ml}$

d'où :  $M_A = - 8,1 \text{ t.m}$   
 $M_B = 4,21 \text{ t.m}$   
 $C_p = 0,3894 \text{ t.m}$   
 $T = 9,263 \text{ t}$

$A_{travée} = 3T14$   
 $A_{appui} = 3T10 + 3T14$

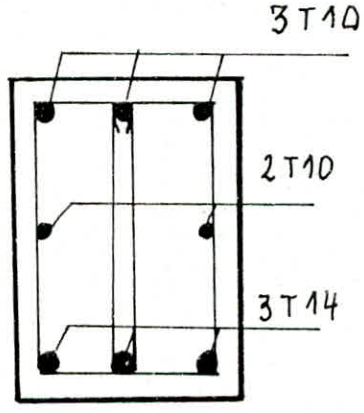
Armatures transversales : mêmes que celle, de la poutre du plancher terrasse.

Toutes les vérifications faites précédemment sont identiques pour la poutre du plancher, courant.

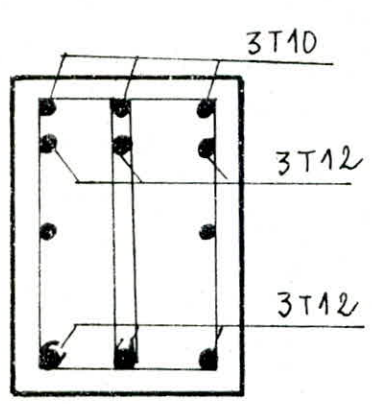


[section d'appui]

(poutre, circulaire du plancher courant)

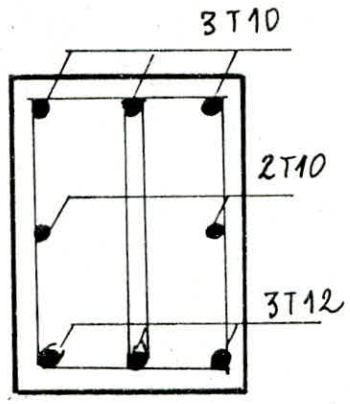


[section en travée]



[section d'appui]

(poutre, circulaire du plancher terrasse)



[section en travée]

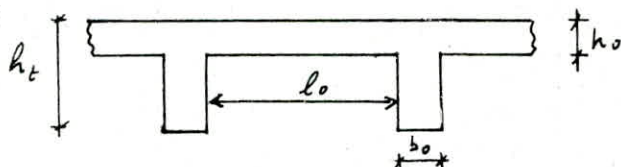
# NERVURES

Dans notre planche on distingue trois types de nervures

1. nervures à 2 travées
2. nervures à 3 travées
3. nervures à 5 travées

Le calcul se fait par la méthode forfaitaire (simplifiée) selon l'Art. 55 du CCA 68/70 mais que les conditions préconisées par ce dernier sont vérifiées.

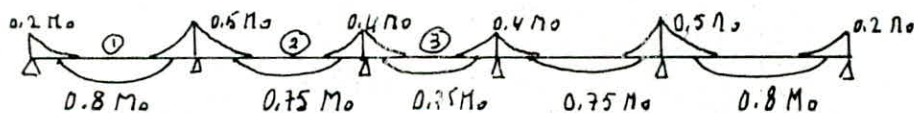
coffrage :



$$\begin{aligned} h_o &= 12 \text{ cm} \\ h_t &= 42 \text{ cm} \\ b_o &= 20 \text{ cm} \\ l_o &= 206 \text{ cm} \end{aligned}$$

Pour le calcul des efforts isostatiques on utilise un artifice de calcul qui consiste à remplacer la charge trapezoidale par une charge rectangulaire, correspondant à une largeur de dalle  $l_m$  pour le moment et  $l_t$  pour l'effort tranchant, et qui donnerait les mêmes sollicitations.

Les moments se répartissent suivant l'épure ci-dessous :



Chaque travée doit vérifier la condition :  $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \gg 1,15 M_0$

Charges et surcharges : (Plancher courant)

1. poids propre de la poutrelle :  $g = 0,2 \times 0,42 \times 2500 = 210 \text{ kg/m}$

travée ① :  $l_x = 2,06 \text{ m}$   
 $l_y = 3,25 \text{ m}$  }  $\rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,64 \rightarrow$   $\left\{ \begin{aligned} l_m &= (0,5 - \beta^2/6) l_x = 0,89 \text{ m} \\ l_t &= (0,5 - \beta/4) l_x = 0,7 \text{ m} \\ g &= 1220 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right.$

$$M_0^{max} = [(2l_m + b_o)g + q] l_y^2/8 = 3466,6 \text{ kg.m}$$

$$T_0^{max} = [(2l_t + b_o)g + q] l_y/2 = 3513,25 \text{ kg}$$

travée ② :  $l_x = 2,06 \text{ m}$   
 $l_y = 3,8 \text{ m}$  }  $\rightarrow \beta = 0,54 \rightarrow$   $\left\{ \begin{aligned} l_m &= (0,5 - \beta^2/6) l_x = 0,92 \text{ m} \\ l_t &= (0,5 - \beta/4) l_x = 0,75 \text{ m} \\ g &= 1220 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right.$

$$M_0^{max} = [(2 \times 0,92 + 0,20)1220 + 210] \frac{3,8^2}{8} = 4492,28 \text{ kg.m}$$

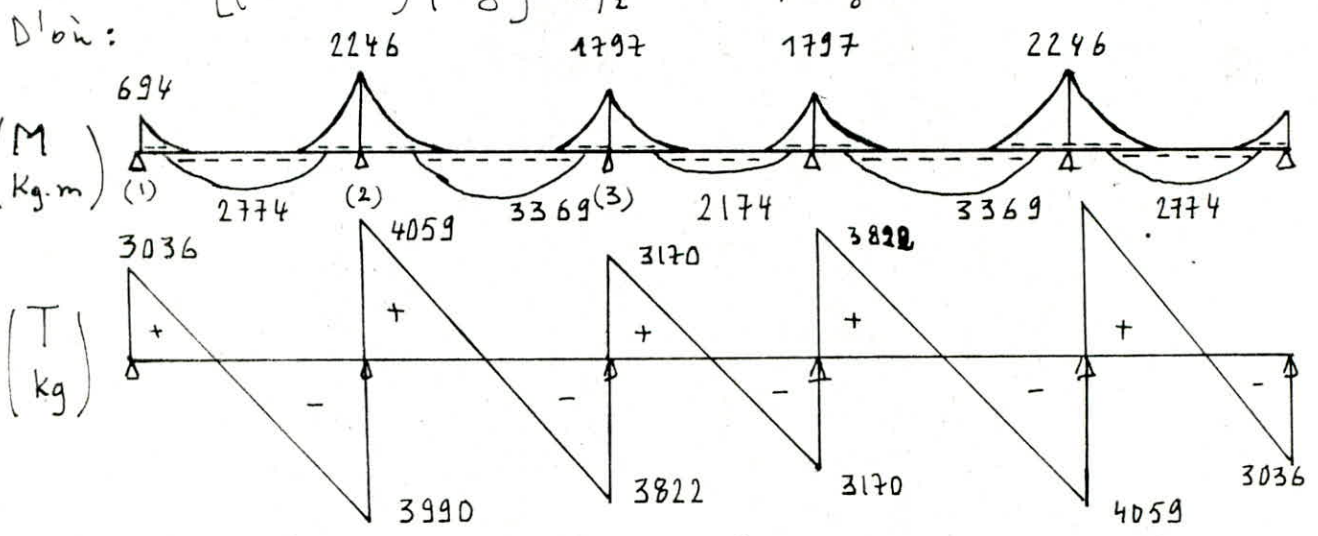
$$T_0^{max} = [(2 \times 0,75 + 0,2)1220 + 210] \frac{3,8}{2} = 3169,8 \text{ kg}$$

travée (3) :  $l_n = 2,06 \text{ m}$   $l_y = 3,00 \text{ m}$   $\gamma = 0,68 \rightarrow$

$$\left. \begin{aligned} l_m &= (0,15 - 8/6) l_n = 0,87 \text{ m} \\ l_t &= (0,15 - 8/4) l_n = 0,68 \text{ m} \\ q &= 1220 \text{ kg/m}^2 \end{aligned} \right\} \text{--- 17 ---}$$

$M_o^{max} = [(2 \times l_m + b_o) q + g] l_n^2 / 8 = 2898,9 \text{ kg.m}$

$T_o^{max} = [(2 \times l_t + b_o) q + g] l_n / 2 = 3169,8 \text{ kg}$



Calcul de la largeur de la table de compression :

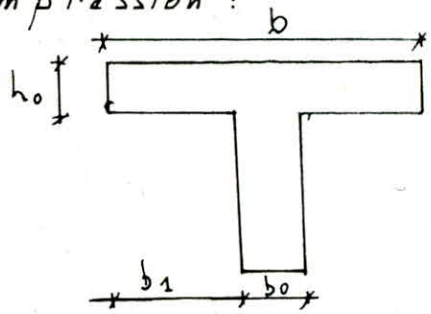
$b = 2b_1 + b_o$

(Art 23,31)  $b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{380}{10} = 38 \text{ cm}$

(Art 23,32)  $b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{2,06}{2} = 103 \text{ cm}$

$L$  : distance entre nus intérieurs des nervures.

$l$  : portée de nervures entre nus intérieurs des appuis



d'où :  $b_1 \leq 38 \text{ cm}$

fonction Hourdis - nervures (afin d'éviter les contraintes trop élevées en ce point)  
 $6h_o \leq b_1 \leq 8h_o \Rightarrow 72 \leq b_1 \leq 96$

On prendra  $b_1 = 35 \text{ cm}$  et on vérifiera la pente de jonction.  
 $b = 90 \text{ cm}$

Calcul des Armatures (méthode de P. Charbon)

1) Armatures inférieures : -travée de rive (1) :

$\mu = 15 M / (\bar{\sigma}_a b h^2) = 15 \times 2774 / (2800 \times 90 \times 30^2) = 0,0107 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} \epsilon &= 0,953 \\ k &= 9,17 \end{aligned} \right.$

$\alpha = 15 / (15 + k) = 0,140 \rightarrow y = \alpha h = 5,46 \text{ cm} < h_o = 12 \text{ cm}$

donc l'axe neutre tombe dans la table de compression. la pente a considérée pour une pente fictive rectangulaire  $b \times h_t$  ( $b = 90 \text{ cm}$ )

$A = M / (\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h) = 2,63 \text{ cm}^2$  ;  $\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / k = 3015 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

$A \rightarrow 2T14 (3,08 \text{ cm}^2)$



- travee ② :  $M_t = 3369 \text{ kg.m}$

$$\mu = 15M_t / (\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2) = 0,0131 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9490 \\ k = 83 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} d = 0,153 \\ \eta = 5,96 \text{ cm} \end{cases}$$

d'ac :  $A = M_t / (\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h) = 3,25 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 + 2T10 (4,65 \text{ cm}^2)$   
 $\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / k = 33,73 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b (A'=0)$

- travee ③ Idem à ①.

On laisse filer 2T14 sur tout le long de la poutrelle et on renforce la travee deux par 2T10.

2) Armatures supérieures (Appuis) ( $b = 20 \text{ cm}$ )

- Appui 1 :  $M_a = 694 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = 0,0122 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9707 \\ k = 86,5 \end{cases}$   
 d'ac :  $A = 0,67 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T10 (1,57 \text{ cm}^2)$

- Appui 2 :  $M_a = 2246 \text{ kg.m}$   
 $\mu = 0,0878 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8808 \\ k = 26,9 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 2,33 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 (3,08 \text{ cm}^2) \\ \sigma'_b = 104 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \end{cases}$

- Appui 3 :  $M_a = 1797 \text{ kg.m}$   
 $\mu = 0,0316 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9235 \\ k = 50,3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 1,78 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 (3,08 \text{ cm}^2) \\ \sigma'_b = 55,66 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$

VERIFICATION :

\* Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}'_b / \bar{\sigma}_{ch} \rightarrow \begin{cases} A_{min} = 0,756 \text{ cm}^2 \text{ (Appui)} \\ A_{min} = 3,4 \text{ cm}^2 \text{ (travee)} \end{cases}$   
 donc en travee de rive ③ on prendra : 2T14 + 2T10 ( $4,65 \text{ cm}^2$ )

\* Contraintes normales :

- En travee :  $A = 4,65 \text{ cm}^2$  ;  $b = 90 \text{ cm}$  ;  $h = 39 \text{ cm}$  ;  $M_t = 3369 \text{ kg.m}$   
 $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,1324 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9400 \\ k = 68,3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma'_b = \bar{\sigma}_a = 42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 1976,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$

- A l'appui :  $A = 3,08 \text{ cm}^2$  ;  $b = 20 \text{ cm}$  ;  $h = 39 \text{ cm}$   
 $M_a = 2246 \text{ kg.m}$

$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,394 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9035 \\ k = 36,8 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_a = 2069,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \sigma'_b = 76,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \end{cases}$

\* Condition de non fissuration :

- En travee :  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,65}{2 \times 20 \times 3} = 0,038 \rightarrow \sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \bar{\omega}_f = 49$   
 $k = 115 \cdot 10^6$  ;  $\phi = 1 + 10 \bar{\omega}_f$

$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2413,6 \text{ kg/cm}^2$   
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2)$   
 $\eta = 1,16 \text{ (H.A)}$   
 $\phi = 14 \text{ mm (max)}$   
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte adopte pour les aciers est justifiee

- A l'appui :  $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,08}{2 \times 20 \times 3} = 0,025 \rightarrow \sigma_1 = 3428 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma_2 = 2413,6 \text{ "}$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3428 \text{ kg/cm}^2$   
 Condition vérifiée

\* Armatures transversales :

$T_{\max} = 4059 \text{ kg} \rightarrow \tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{4059}{20 \cdot \frac{7 \cdot 39}{8}} = 5,94 \text{ kg/cm}^2$

Puisque  $\sigma'_b = 76,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 266,5 \text{ kg/cm}^2$   
 $\tau_b = 5,94 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 266,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow$  cadres perpendiculaires à la ligne moyenne

Espacement des cadres :

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en}$  avec  $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$  (Adx) (Pas de reprise de bétonnage)  
 $\rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5,94}{3 \times 5,9} = 0,88 > 2/3$

Donc  $\bar{\sigma}_{at} = 0,88 \times 2400 = 2112 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

On disposera de cadre en  $\phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$

$t = \frac{0,56 \times 7/8 \cdot 39 \times 2112}{4059} = 9,94 \text{ cm}$

L'espacement admissible est :  $\bar{t} = \min(0,2h; h(1 - 0,15 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b})) = 27,2 \text{ cm}$

Donc :  $t = 10 \text{ cm}$

L'espacement des cadres se fera suivant la répartition de Caquot  
 1<sup>er</sup> tronçon :  $l = 325 \text{ cm} \rightarrow l/2 = 1,6 \text{ m}$  prend 2 :

On prévoit à partir de l'appui 2 intervalles de 10 cm après 2 autres de 11 cm de... Le premier plan d'armature sera placé à  $\frac{t}{2} = 5 \text{ cm}$  de l'appui.

\* Vérification des appuis (ART 35 du CCTP 68/70) :

On doit vérifier pour les armatures tendues que :  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$   
 $\bar{\sigma}_a = 7/8 h = 34,2 \text{ cm}$

Appui	M (kg.cm)	M/3 kg	T kg	T + M/3
1	- 694 . 10 <sup>2</sup>	- 2029	3036	1007
2	- 2246 . 10 <sup>2</sup>	- 6567	4059	—
3	- 1797	- 5224	3822	—

∴ Pour les appuis intermédiaires on remarque que  $T + M/3 < 0$   
 La force de traction due à l'effort tranchant est équilibrée par la force de compression induite par le moment LO à l'appui.

∴ Pour l'appui extrême on doit avoir :  $A \geq \frac{1007}{2800} = 0,36 \text{ cm}^2$

et nous ma  $A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,36$  (Vérifiée)

Calcul, concernant les nervures, du plancher terrasse :

Pour ce qui est, des nervures du plancher terrasse on fait un rapprochement analogue au précédent et on aboutit aux résultats suivants :

brasce Appui	1	2	3
$M_e / M_a$ (kg.m)	$\frac{2000}{500}$	$\frac{2633}{1755}$	$\frac{1569}{1404}$
$T_{max}$ (kg)	2166	2337	3053
A adopté	$\frac{2T12}{+2T10}$ 2T10	$\frac{2T12}{+2T10}$ 2T12	$\frac{2T12}{+2T10}$ 2T12

Toutes les conditions ont été vérifiées.

Ancrages des Armatures (CCBA 68/70)

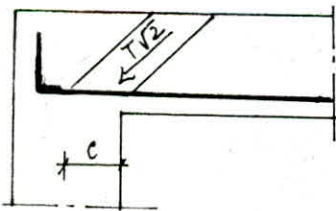
Coef. de frottement admissible :  $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b$   $\psi_d = 1,15$

Longueur de scellement droit :  $\bar{\tau}_d = 16,6 \text{ kg/cm}^2$

$$l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{1,2}{4} \times \frac{2800}{16,6} = 50,5 \text{ cm}$$

Le scellement ne peut pas être réalisé en barres droites (longueur de frottement 35 cm)

Vérification de la compression de la brique, d'about :



$$c \geq \frac{2T_{max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}_{b_0}} = \frac{2 \times 4059}{20 \times 68,5} = 5,92 \text{ cm}$$

soit  $c = 6 \text{ cm}$

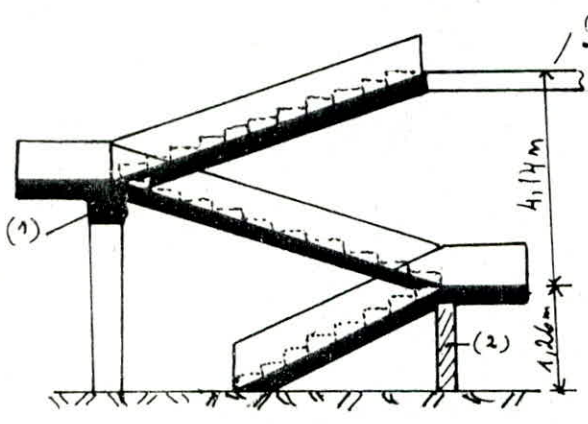
Conclusion :

Pour les autres nervures (à 2 ou 3 travées) nous suggérons d'adopter le même ferrailage

# CALCUL DES ESCALIERS

L'escalier est un élément de construction permettant l'accès aux différents étages d'un bâtiment. Pour accéder au 1<sup>er</sup> niveau de notre bâtiment on a un escalier à trois paliers reposant sur deux appuis.

- Schéma simplifié de l'escalier, donnant accès au premier niveau :



- (1) appui assuré par une poutre palière semi-encastree dans des poteaux.
- (2) appui assuré par un petit mur en B.A d'épaisseur 15 cm, longueur 3 m et de hauteur 1,26 m

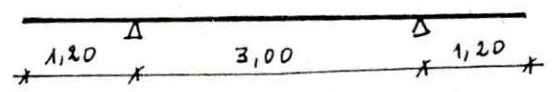
Le calcul se fait pour une largeur d'escalier égale à 1 m. Pour le calcul, on palier semi-circulaire en console au les supposea rectangulaire en prenant une largeur  $\frac{1}{2}$  rayon  $R = 1,40 \text{ m} \rightarrow$  largeur = 1,20 m.

On calculera les aciers de la paillasse reposant sur deux appuis, avec deux paliers en console et on optera le même ferrailage pour les autres sur, qui elles présentent les mêmes sollicitations.

avec:  $h = 18 \text{ cm}$  : hauteur de la marche | vérifiant la relation de  
 $g = 30 \text{ cm}$  : largeur de la marche | Blondel :  $59 \leq g + 2h \leq 66$   
 $n = 10$  (marches)

schéma statique :

$\delta$  : Angle d'inclinaison de la paillasse :



$\tan \delta = \frac{207}{300} = 0,69 \rightarrow \delta = 34,6$

$\cos \delta = 0,823$

$\frac{l}{30} \leq c \leq \frac{l}{20} \rightarrow 10 \leq c \leq 15 \rightarrow c = 13 \text{ cm}$

(c: épaisseur de la paillasse)

donc on aura une épaisseur de palier  $c' = \frac{l}{\cos \delta} = 15 \text{ cm}$

# charges et surcharges

## Palier :

- poids propre (en B.A) . . . = 375 kg/m<sup>2</sup>
  - poids du mortier (ciment) . . . = 40 %
  - poids du membre (revet.) = 56 %
  - garde du corps (bois) . . . = 28 %
- $G = 499 \text{ kg/m}^2$
- surcharge d'exploitation  $f = 400 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de large :

$G = 499 \text{ kg/ml}$  ;  $f = 400 \text{ kg/ml}$

d'ai  $G + 1,2f = 979 \text{ kg/ml}$

## Paillasse :

- poids propre :  $2500 \times 0,13 = 395 \text{ kg/m}^2$
  - poids du mortier :  $\cos 8 = 48,6 \%$
  - poids des marches :  $1200 \times \frac{0,10}{2} = 198 \%$
  - poids du membre : . . . = 56 %
  - garde du corps . . . = 28 %
- $G = 725,6 \text{ kg/m}^2$

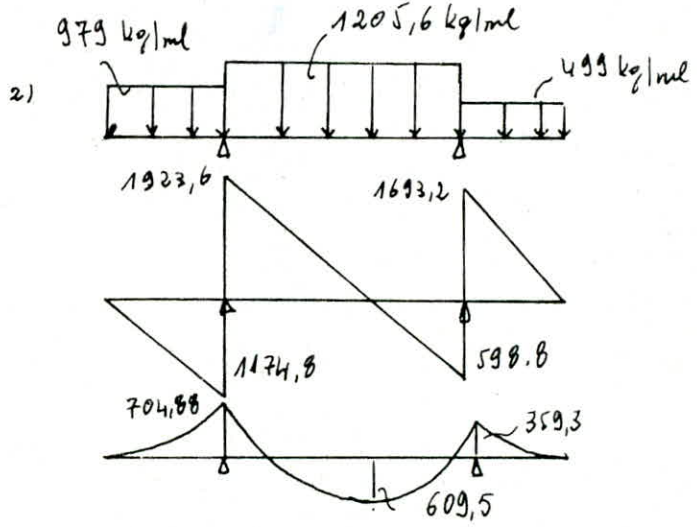
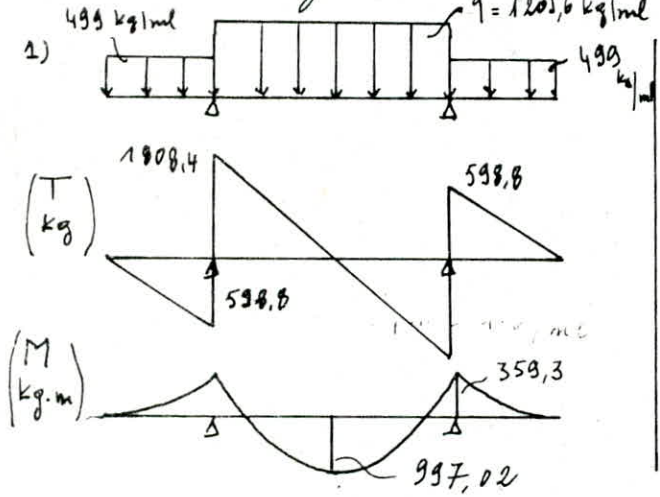
S.E . . . . .  $f = 400 \text{ kg/m}^2$

Pour une bande de 1m de large :

$G = 725,6 \text{ kg/ml}$  ;  $f = 400 \text{ kg/ml}$

d'ai  $G + 1,2f = 1205,6 \text{ kg/ml}$

### Cas de chargement :



d'ai :  $T_{max} = 1923,6 \text{ kg}$  ;  $M_{Et}^{max} = 997,02 \text{ kg.m}$  ;  $M_{app}^{max} = -704,88 \text{ kg.m}$

Calcul des Armatures (à l'aide des tableaux de P. Charney)

- Paillasse :  $\mu = 15 \times M / (\bar{\sigma}_a \times b \times h^2)$        $b = 100 \text{ cm}$  ;  $h = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$   
 $M = M_{Et} = 997,02 \text{ kg.m}$

$\mu = 0,10441 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9113 \\ k = 41,3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 3,55 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 67,8 < \bar{\sigma}_b \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 6T10 / (4,71 \text{ cm}^2) \\ e = 16 \text{ cm} \end{cases}$

Armatures de repartition :  $A_r \geq \frac{A}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$

- Palier : ferraille pour  $A_r = 4T8 / \text{ml}$  ;  $e_r = 25 \text{ cm}$

$M_p = 704,88 \text{ kg.m}$  ;  $h = 13$  ;  $b = 100 \text{ cm}$

$\mu = 15 \times M_p / (\bar{\sigma}_a \times b \times h^2) = 0,10223 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9346 \\ k = 61,5 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} A = 2,07 \text{ cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b = 45,52 < \bar{\sigma}_b = 137 \end{cases}$

On opte pour :  $A = 6T8 / \text{ml}$  ( $3,01 \text{ cm}^2$ )

Verifications

\* Contraintes normales (d'après les tableaux de P. Charn)

$$M_t = 997,02 \text{ kg.m}$$

$$A_t = 4,77 \text{ cm}^2$$

$$d = 2,5 \text{ cm}$$

$$h = 10,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 0,448 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8982 \\ k = 34,1 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A_t \cdot e \cdot h} = 2244,5 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 82,11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

\* Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \times b \times h \times \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_m} = 1,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Vérifié})$$

$$\times \text{ fissuration: } \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,77}{2 \times 100 \times 2,5} = 0,00492 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2066,16 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2855,89 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2$$

Pas de risque de fissuration

\* flèche: La valeur de la flèche peut être donnée par:

$$(\text{poutre}) \quad f = \frac{5qL^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

$$\text{avec: } \begin{cases} E = \frac{2}{3} E_i = 252000 \text{ kg/cm}^2 \\ I = b \times h^3 / 12 = 100 \times 10^3 / 12 = 18308,33 \end{cases}$$

$$f = \frac{5 \times 12,056 \times (300)^4}{384 \cdot 252 \cdot 10^3 \cdot 18308,33} = 0,275 \text{ cm} \quad q = 1205,6 \text{ kg/ml}$$

$$f = 0,275 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

$$(\text{un sole: palier}) \quad f = \frac{qL^4}{8EI} = \frac{979 \times 140^4}{8 \cdot E \cdot I} = 0,066 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{140}{300} = 0,46 \text{ cm}$$

\* Condition d'appui:

$$A. \sigma_a \geq T + M/z \quad (\text{effort de traction des armatures inf})$$

dans notre cas:  $T + M/z < 0 \rightarrow$  la relation est vérifiée

\* Armatures transversales:

La contrainte de cisaillement est:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1923,6 \times 8}{100 \times 7 \times 10,5} = 2,09 \text{ kg/cm}^2$$

La contrainte admissible est:

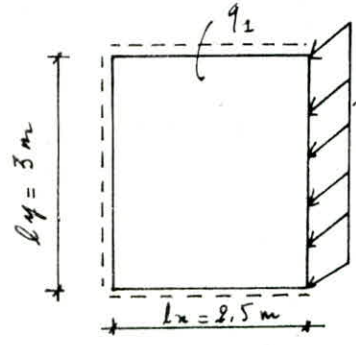
$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 2,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Etude du Palier d'étage:

Le palier fait partie du plancher courant. C'est une dalle appuyée sur trois (03) poteaux, chargée uniformément par  $q_1 = 1205,6 \text{ kg/m}^2$  et dont le bord libre est soumis à une charge linéaire uniforme (reaction de la poutresse). On utilise un outillage de R.D.M exposé dans un livre bulgare pour répartir en surface la charge linéaire Reaction de la poutresse  $\bar{q} = 1688,64 \text{ kg/ml}$ .



on fonction de  $\beta = \frac{l_x}{l_y} = 0,833$  on tire ( $\eta$ ) d'un tableau soit  $\eta = 1,253$

la charge répartie en surface est donnée par:  
 $q_2 = \bar{q} \times \eta / l_x = 846,34 \text{ kg/ml}$ . La dalle est donc soumise à:  $q = q_1 + q_2 = 2051,94 \text{ kg/ml}$

Sollicitation: (selon l'Hermite "R.D.M")

sur le bord libre:  $\bar{M}_x = \beta q l_y^2 = 0,0975 \times 2051,94 \times 3^2 = 1800,6 \text{ kg.m}$   
 $M_x = \beta_1 q l_x^2 = 0,0346 \times 2051,94 \times 2,5^2 = 443,73 \text{ kg.m}$   
 $M_y = \beta_2 q l_y^2 = 0,0678 \times 2051,94 \times 3^2 = 1252,08 \text{ kg.m}$

avec  $\beta, \beta_1, \beta_2$  données en fonction de  $\beta$ .

Ferraillage (d'après P. Charn)

$b \times h / h$	$M \text{ (kg.m)}$	$\mu$	$K$	$\epsilon$	$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$A \text{ calc}$	$A \text{ adop (cm}^2\text{)}$
100x15/13	$\bar{M}_x$ 1800,6	0,0571	35,32	0,9005	79,27	5,49	8T10 (6,28 cm <sup>2</sup> )
	$M_x$ 443,73	0,0141	79,9	0,9472	35,04	1,28	4T8 (2,01 cm <sup>2</sup> )
	$M_y$ 1252,08	0,0397	44,0	0,9153	63,63	3,75	5T10 (3,92 cm <sup>2</sup> )

Verifications

\* Contrainte normale:

$b = 100$	$h$	$A$	$M$	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	$K$	$\sigma_a$	$\sigma'_b$	$\max(\sigma_1; \sigma_2)$
bord libre	12,5	6,28	1800,6	0,5024	0,8933	31,85	2567,7	80,6	2855,9
Centre	12,6	2,01	443,73	0,16	0,9346	61,5	1874,67	30,5	3192,99
	12,5	3,92	1252,08	0,3136	0,9123	42,0	2800,9	66,7	2855,9

On a  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  <  $\max(\sigma_1; \sigma_2)$

(la valeur de  $\sigma_a = 2800,9$  est acceptable;  $\rho_s = 3,21 \cdot 10^{-4}$ )

Donc pas de risque de fissuration.

\* Condition de non fragilité :

sous x-x :  $A \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}_b \times \frac{1-\beta}{\sigma_{cn}} = 0,70 \text{ cm}^2$

sous y-y :  $A \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}_b \times \frac{1+\beta}{4} = 0,55 \text{ cm}^2$  (Vérifié)

et  $\frac{A}{b \times h} = \frac{2,01}{10 \times 15} = 13,4 \cdot 10^{-4} \Rightarrow \frac{1,2}{4200-2200} = 6,25 \cdot 10^{-4}$

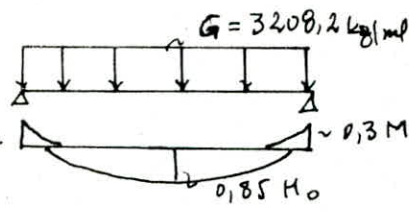
On adopte donc le ferrailage donné pour la condition de résistance

Calcul de la Poutre Palière

cette poutre est supportée semi-encastree dans les poteaux. Elle a une longueur de 3,00 m et une section de 30x30 [cm]

charges revenant à la poutre : Palier  $\rightarrow 979 \times 1,2 = 1174,8 \text{ kg/ml}$   
 Paillasse  $\rightarrow 1205,6 \times 1,5 = 1808,4 \text{ kg/ml}$   
 P.P de la poutre :  $0,3 \times 215 = 225 \text{ kg/ml}$

schéma statique :



$G = 3208,2 \text{ kg/ml}$   
 $G = 3208,2 \text{ kg/ml}$

Epure des  $M_p$  :

$M_0$  : moment statique en travée :  
 $M_0 = q l^2 / 8 = \frac{3208,2 \times 9}{8} = 3609,225 \text{ kg.m}$

d'où :  $M_t = 0,85 M_0 = 3067,84 \text{ kg.m}$  ;  $M_{app} = 0,3 M_0 = 1082,8 \text{ kg.m}$

ferrailage - Armatures supérieures (principales) :

$\mu = 15 \times M_t / (\bar{\sigma}_a \times b \times h^2) = 15 \times 3067,84 / (2800 \times 30 \times 28^2) = 0,0699 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8915 \\ k = 31,1 \end{cases}$

$\rightarrow A = 4,38 \text{ cm}^2$   $\rightarrow A = 3T14 (4,62 \text{ cm}^2)$   
 $\bar{\sigma}'_b = 90 \text{ kg/cm}^2 \wedge \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 (A' = 0)$

- Armatures en appui (Supérieures) :  $M_{app} = 1082,8 \text{ kg.m}$ ,  $h = 28 \text{ cm}$

$\mu = 15 M_{app} / (\bar{\sigma}_a \times b \times h^2) = 0,0247 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9315 \\ k = 58 \end{cases} \rightarrow A = 1,48 \text{ cm}^2$   
 $\bar{\sigma}'_b = 48,3 \wedge \bar{\sigma}_b' (A' = 0)$

$\rightarrow A = 3T10 (2,35 \text{ cm}^2)$  (on laisse filer 3T10 et 3T10 tout le long de la poutre)

Verifications :

\* Contrainte normale : (en travée)  $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \times 4,62}{30 \times 27,3} = 0,564 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8881 \\ k = 29,7 \end{cases}$

$\rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2779,84 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 93,6 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$   $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3802,11 \text{ kg/cm}^2$

-(en Appui) : ( $h = 27,5$ )

$\bar{\omega} = 0,284 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9158 \\ k = 44,4 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 1914,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 < \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3250,7 \\ \bar{\sigma}'_b = 43,12 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \end{cases}$

\* Condition de non fragilité :  $A \geq 0,69 \times b \times h \times \bar{\sigma}_b = 0,8 \text{ cm}^2$  (Vérifié)

\* Flèche :  $A_{max} = 4,62 \text{ cm}^2 < b \times h \times \frac{43}{4120} = 8,54 \text{ cm}^2$  la justification de la flèche est inutile.

\* Effort tranchant :

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{98/2}{30 \cdot 7 \cdot 27,3} = 6,79 < \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 2016,5 \text{ kg/cm}^2$  ( $\bar{\sigma}'_b = 43,12 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5$ )

\* Condition d'affui : A.  $\bar{\sigma}_a \geq T \cdot M / z$  Il faut vérifier ça pour que les armatures

en appui ne reprennent T.  $A \cdot \bar{\sigma}_a = 12936 \text{ kg} > 4812,3 = 108280 / 225 = 279,4 \text{ kg}$



Armatures transversales:

On disposera d'un cadre et d'une epingle en  $\phi 8 \rightarrow 1,50 \text{ cm}^2$

espacement:  $t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{a,t}}{T_{max}}$

$t = \frac{1,50 \times 7/8 \times 27,3 \times \bar{\sigma}_{a,t}}{4812,3}$

$\bar{\sigma}_{a,t} = \rho_{at} \sigma_{cn} ; \rho_{at} = 1 - \frac{\sigma_b}{9\bar{\sigma}_b}$  (Pas de reprise a betonnage)  
 $\bar{\sigma}_{a,t} = 0,872 \times 2400 ; \rho_{at} = 1 - \frac{6,79}{9 \times 5,9} = 0,872 > 2/3$   
 $\bar{\sigma}_{a,t} = 2092,8 \text{ kg/cm}^2$

$t = 15,6 \text{ cm}$

Prent  $t = 16 \text{ cm}$  ; espacement admissible  $\bar{t} = \left[ (0,2 h) ; \left( 1 - \frac{0,3 \sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h \right]$   
 ou prend  $t = 16 \text{ cm} < \bar{t}$   $\bar{t} = 17,87 \text{ cm}$

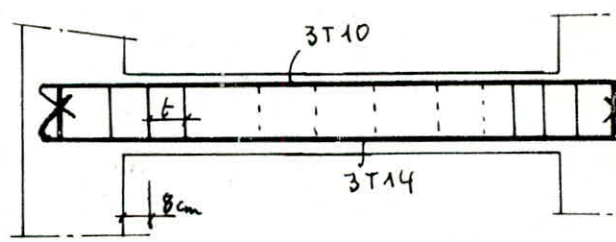
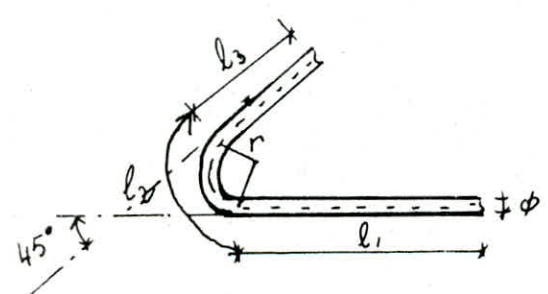
Pour faciliter l'execution nous garderons cet espacement constant le long de la poutre (le premier plan d'armatures commence a  $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$  des bords de l'appui)

\* Verification de la compression de la balle d'about:  $C \geq \frac{2 T_{max}}{b \bar{\sigma}'_b} = 41,68 \text{ cm}$   
 Ancrage des armatures: l'ancrage se fait par un crochet a  $45^\circ$ .

(d'après l'aide memoire "beton armé"  $\rightarrow$ )

$r = 5 \phi = 5 \times 14 = 7 \text{ cm}$   
 $l_2 = 10,5 \phi = 141,7 \text{ cm} \quad \phi = 14 \text{ mm}$   
 $l_d = 43 \phi = 601,2 \text{ cm}$   
 $l_3 = 6 \phi = 9 \text{ cm} \rightarrow l_1 = 8 \text{ cm}$

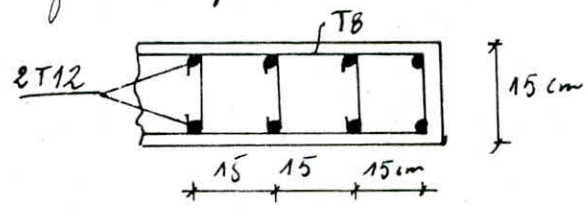
$r = 5 \phi = 5 \text{ cm}$   
 $l_2 = 10,5 \text{ cm} \quad \phi = 10 \text{ mm}$   
 $l_d = 43 \text{ cm}$   
 $l_3 = 6 \text{ cm} \rightarrow l_1 = 2 \text{ cm}$



Remarque:

Pour ce qui est du mur en beton armé supportant la première poutre du bas (poutre demarrant du sol) on le finit par une barre qui résiste à la compression simple.

On adopte un ferroutage de 2T12 tout les 15 cm. (unrobage 2,5 cm)



ETUDE

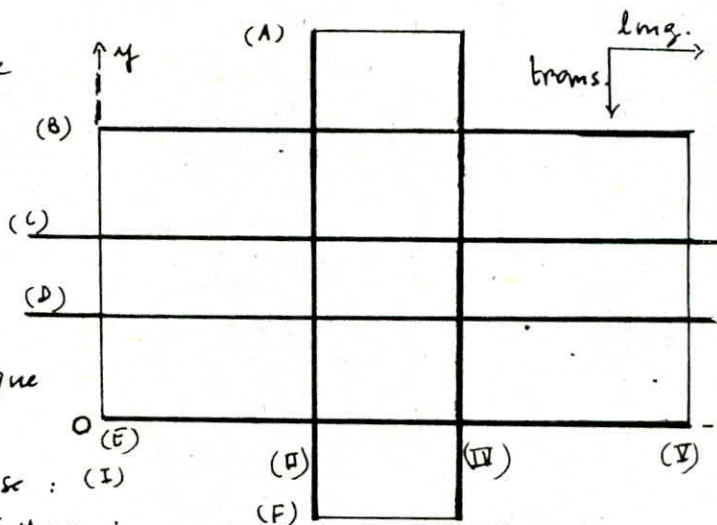
AU

SEISME

## Calcul des Caractéristiques Geometriques

### \* Centre de masse

Pour le calcul du centre de masse de chaque plancher (par rapport à un repère) ou calculera le centre de masse de tous les éléments existants puis on calcul le centre de masse de chaque niveau.



Coordonnées du centre de masse : (I)

$$\left\{ \begin{aligned} x_m &= \frac{\sum x_i m_i}{\sum m_i} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} y_m &= \frac{\sum y_i m_i}{\sum m_i} \end{aligned} \right.$$

$m_i$  : poids de l'élément.

$\sum m_i$  : masse totale des

éléments appartenant au même plancher.

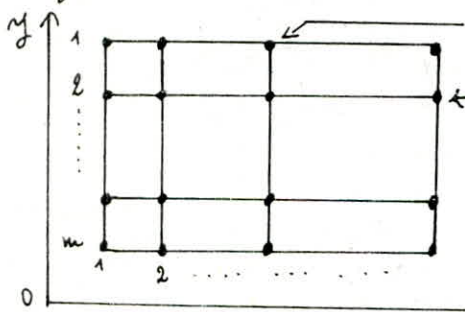
Les résultats sont données sous forme de tableau :

niveau	4	3	2	1
$x_m(m)$	9,77	9,77	9,77	9,28
$y_m(m)$	6,1	5,86	5,86	5,87

### \* Centre de torsion

La méthode de Muto proposée par la réglementation japonnaise se prête bien pour le comportement en torsion. Elle est basée sur la rigidité relative de niveau (méthode exposée dans l'ouvrage :

"Concepts et calcul des structures soumises aux séismes" (R.D.A.S.I.)  
calcul des rigidités relatives de niveau des portiques transversaux et longitudinaux :



$R_{jy}$  : rigidité d'un portique transversal au niveau "j"

$R_{jx}$  : rigidité d'un portique longitudinal au niveau "j"

Pour un portique longitudinal possédant  $k$  poteaux  $\rightarrow R_{jx} = \sum_{i=1}^k a_i \frac{12 E I_i}{h_j^3}$

$a_i$  : coefficient correcteur

$I_i$  : Inertie par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la section du poteau  $i$  parallèle à l'axe  $y$ .

Pour un portique transversal ( $m$  poteaux)

$$\left\{ \begin{aligned} R_{jy} &= \sum_{i=1}^m a_i \frac{12 E I_i}{h_j^3} \end{aligned} \right.$$

toutes les étapes de calcul sont exposées dans l'ouvrage cité précédemment; nous nous contentons de donner ci-dessous les résultats :

Tableau récapitulatif donnant les rigidités d'étages dans les deux sens :

J	1	2	3	4
$R_{\delta y}$ (kg/cm)	118632,88	155796,46	155796,46	155796,46
$R_{\delta x}$ (kg/cm)	158384,06	200122,12	200122,12	197756,14

Coordonnées du centre de torsion : (à l'étage j)

$$\{ x_t = \frac{\sum_{t=1}^k R_{\delta t} x_t}{\sum_{t=1}^k R_{\delta t}}$$

$$\{ y_t = \frac{\sum_{t=1}^k R_{\delta t} y_t}{\sum_{t=1}^k R_{\delta t}}$$

;  $x_t$  et  $y_t$  : distances d'un portique transversal de longueur  $l$  aux axes  $ox$  et  $oy$ .

J	4	3	2	1
$x_t$ (m)	9,8	9,77	9,7	9,77
$y_t$ (m)	5,825	5,82	5,82	5,82

calcul de la rigidité à la torsion :

Soit le nouveau repère  $Cxy$ ;  $x$  et  $y$  coordonnées d'un portique par rapport au nouveau repère; A, B, C, D, E, F sont les portiques longitudinaux de notre bâtiment; I, II, IV et V sont les portiques transversaux.

Portique	A	B	C	D	E	F	I	II	IV	V
$x$ (m)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-9,82	-2,93	2,87	9,77
$y$ (m)	9,42	5,82	1,67	-1,67	-5,82	-9,42	0,0	0,0	0,0	0,0

$$\{ R_{\delta \theta} = \sum_{t=1}^k R_{\delta y}^{(t)} (x_t^p)^2 + \sum_{t=1}^m R_{\delta x}^{(t)} (y_t^p)^2 ; R_{\delta \theta} : \text{rigidité à la torsion de l'étage } j$$

Rigidité à la torsion de niveaux :

J	4	3	2	1
$R_{\delta \theta}$ (kg/cm)	$1,20178 \cdot 10^4$	$1,2099 \cdot 10^4$	$1,2099 \cdot 10^4$	$9,442 \cdot 10^3$

$x_t$  : distance d'un portique transversal à l'axe  $cy$   
 $y_t$  : distance d'un portique longitudinal à l'axe  $Cx$

les valeurs que nous venons de calculer vont nous servir pour la suite afin de distribuer l'effort tranchant, engendré par le poutre, dans les différents portiques puis poteaux.

Evaluation de la Période Propre d'oscillation

Effet du séisme : l'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol, donc il y a création d'accélération affectant les masses de la structure liée au sol, qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

On peut assimiler l'effet du séisme à un oscillateur libre.

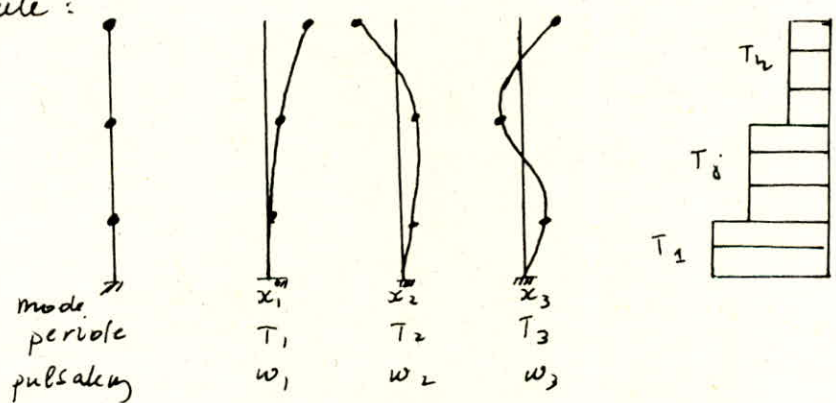
Modélisation : elle dépend de deux paramètres :

1. Le respect de la position du centre de gravité des masses et leurs repartition dans la structure.
2. La rigidité des éléments.

La modélisation de la structure sera représentée par une console verticale flexible encastrée à la base ; on les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers.

On obtient un modèle de quatre masses ; chaque masse a un degré de liberté qui est le déplacement horizontal.

Les modes propres de vibration classés par ordre croissant de pulsation ont l'allure suivante :



La détermination des caractéristiques dynamique (pour le calcul pseudo-dynamique) se fait par la méthode de HOLZER car c'est une méthode qui s'applique bien pour des structures en portiques (poutres-poteaux). Notre structure vérifie bien les conditions exigées pour l'application de cette méthode.

Calcul des caractéristiques dynamiques (par la méthode de HOLZER) c'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau. Elle se prête bien pour des structures contreventées par des portiques.

Par définition la rigidité de niveau  $f$  est donnée par :

$$R_f = \frac{T_f}{x_f - x_{f-1}} \Rightarrow x_{f-1} = x_f - \frac{T_f}{R_f}$$

ou :  $T_i = \sum_{j=1}^n F_j \cdot F_j$  pour  $i=1, 2, 3, \dots, n$   $T_i = \omega_i^2 x_i$  (\*)

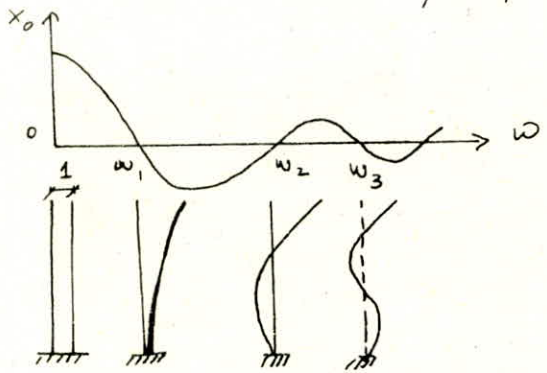
$$x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_k m_k x_k \quad (1)$$

conditions aux limites : • à la base de la poutre, le déplacement relatif de niveau est nul  $x_0 = 0$

• au sommet, généralement au point  $x = 1$  (les formes propres étant définies à une constante près)

La méthode de Holzer, consiste à la détermination des pulsations  $\omega_1, \omega_2, \omega_n$  et des formes propres correspondantes à ces valeurs en résolvant l'équation de récurrence (1) par approximations successives sur  $\omega$ , dont la bonne valeur satisfait la condition à la base (i.e.  $x_0 = 0$ ).

organigramme de la méthode de Holzer pour notre poutre



Sens (Y-Y) transversal

niveau	$R_i (N/m)$	$m (t)$
4	$155796,46 \cdot 10^3$	346,3
3	$15796,46 \cdot 10^3$	464
2	$155769,46 \cdot 10^3$	464
1	$118632,88 \cdot 10^3$	460,7

entrer  $R_1, R_2, R_3, R_4$   
 $m_1, m_2, m_3, m_4$

On se donne  $\omega$

on calcule la forme propre associée à  $\omega$  :

$$x_4 = 1$$

$$x_3 = x_4 - \frac{\omega^2}{R_4} (m_4 x_4)$$

$$x_2 = x_3 - \frac{\omega^2}{R_3} (m_4 x_4 + m_3 x_3)$$

$$x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} (m_4 x_4 + m_2 x_2 + m_3 x_3)$$

$$x_0 = x_1 - \frac{\omega^2}{R_1} \left( \sum_{i=1}^4 m_i x_i \right)$$

test :  $x_0 = 0$

Oui

STOP  
 $\omega =$  pulsation recherchée  
 $x_i =$  forme propre recherchée

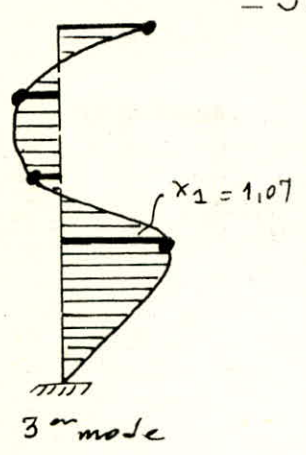
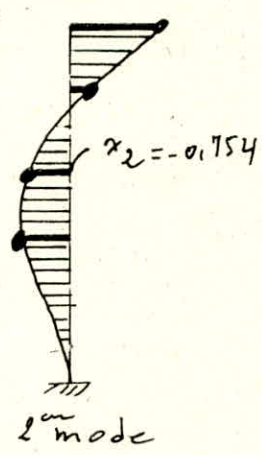
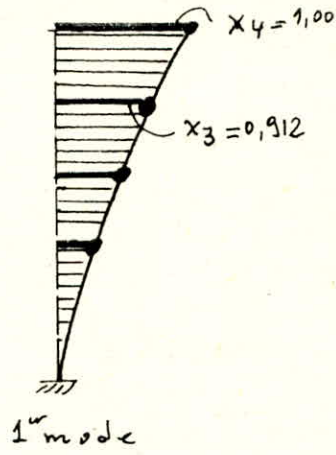
$$\left( T = \frac{2\pi}{\omega} \right)$$

d'après l'organigramme :

1<sup>er</sup> mode :  $\omega_1 = 6,7 \text{ rad/s}$   
de vibration |  $T = 0,99 \text{ s}$   
 $x_1 = 0,435$   
 $x_2 = 0,715$   
 $x_3 = 0,912$   
 $x_4 = 1,00$

2<sup>em</sup> mode :  $\omega_2 = 18,40 \text{ rad/s}$   
de vibration |  $T_2 = 0,34 \text{ s}$   
 $x_1 = -0,935$   
 $x_2 = -0,764$   
 $x_3 = 0,247$   
 $x_4 = 1,00$

3<sup>em</sup> mode :  $\omega_3 = 28,435$   
de vibration |  $T_3 = 0,22$   
 $x_1 = 1,07$   
 $x_2 = -0,674$   
 $x_3 = -0,197$   
 $x_4 = 1,00$



Sous (x-x) Inq. Incliné :

niveau	R <sub>i</sub> N/m	m (t)
4	197756,14.10 <sup>3</sup>	346,3
3	200122,12.10 <sup>3</sup>	464
2	200122,12.10 <sup>3</sup>	464
1	158384,06.10 <sup>3</sup>	460,7

1<sup>er</sup> mode :  $\left\{ \begin{array}{l} \omega_1 = 7,21 \text{ rad/s} \\ T_1 = 0,87 \text{ s} \end{array} \right.$

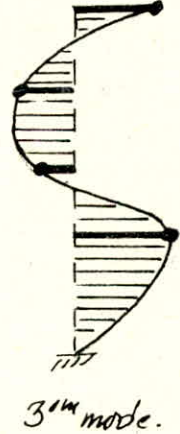
$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 0,424 \\ x_2 = 0,709 \\ x_3 = 0,908 \\ x_4 = 1,00 \end{array} \right.$

2<sup>em</sup> mode :  $\left\{ \begin{array}{l} \omega_2 = 20,96 \\ T_2 = 0,299 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = -0,981 \\ x_2 = -0,764 \\ x_3 = 0,231 \\ x_4 = 1,00 \end{array} \right.$

3<sup>em</sup> mode :  $\left\{ \begin{array}{l} \omega_3 = 32,218 \\ T_3 = 0,194 \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} x_1 = 1,08 \\ x_2 = -0,646 \\ x_3 = -0,817 \\ x_4 = 1,00 \end{array} \right.$



Remarque : Le 1<sup>er</sup> mode fondamental ayant une  $T_1 = 0,99 \text{ s} > 0,7 \text{ s}$   
 Lequel nous donnera un coefficient D Petit  $\Rightarrow$  F sismique Petite  
 d'où la nécessité de passer aux autres modes de vibration  
 et la force sismique résultante sera la somme quadratique  
 des forces sismique des différents modes.

Facteur de contribution de chaque mode :

Ce facteur est donné par la relation :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k x_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k x_{ki}^2}$$

Avec :  $m_k$  : masse de l'étage  $k$   
 $x_{ki}$  : forme propre du  $i^{\text{em}}$  mode au  $k^{\text{em}}$  étage  
 $k$  : indice de l'étage  
 $i$  : rang du mode  
 $n$  : nombre totale d'étage

dans notre cas :  $i = 3$  ;  $k = 4, 3, 2, 1$  ;  $n = 4$

les résultats sont donnés dans un tableau :  
Sens longitudinal :

k	$m_k (t)$	1 <sup>er</sup> mode			2 <sup>em</sup> mode			3 <sup>em</sup> mode		
		$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$	$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$	$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$
4	346,3	1	346,3	346,3	1	346,3	346,3	1	346,3	346,3
3	464	0,908	421,3	382,5	0,231	107,18	24,76	-0,817	-379,08	309,71
2	464	0,709	328,97	233,24	-0,764	-354,5	270,83	-0,646	-299,74	193,63
1	460,7	0,424	195,33	82,82	-0,981	-451,94	443,36	1,08	497,55	537,36
		$\Gamma_1 = 1,236$			$\Gamma_2 = -0,325$			$\Gamma_3 = 0,118$		

sens transversal

k	$m_k (t)$	1 <sup>er</sup> mode			2 <sup>em</sup> mode			3 <sup>em</sup> mode		
		$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$	$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$	$x_k$	$m_k x_k$	$m_k x_k^2$
4	346,3	1	346,3	346,3	1	346,3	346,3	1	346,3	346,3
3	464	0,912	423,16	385,93	0,247	114,60	28,30	-0,797	-369,8	294,73
2	464	0,715	331,76	237,21	-0,754	-349,88	263,79	-0,614	-312,73	210,78
1	460,7	0,435	200,4	87,17	-0,995	-458,39	456,1	1,0	460,7	527,4
		$\Gamma_1 = 1,231$			$\Gamma_2 = -0,317$			$\Gamma_3 = 0,113$		

Évaluation de la sollicitation maximale résultante :

La force sismique de calcul résultante à l'étage  $k$  est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$$

$k$  : indice de l'étage  $k$   
 $i$  : mode de vibration



Determination de la force sismique de calcul  $F_{ki}$  :

$$F_{ki} = \Gamma_i m_k (A D_i B Q) \alpha_{ki}$$

avec :

- $\Gamma_i$  : facteur de contribution du mode  $i$
- $m_k$  : masse revenant au plancher  $k$ .
- $\alpha_{ki}$  : forme propre de l'etage  $k$  pour le  $i$ em mode.
- $A$  : coefficient d'acceleration de zone, depend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique :
  - groupe d'usage I }  $\rightarrow A = 0,25$  (R.P.A 81/83)
  - zone II
- $D_i$  : facteur d'amplification dynamique ; determine d'apres le type de sol en fonction de la periode  $T_i$  ( $i=1,2,3$ ) pour un sol meuble  $D_i = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T_i}}$   $\rightarrow$ 
  - $D_{1l} = 1,51$  ||  $D_{1t} = 1,42$
  - $D_{2l} = 2$  ||  $D_{2t} = 2$
  - $D_{3l} = 2$  ||  $D_{3t} = 2$
- $B$  : facteur de comportement de la structure, depend de son type et de la nature de contreventement (dans notre cas)  $B = \frac{1}{4}$  (Portique)
- $Q$  : facteur de qualite ;  $Q = 1 + \sum_{p=1}^6 p_p = 1 + 0 + 0,1 + 0 + 0,1 + 0,1 = 1,3$

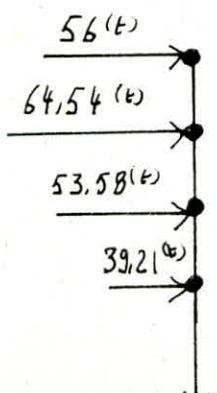
A) Sous longitudinal :

	1 <sup>er</sup> mode			2 <sup>em</sup> mode			3 <sup>em</sup> mode		
$k$	$\Gamma_i A Q D_i B m_k$	$\alpha_k$	$F_{ki}(t)$	$\Gamma_i A Q D_i B m_k$	$\alpha_k$	$F_{ki}(t)$	$\Gamma_i A Q D_i B m_k$	$\alpha_k$	$F_{ki}(t)$
4	52,51	1	52,51	-18,28	1	-18,28	6,64	1	6,64
3	70,36	0,908	63,88	-24,50	+0,231	-5,66	8,89	-0,817	-7,26
2	70,36	0,909	63,88	-24,50	-0,764	18,72	8,89	-0,646	-5,74
1	69,86	0,424	29,62	-24,33	-0,981	23,86	8,83	1,08	9,54

Somme quadratique  $F_k = \sqrt{\sum F_{ki}^2}$

$k$	$F_k(t)$
4	56,00
3	64,54
2	53,58
1	39,21

$\implies$  force sismique dans le sens longitudinal :



Determination de l'effort tranchant par étage:

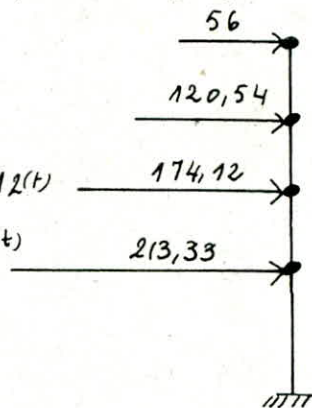
$$T_j = T_{j+1} + t_j \quad t_j : \text{force ponctuelle à l'étage } j$$

$$T_4 = t_4 = 56 t$$

$$T_3 = T_4 + t_3 = 56 + 64,54 = 120,54 (t)$$

$$T_2 = T_3 + t_2 = 120,54 + 53,58 = 174,12 (t)$$

$$T_1 = T_2 + t_1 = 174,12 + 39,21 = 213,33 (t)$$

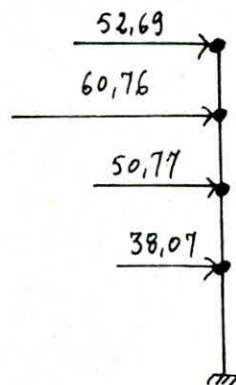


B) sous transversal

k	1 <sup>er</sup> mode			2 <sup>em</sup> mode			3 <sup>em</sup> mode		
	$\Gamma A D_2 B$ m.k.d.	$\chi_k$	$F_{k_1} (t)$	$\Gamma A D_2 B$ m.k.d.	$\chi_k$	$F_{k_2} (t)$	$\Gamma A D_2 B$ m.k.d.	$\chi_k$	$F_{k_3} (t)$
4	49,18	1	49,18	-17,83	1	-17,83	6,35	1	6,35
3	65,90	0,912	60,10	-23,90	0,247	-5,90	8,52	0,797	6,79
2	65,90	0,715	47,12	-23,90	-0,754	18,02	8,52	-6,74	-5,74
1	65,43	0,435	28,46	-23,73	-0,995	23,61	8,45	1,07	9,05

k	$F_k (t)$
4	52,69
3	60,76
2	50,77
1	38,07

force ponctuelle dans le sous transversal



Effort tranchant par étage:

$$T_4 = 52,69 t ; T_3 = 52,69 + 60,76 = 113,45 t$$

$$T_2 = 113,45 + 50,77 = 164,22 t ; T_1 = 164,22 + 38,07 = 202,29 t$$

Repartition des efforts tranchant par étage aux différents portiques:

L'effort tranchant dans un portique est:

$$T_j = T_j^{trans} + T_j^{torsion}$$

$T_j^{trans}$ : engendré par le pesme

$T_j^{torsion}$ : engendré par l'excentricité "e"

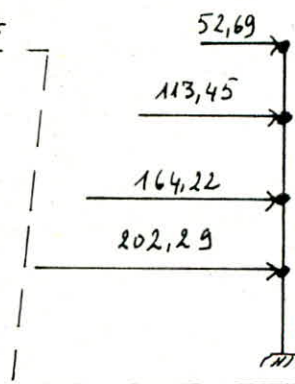
entre le centre de masse et de torsion

$$e_x = \max(|x_m - x_t| ; 5\% L) \quad ; \quad L : \text{plus grande dimension du niveau}$$

$$e_y = \max(|y_m - y_t| ; 5\% L) \quad \text{considéré}$$

Dans notre cas  $e = 5\% L = 1,16 m$ .

Si  $T_j^{torsion} < 0$  alors on le négligera.



L'effort tranchant distribué sur différents portiques :

$$T_{jy}^t = \sum \delta_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}} + \sum \delta_{jy} \frac{R_{jy} \cdot x_{jy} \cdot e}{R_{j\theta}}$$

$T_{jy}^t$  : effort tranchant de niveau  $j$  revenant au portique transversal  $t$

$\sum \delta_{jy}$  : effort tranchant engendré par le séisme ds le sens  $y$  (transversal) au niveau  $j$

$R_{jy}$  : rigidité de niveau du portique 't' (dont on veut connaître l'effort tranchant qui lui revient)

$R_{jy}$  : rigidité d'étage (au niveau  $j$ )

$R_{j\theta}$  : rigidité d'étage à la torsion

$x_{jy}$  : distance entre le portique considéré et l'axe  $oy$

$e$  : excentricité. (les rigidités  $m$  et  $\theta$  calculées par la méthode de Huto)

\* Les efforts tranchants par portique peut donner pour forme de tableau :

$\delta$	$\sum \delta_j(t)$	Port. A $y = 9,42 \text{ m}$	P. B $y = 5,82 \text{ m}$	P. C $y = 1,67 \text{ m}$	Port. D $y = -1,67$	P. E $y = -5,82$	P. F $y = -9,42 \text{ m}$
4	56	5,20	10,95	14,17	13,73	9,85	4,41
3	120,54	11,08	23,32	30,88	29,92	20,96	9,38
2	174,12	16,01	33,69	44,60	43,22	30,28	13,54
1	213,33	21,34	43,22	51,41	49,79	38,83	18,04

← sens longitudinal (résultats en tonnes)

$\delta$	$\sum \delta_j(t)$	Port. I $x = -9,83 \text{ m}$	P. II $x = -2,83 \text{ m}$	P. III $x = 2,87 \text{ m}$	P. IV $x = 9,77$
4	52,29	10,25	16,08	16,78	11,76
3	113,45	22,08	34,64	36,12	25,30
2	164,22	31,96	50,14	52,29	36,63
1	202,29	40,20	60,94	63,49	40,77

← sens transversal

Verification des deformations horizontales :

Afin d'éviter le désordre dans les éléments de remplissage et pour ne pas aggraver les contraintes dans le système de contreventement on limite les déplacements horizontaux de la structure.

• Déplacement relatif de niveau "j"  $\delta_j$

Le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par  $1/98$  pour obtenir le déplacement relatif (Art 3.3.7.1 R.P.A.81)

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser  $0,0075 \times h_{\text{étage}} \rightarrow \delta_j = 0,0075 h_j$

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} \times \frac{1}{2B}$$

( $\delta_j < \bar{\delta}_j$ )

$\delta_j$ : déplacement relatif du niveau  $j/j-1$   
 $\frac{1}{2B} \geq 1$  : dans notre cas:  $\frac{1}{2B} = 2$   
 (B = 1/4) facteur de comportement de la structure  
 $T_j$ : effort tranchant du niveau  $j$   
 $R_j$ : rigidité du niveau  $j$

sens longitudinal				sens transversal			
j	$T_j$ (kg)	$R_j$ (kg/cm)	$\delta_j$ (cm)	$T_j$ (kg)	$R_j$ (kg/cm)	$\delta_j$ (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm)
4	56000	197756,14	0,56	52690	155796,46	0,67	3,105
3	120540	200122,12	1,20	113450	155796,46	1,71	3,105
2	174120	200122,12	1,74	164220	155796,46	2,10	3,105
1	213330	158384,06	2,69	202290	118632,88	3,41	4,105

Conclusion: La rigidité de la structure vis à vis des forces sismiques est assurée. En effet les déplacements horizontaux dus aux forces sismiques bénéficient la condition admissible dans les deux sens.

Verification au Renversement

Chaque structure doit être calculée de manière à résister aux effets de renversement susceptibles d'être causés par les efforts sismiques.

sat: moment de renversement:  $M_{rev} = \sum F_j \cdot d_j$   
 moment résistant:  $M_{res} = \sum W_j \cdot b_j$

Pour chaque direction on prend  $\frac{1}{5} \leq \beta \leq \frac{4}{5}$   
 $M_{res}$  min (cas le plus défavorable). On doit vérifier:

• Sens longitudinal:

$$\frac{M_{resistant}}{M_{renversement}} \geq 1,5$$

$$M_{rev} = 56 \times 17,82 + 64,54 \times 13,67 + 53,58 \times 9,54 + 39,21 \times 5,14 = 2603,1769 \text{ t.m}$$

$$M_{res} = 346,3 \times 9,8 + 464 \times 9,8 + 464 \times 9,8 + 460,7 \times 9,28 = 16763,436 \text{ t.m}$$

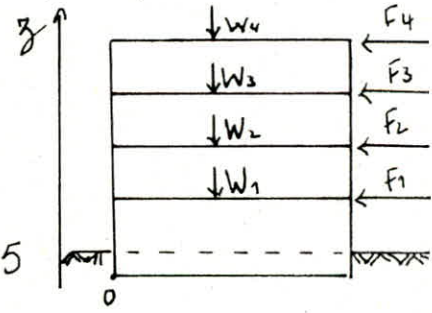
D'où:  $\frac{M_{resis}}{M_{rev}} = \frac{16763,436}{2603,069} = 6,43 > 1,5$

• Sens transversal:

$$M_{rev} = 52,69 \times 17,82 + 60,76 \times 13,67 + 50,77 \times 9,54 + 38,07 \times 5,14 = 2460,056 \text{ t.m}$$

$$M_{resis} = 346,3 \times 9,15 + 464 \times 9,39 \times 2 + 460,7 \times 9,30 = 16203,931$$

D'où:  $\frac{M_{resis}}{M_{rev}} = \frac{16203,931}{2460,056} = 6,58 > 1,5$



Conclusion: Notre bâtiment est stable vis à vis du séisme

SOLLICITATIONS  
DANS LES  
DIFFERENTS  
ELEMENTS DE  
CONTREVENTEMENTS

## SOLLICITATIONS DUES AUX CHARGES HORIZONTALES

La méthode de Muto nous permet de calculer les moments de flexion dans les différents éléments (Poutres - poteaux).

Elle présente un avantage assez important puisqu'elle nous permet d'évaluer les déplacements relatifs de niveau avec les moments fléchissants.

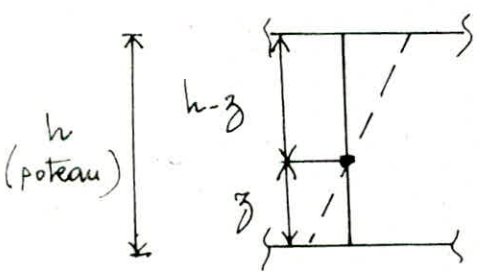
- étapes de calcul :
- 1) calcul de la rigidité de niveau des poteaux et des portiques (déjà calculée par la méthode de Muto)
  - 2) calcul des efforts tranchants de niveau  $T_j$  pour chaque portique et pour chaque poutre (x-x et y-y) (calculés précédemment)
  - 3) calcul des efforts tranchants  $t_j$  relatifs repris par chaque poteau (c'est ce qu'on va calculer)

On a : 
$$t_j = T_j \frac{\alpha k_p}{\sum \alpha k_p}$$

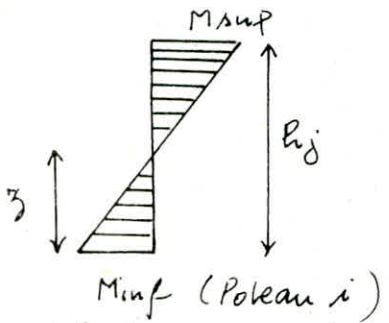
après avoir trouvé  $t_j$  on cherche la position du point de moment nul du poteau.

$k_p$  : rigidité des poteaux  

$$\sum y_i = \eta h$$
 avec  $\eta = \eta_0 + \eta_1 + \eta_2 + \eta_3$   
 (explication de  $\eta_i$  donnée dans l'ouvrage, on ceptim et calcul de structures pour mises aux pressions)

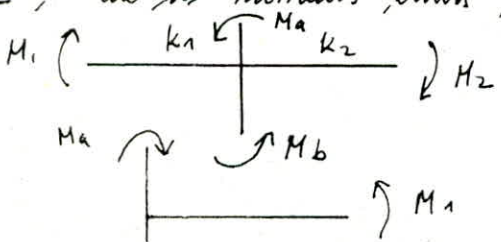


- calcul des moments au tête des poteaux :



$$\begin{cases} M_{sup} = t_{ij} (h_i - z) \\ M_{inf} = t_{ij} z \end{cases} \quad \begin{matrix} i : \text{rang du poteau} \\ j : \text{niveau} \end{matrix}$$

- calcul des moments dans les poutres :



$$\begin{cases} M_1 = \frac{k_1}{k_2 + k_1} (H_a + H_b) \\ M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (H_a + H_b) \end{cases} \implies \begin{cases} M_1 = H_a + M_b = M_{P_{sup}} + M_{P_{inf}} \end{cases}$$

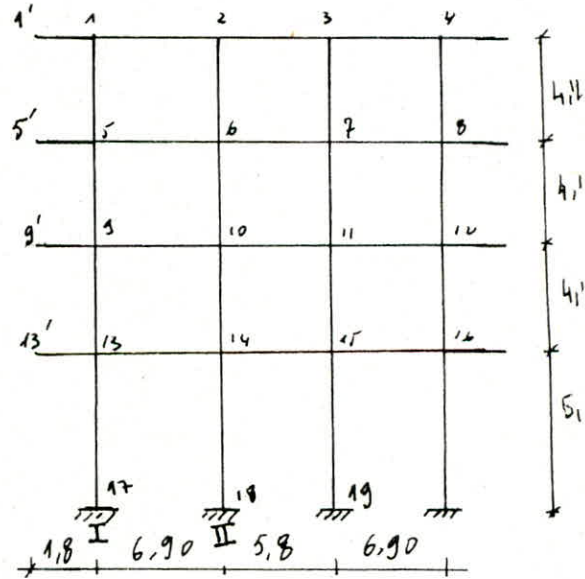
moments dans les poteaux du sens longitudinal  
- du portique c-c (le plus défavorable):

j	filz (l)	K	aKp	$aKp/\sum aKp$	$T_{ix}(t)$	$t_{ij}$	$\gamma$	$\beta = h/\gamma$	$h - \beta$	M sup	M inf
4	I	6,87	497,3	0,27	14,17	3,82	0,45	1,863	2,277	8,69	7,11
	II	3,15	418,88	0,22	14,17	3,11	0,45	1,863	2,277	7,08	5,79
3	I	6,87	497,3	0,20	30,88	6,17	0,5	2,07	2,07	12,77	12,77
	II	4,4	441,23	0,185	30,88	5,91	0,5	2,07	2,07	11,81	11,81
2	I	6,87	497,3	0,20	44,60	8,92	0,5	2,07	2,07	18,46	18,46
	II	4,4	441,23	0,185	44,60	8,25	0,5	2,07	2,07	17,07	17,07
1	I	5,71	621,48	0,206	51,40	10,58	0,55	2,97	2,43	25,71	31,42
	II	3,65	566,75	0,18	51,40	9,25	0,55	2,97	2,43	22,47	27,47

\* : les moments  
pnt en t.

moments dans les poutres du sens longitudinal  
- du portique c-c :

j	Nœud	M <sub>ps</sub>	M <sub>p inf</sub>	M <sub>1</sub> (l.m)	M <sub>2</sub> (l.m)
4	1	0,00	8,69	6,89	1,80
	2	0,00	7,08	3,23	3,85
	3	0,00	7,08	3,85	3,23
	4	0,00	8,69	1,80	6,89
3	5	7,11	12,77	15,77	4,11
	6	5,79	11,81	8,04	9,56
	7	5,79	11,81	8,04	9,56
	8	7,11	12,77	4,11	15,77
2	9	12,77	18,46	24,77	6,46
	10	11,81	17,07	13,19	15,69
	11	11,81	17,07	13,19	15,69
	12	12,77	18,46	6,46	24,77
1	13	18,46	25,71	35,03	9,14
	14	17,07	22,47	18,06	21,48
	15	17,07	22,47	21,48	18,06
	16	18,46	25,71	9,14	35,03



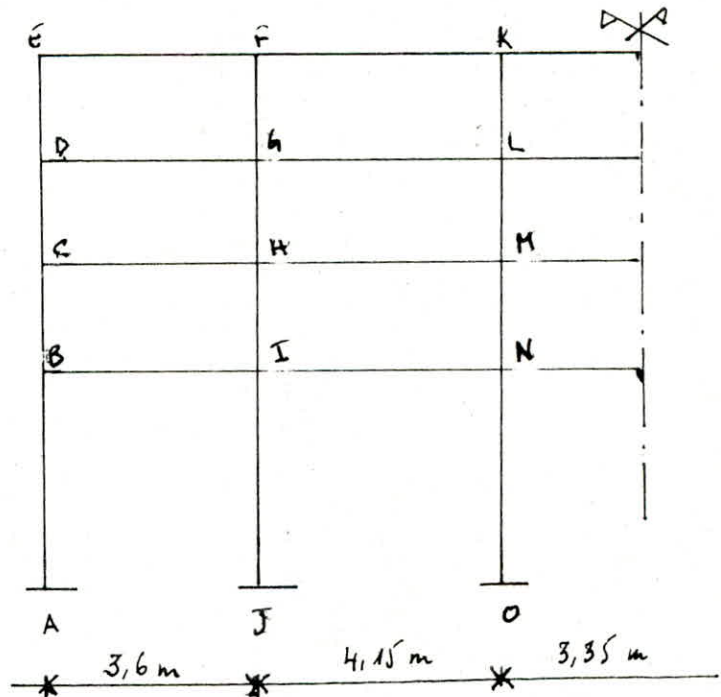
M<sub>ps</sub> : moment (du poteau) supérieur  
M<sub>p inf</sub> : moment inférieur du poteau  
M<sub>1</sub> (M<sub>2</sub>) : moment à gauche (droite) du nœud.

moments dans les poteaux du portique transversal II-IV :  
(le plus défavorable)

J	filz(ii)	$\bar{K}$	$\alpha_{kp}/\Sigma \alpha_{kp}$	$T_{ij}$	$t_{ij}$	$y$	$\bar{z} = h \cdot y$	$h - \bar{z}$	$M_{sup}$	$M_{inf}$
4	A	4,5	0,149	16,78	2,5	0,45	1,863	2,277	5,69	4,65
	B	8,41	0,174	16,78	2,91	0,45	1,863	2,277	6,62	5,42
	C	8,75	0,175	16,78	2,93	0,45	1,863	2,277	6,67	5,45
3	A	4,5	0,149	36,12	5,38	0,5	2,07	2,07	11,13	11,13
	B	8,41	0,174	36,12	6,28	0,5	2,07	2,07	12,99	12,99
	C	8,75	0,175	52,29	6,32	0,5	2,07	2,07	13,08	13,08
2	A	4,6	0,149	52,29	9,79	0,5	2,07	2,07	16,12	16,12
	B	8,41	0,174	52,29	9,09	0,5	2,07	2,07	18,81	18,81
	C	8,75	0,175	52,29	9,15	0,5	2,07	2,07	18,94	18,94
1	A	3,54	0,143	63,49	9,07	0,55	2,97	2,43	22,04	28,93
	B	6,61	0,177	63,49	11,23	0,55	2,97	2,43	27,28	33,35
	C	6,88	0,178	63,49	11,3	0,55	2,97	2,43	27,45	33,56

moments dans les poutres :

J	travées	$M_{ps}$	$M_{pint}$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$
4	E	0	5,69	0	5,69
	F	0	6,62	3,54	3,08
	K	0	6,67	2,98	3,69
	K	0	6,67	3,69	2,98
	F	0	6,62	3,08	3,54
	E	0	5,69	5,69	0
3	D	4,45	11,13	0	15,58
	G	5,42	12,99	9,86	8,55
	L	5,45	13,08	8,28	10,25
	L	5,45	13,08	10,25	8,28
	G	5,42	12,99	8,55	9,86
	D	4,45	11,13	15,58	0
2	C	11,13	16,12	0	27,25
	H	12,99	18,81	17,03	14,77
	M	13,08	18,94	14,30	17,72
	M	13,08	18,94	17,72	14,30
	H	12,99	18,81	14,77	17,03
	C	11,13	16,12	27,25	0
1	B	16,12	22,04	0	38,16
	I	18,81	27,28	24,68	21,41
	N	18,94	27,45	20,92	25,67
	N	18,94	27,45	25,67	20,92



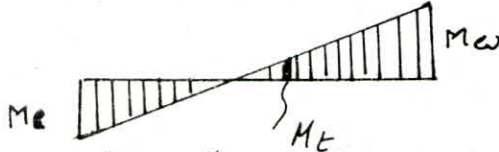


Effort tranchant (sous E) et moments

en travée dans les poutres :

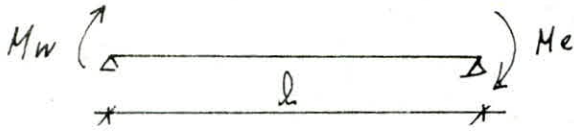
\* calcul du moment en travée :

pour l'action d'une force latérale, le diagramme du moment flechissant d'une poutre donnée est linéaire :



$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2} \quad \text{avec } M_e \text{ et } M_w \text{ moments trouvés précédemment } (M_1, M_2)$$

\* calcul de l'effort tranchant dans les poutres



équation de la statique :  $T \cdot l + M_w + M_e = 0$   
 $T = - \frac{M_w + M_e}{l}$

T : est une constante l la long de la poutre.  
 Le signe de T dépend du sens du périmètre

Les résultats peut groupés dans des tableaux.

\* effort tranchants et moments en travée dans les poutres de portique :

1) transversal (II-IV)

j	Poutre	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub> (k.m)	T (k)	j	Poutre	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub> (k.m)	T (k)
4	E-D	3,54	5,69	-1,075	-2,56	2	C-B	17,03	27,25	-5,11	-12,3
	F-G	2,98	3,08	-0,05	-1,46		H-I	14,30	14,71	-0,235	-7
	K-L	3,69	3,69	0,00	-6,12		M-N	17,72	17,72	0,00	-10,57
3	D-C	9,86	15,58	-2,86	-9,06	1	B-A	24,68	38,16	-6,74	-17,45
	G-H	8,28	8,55	-0,27	-4,05		I-J	20,92	21,41	-0,69	-10,17
	L-M	10,25	10,25	0,00	-6,12		N-D	25,67	25,67	0,00	-15,32

2) longitudinal (C-C)

j	Poutre	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T	j	Poutre	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>t</sub>	T
4	1-1	6,89	0	-3,445	-3,82	2	9'-9	24,77	0	-12,38	-13,161
	1-2	3,83	1,80	-0,715	-0,728		9-10	13,19	6,46	-3,365	-2,84
	2-3	3,85	3,85	0,00	-1,327		10-11	15,69	15,69	0,00	-5,42
3	5'-5	15,77	0	-7,885	-8,76	1	13'-13	35,03	0	-17,51	-19,46
	5-6	8,04	4,41	-1,965	-1,76		13-14	18,06	9,14	-4,46	-3,94
	6-7	9,56	9,56	0,00	-3,296		14-15	21,48	21,48	0,00	-7,406

## Calcul des efforts normaux dans les poteaux

L'effort tranchant s'exerçant sur les poutres (Réaction des poutres sur les poteaux) se transmet comme effort normal dans les poteaux.

$N = T_e - T_w$ . Cet effort normal est réversible selon que le séisme agit dans un sens ou dans l'autre.

1) sens longitudinal : (poteaux du portique C-C)

j	Poteaux	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	T(t)	N(t)	N <sub>cumul</sub>	j	Poteaux	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	T(t)	N(t)	N <sub>cumul</sub>
4	1-5	7,11	8,69	3,81	-3,092	-3,092	2	9-13	18,46	18,46	8,91	-10,921	-21,013
	2-6	5,79	7,08	3,10	-0,599	-0,599		10-14	17,07	17,07	8,24	-2,57	-4,705
3	5-9	12,77	12,77	6,16	-7	-10,092	1	13-17	31,42	25,71	10,57	-15,52	-36,53
	6-10	11,81	11,81	5,90	-1,536	-2,135		14-18	27,47	22,47	9,24	-3,466	-8,171

2) sens transversal : (Portique IV-IV)

j	Poteaux	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	T(t)	N(t)	N <sub>cumul</sub>	j	Poteaux	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	T(t)	N	N <sub>cumul</sub>
4	E-D	4,65	5,69	2,49	2,56	2,56	2	C-B	16,12	16,12	7,78	12,3	21,92
	F-G	5,92	6,62	2,9	-1,1	-1,1		H-I	18,81	18,81	9,08	-5,3	-9,41
	K-L	5,45	6,67	2,92	-0,74	-0,74		M-N	18,94	18,94	9,14	-3,57	-6,38
3	D-L	11,12	11,13	5,37	7,06	9,62	1	B-A	26,14	22,04	9,07	17,45	39,37
	G-H	12,99	12,99	6,27	-3,01	-4,11		I-J	33,35	27,28	11,22	-7,28	-16,69
	L-M	13,08	13,08	6,31	-2,07	-2,81		N-O	33,56	27,45	11,29	-5,15	-11,53

Remarque :

Les calculs précédents ont été fait  
sous l'action de l'effort sismique  
qui est plus défavorable que le vent.

# EFFORTS Dans les Portiques engendrés Par les

-42

## Charges Verticales

### Détermination des efforts M, N et T engendrés par les charges Verticales

#### Moment fléchissant:

on utilise la méthode de Cross qui nous permet d'avoir les moments aux appuis et d'en déduire les moments maximum en travée

#### Principe de la méthode.

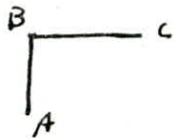
lorsque dans une barre partiellement ou entièrement encastrée à ses extrémités, on connaît les moments de flexion agissant sur ces deux extrémités, on peut déterminer par la R.D.M. les éléments de réduction N et T. Cette méthode permet au moyen d'approximations successives de résoudre par des calculs simples le problème considéré. elle est basée sur la notion de coefficients de répartition type Cross.

#### Différentes étapes de calcul.

1) calcul de raideurs linéaires  $(I/l)$  poutre ;  $(I/l)$  poteaux

2) calcul des coefficients de répartition type Cross C

$$C_{ij} = \frac{r_{ij}}{R} \quad \text{avec } r_{ij}: \text{raideur de l'élément considéré poutres ou poteaux}$$
$$R: \sum r \text{ aboutissant au nœud}$$



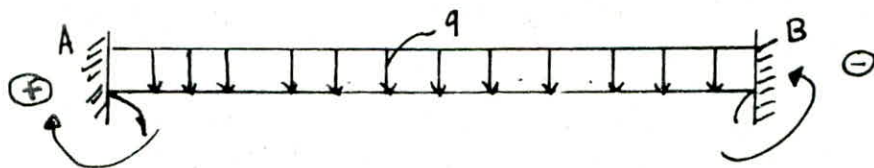
$$R = r_{BC} + r_{BA}$$

3) calcul des moments d'encastrement parfait, soit  $q$  une charge

uniformément répartie sur AB

$$M_{AB} = +q \frac{l^2}{12} \quad \text{et} \quad M_{BA} = -q \frac{l^2}{12}$$

$M_{AB}$  et  $M_{BA}$  moment d'encastrement parfait avec la convention de signe de Cross

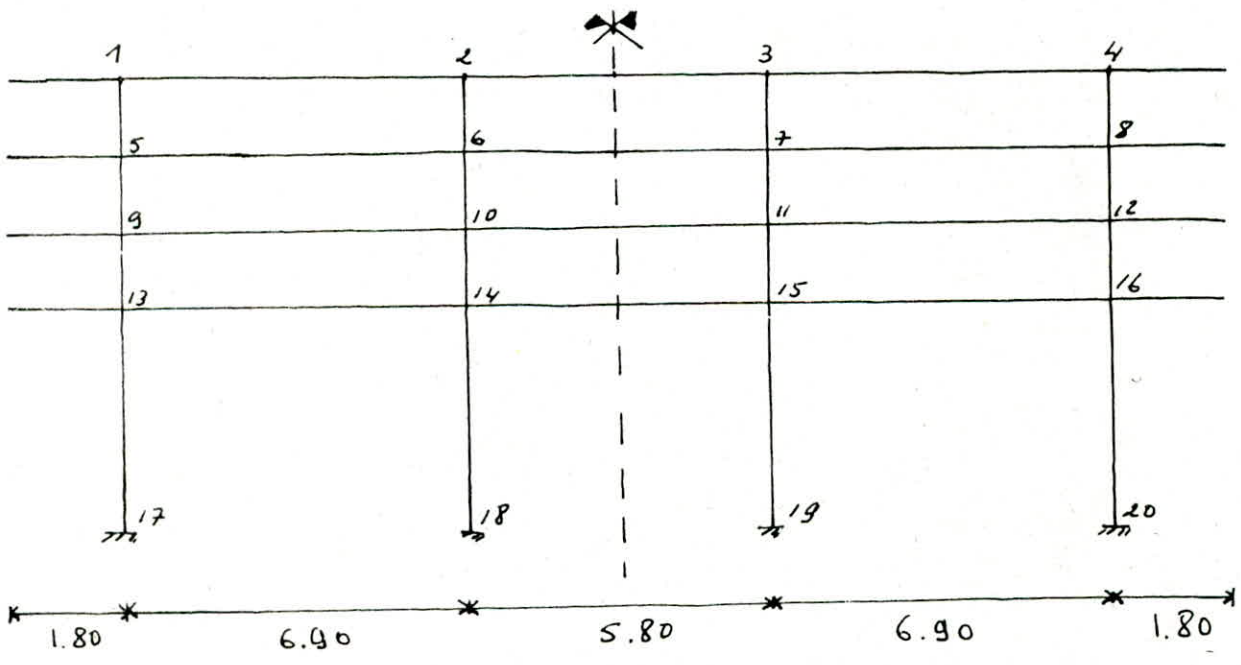


on répartie la somme des moments d'encastrement d'un noeud avec un changement de signe sur les travées qui aboutissent à ce noeud en multipliant cette somme par les coefficients de répartition correspondant en faisant des iterations on obtient les moments aux appuis.

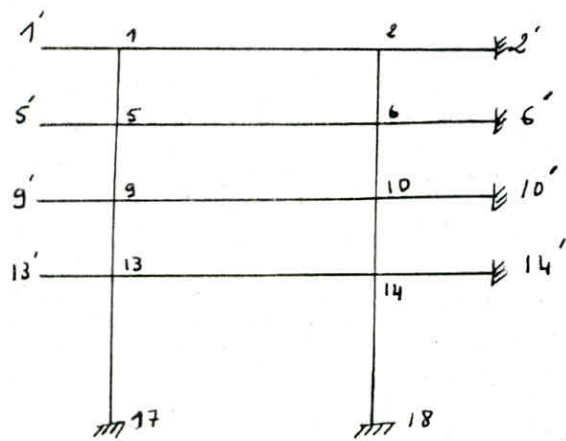
Charge et Surcharge revenant aux poutres

niveau	Sens transversal		sens longitudinal	
	G (t/m <sup>2</sup> )	P (t/m <sup>2</sup> )	G (t/m <sup>2</sup> )	P (t/m <sup>2</sup> )
4	1.971	0.233	2.852	0.345
1,2,3	1.752	1.165	2.533	1.725

Portique longitudinal C - C



et comme on a une symetrie on etudie le portique equivalent qui consiste à mettre un encastrement à l'endroit de la symetrie



Remarque

$$r_{2-2} = \frac{r_{2-3}}{2}$$

$$r_{1-1} = 0$$

Après 3 itérations on aura les valeurs suivantes:

Moments dans les poutres

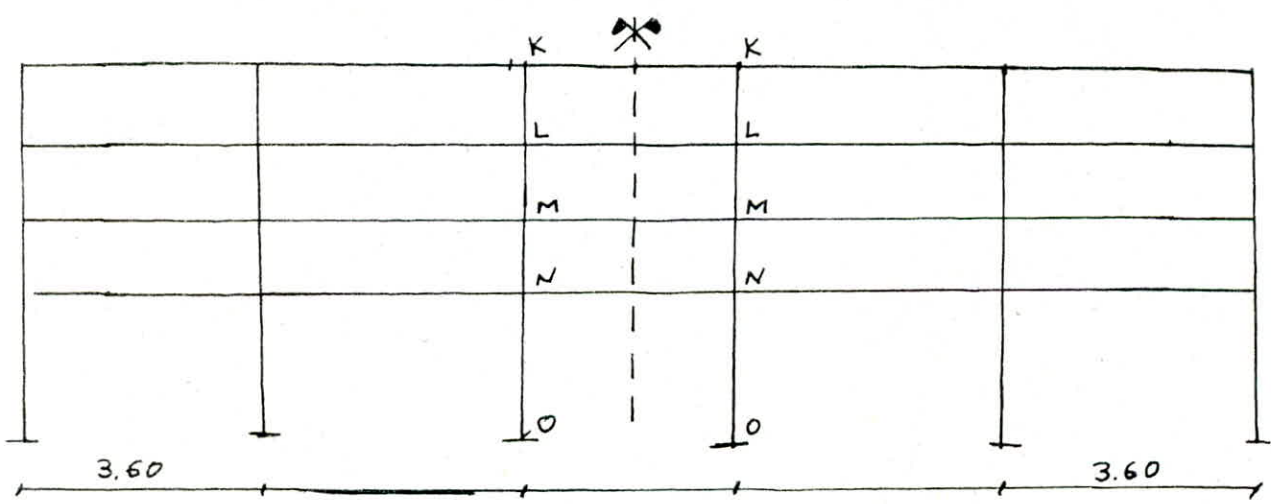
N°	Poutre	Sous G		Sous P	
		Mc	Mw	Mc	Mw
4	1-1	0	-4.620	0	-0.558
	1-2	-8.223	-11.218	-1.253	-1.277
	2-3	-9.223	-9.223	-1.016	-1.016
3	5-5	0	-4.104	0	-2.790
	5-6	-8.842	-10.044	-5.471	-6.281
	6-7	-7.636	-7.636	-5.176	-5.176
2	9-9	0	-4.104	0	-2.790
	9-10	-8.539	-10.004	-5.880	-6.720
	10-11	-7.727	-7.727	-5.160	-5.160
1	13-13	0	-4.104	0	-2.790
	13-14	-8.087	-9.989	-5.500	-6.794
	14-14	-7.913	-7.913	-5.382	-5.382

Moments dans les poteaux:

Niv	Pote.	Sous P		Sous G	
		Msup	Mint	Msup	Mint
4	1-5	-0.695	-1.171	-3.603	-2.698
	2-6	0.262	0.438	1.856	1.404
3	5-9	-1.590	-1.500	-2.038	-2.085
	6-10	0.667	0.720	1.003	1.056
2	9-13	-1.590	-1.740	-2.350	-2.556
	10-14	0.841	0.911	1.221	1.331
1	13-17	-0.970	-0.486	-1.425	-0.710
	14-18	0.507	0.252	0.740	0.397

Sens transversal

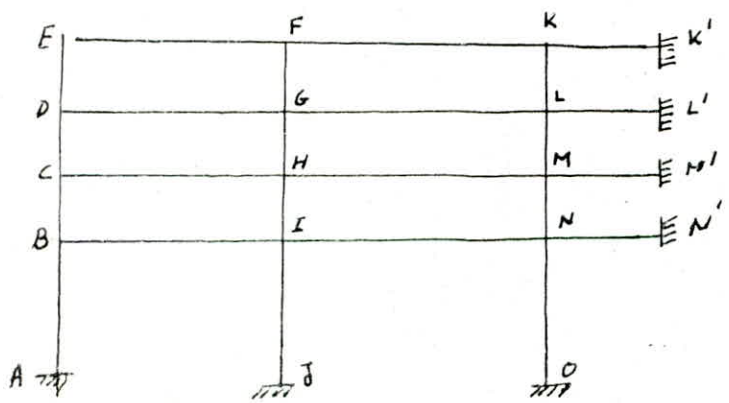
Portique IV-IV



le portique equivalent a etudier est le suivant :

avec  $r_{K.K'} = \frac{r_{K-K}}{2}$

$r_{L.L'} = \frac{r_{L-L}}{2}$  etc



les moments sur appuis de chaque barres seront donnés dans les tableaux suivants.

Moment dans les poutres

Niv	Poutre	Sous G		Sous P	
		M <sub>L</sub> (t.m)	M <sub>W</sub> (t.m)	M <sub>L</sub> (t.m)	M <sub>W</sub> (t.m)
4	E-F	-0,488	-3,050	-0,123	-0,317
	F-K	-3,033	-2,342	-0,313	-0,295
	K-K	-2,161	-2,161	-0,249	-0,249
3	D-G	-0,980	-2,620	-0,434	-1,721
	G-L	-2,690	-2,188	-1,452	-1,431
	L-L	-1,892	-1,892	-1,254	-1,254
2	C-H	-0,638	-2,810	-0,517	-1,668
	H-M	-2,980	-2,236	-1,725	-1,445
	M-M	-1,911	-1,911	-1,247	-1,247
1	B-I	-0,710	-2,550	-0,476	-1,739
	I-N	-2,650	-2,160	-1,768	-1,435
	N-N	-1,870	-1,870	-1,247	-1,247

Moment dans les poteaux

Niv	Poutre	Sous G		Sous P	
		M <sub>sup</sub> (t.m)	M <sub>inf</sub> (t.m)	M <sub>sup</sub> (t.m)	M <sub>inf</sub> (t.m)
4	E-D	-0,488	-0,420	-0,123	-0,189
	F-G	-0,025	-0,032	-0,012	-0,016
	K-L	0,178	0,161	0,046	0,076
3	D-C	-0,360	-0,363	-0,250	-0,252
	G-H	-0,068	-0,096	-0,021	-0,022
	L-M	0,152	0,161	0,110	0,099
2	C-B	-0,228	-0,381	-0,251	-0,248
	H-I	-0,091	-0,093	-0,047	-0,016
	M-N	0,162	0,153	0,094	0,094
1	B-A	-0,329	-0,165	-0,231	-0,125
	I-J	-0,02	-0,011	-0,096	-0,0051
	N-O	0,175	0,087	0,082	0,0411

## Efforts tranchants dans les Poutres

Conformément aux règles CCBA 68 les efforts tranchants dans les poutres seront calculés en considérant une travée indépendante avec les moments sur appuis dus à la continuité de la poutre

$$\sum M/B = 0$$

$$M_w + R_A l - M_c - q \frac{l^2}{2} = 0$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{M_c - M_w}{l} + q \frac{l}{2}$$

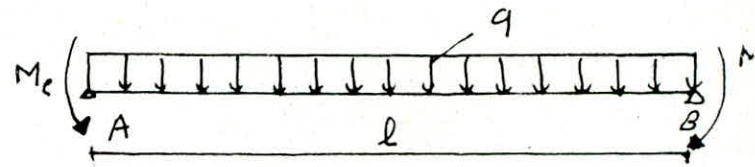
l'équation de l'effort tranchant s'écrit donc

$$T(x) = R_A - qx$$

$$T_x = \frac{M_c - M_w}{l} + q \frac{l}{2} - qx$$

pour  $x = 0 \Rightarrow T_e = q \frac{l}{2} + \frac{M_c - M_w}{l}$

pour  $x = l \Rightarrow T_w = -q \frac{l}{2} + \frac{M_c - M_w}{l}$

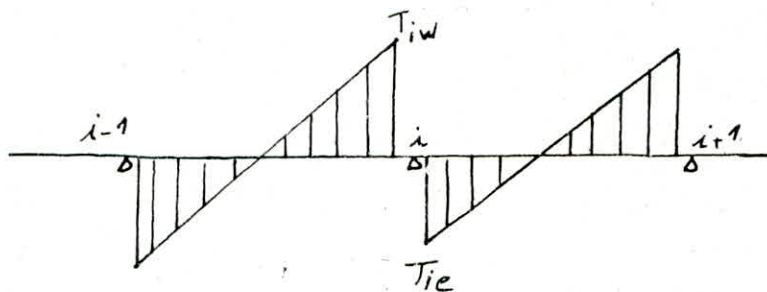


## Efforts normaux dans les poteaux:

les efforts tranchants dans les poutres engendrent des efforts normaux dans les poteaux.

Soit un nœud quelconque, s'exerçant sur lui un effort tranchant à gauche et un effort tranchant à droite développent un effort normal dans le poteau  $N$

$$N = |T_{ie}| - |T_{iw}|$$





Efforts tranchants dans les Poutres  
Sens transversal Portique IV - IV

Niv	Sous G							Sous P				
	Poutre	ℓ(m)	q	Mc	Mw	Tc	Tw	q	Mc	Mw	Tc	Tw
4	E-F	3.6	1.971	0.488	3.050	2.836	-4.259	0.233	0.123	0.317	0.365	-0.473
	F-K	4.15	//	3.033	2.342	4.256	-3.922	//	0.313	0.295	0.487	-0.479
	K-K'	3.35	//	2.161	2.161	3.301	-3.301	//	0.249	0.249	0.390	-0.390
3	D-G	3.6	1.752	0.780	2.620	2.642	-3.664	1.165	0.434	1.721	1.739	-2.454
	G-L	4.15	//	2.690	2.188	3.752	-3.514	//	1.752	1.431	2.494	-2.340
	L-L'	3.35	//	1.872	1.872	2.934	-2.934	//	1.254	1.254	1.951	-1.951
2	C-H	3.6	1.752	0.638	2.810	2.550	-3.736	1.165	0.517	1.668	1.777	-2.416
	H-M	4.15	//	2.980	2.236	3.814	-3.456	//	1.725	1.445	2.484	-2.349
	M-M'	3.35	//	1.911	1.911	2.934	-2.934	//	1.247	1.247	1.951	-1.951
1	BI	3.6	1.752	0.710	2.560	2.642	-3.664	1.165	0.476	1.739	1.746	-2.447
	I-N	4.15	//	2.650	2.160	3.753	-3.517	//	1.768	1.435	2.497	-2.337
	N-N'	3.35	//	1.870	1.870	2.934	-2.934	//	1.247	1.247	1.951	-1.951

# Efforts tranchants dans les poutres

. Sens longitudinal      Portique c-c

		Sous G						Sous P				
niveau	Poutre	l	q	Me	Mw	Te	Tw	q	Me	Mw	Te	Tw
4	1-1	1.8	2.852	0	4.62	-	-5.13	0.345	0	0.558	-	-0.62
	1-2	6.9	2.852	8.223	11.218	9.4	-10.27	0.345	1.253	1.277	1.18	-1.19
	2-3	5.8	2.852	9.293	9.293	8.27	-8.27	0.345	1.016	1.016	1	-1
3	5-5	1.8	2.533	0	4.104	-	-4.5	1.725	0	2.79	-	-3.1
	5-6	6.9	2.533	8.842	10.044	8.56	-8.91	1.725	5.471	6.281	5.83	-6.06
	6-7	5.8	2.533	7.636	7.636	7.34	-7.34	1.725	5.176	5.176	5	-5
2	9-9	1.8	2.533	0	4.104	-	-4.5	1.725	0	2.79	-	-3.1
	9-10	6.9	2.533	8.539	10.004	8.52	-8.95	1.725	5.88	6.72	5.82	-6.07
	10-11	5.8	2.533	7.727	7.727	7.34	-7.34	1.725	5.16	5.16	5	-5
1	13-13	1.8	2.533	0	4.104	-	-4.5	1.725	0	2.79	-	-3.1
	13-14	6.9	2.533	8.087	9.989	8.46	-9	1.725	5.5	6.794	5.73	-6.16
	14-15	5.8	2.533	7.913	7.913	7.34	-7.34	1.725	5.382	5.382	5	-5

SENS TRANSVERSAL Portique IV-IV									
Sous G					Sous P				
niveau	Poteaux	Te	Tw	Nt	Ncumule	Te	Tw	Nt	Ncumule
4	E-D	2.836	-	2.836	2.836	0.365	-	0.365	0.365
	F-G	4.256	-4.259	+8.515	8.515	0.487	-0.473	0.960	0.960
	K-L	3.301	-3.922	7.223	7.223	0.390	-0.479	0.869	0.869
3	D-C	2.642	-	2.642	5.478	1.739	-	1.739	2.104
	G-H	3.756	-3.664	7.420	15.935	2.494	-2.454	4.948	5.908
	L-H	2.934	-3.514	6.448	13.671	1.951	-2.340	4.291	5.160
2	C-B	2.550	-	2.550	8.022	1.777	-	1.777	3.881
	H-I	3.814	-3.756	7.570	23.505	2.484	-2.416	4.900	10.808
	M-N	2.934	-3.456	6.390	20.061	1.951	-2.349	4.300	9.460
1	B-A	2.642	-	2.642	10.670	1.746	-	1.746	5.627
	I-J	3.753	-3.664	7.417	30.922	2.497	-2.447	4.944	15.752
	W-O	2.934	-3.517	6.451	26.512	1.951	-2.337	4.288	13.748
SENS LONGITUDINAL Portique C-C									
4	1-5	9.40	-5.13	14.53	14.53	1.16	-0.62	1.78	1.78
	2-6	8.27	-10.27	18.54	18.54	1.00	-1.19	2.29	2.29
3	5-9	8.56	-4.50	13.06	27.59	5.83	-3.10	8.93	10.71
	6-10	7.34	8.91	16.25	34.79	5.00	-6.06	11.06	13.36
2	9-13	8.52	-4.50	13.02	40.58	5.82	-3.10	8.92	19.63
	10-14	7.34	-8.95	16.29	51.08	5.00	-6.07	11.07	24.42
1	13-17	8.46	-4.60	12.96	53.54	5.73	-3.10	8.83	28.46
	14-18	7.34	-9.00	16.34	67.42	5.00	-6.16	11.16	35.58

remarque: Te et Tw efforts tranchants dans les poutres.

## Superposition des sollicitations.

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments de la structure doivent être dimensionnés conformément au règlement en vigueur.

Poutres :

- sollicitation du 1<sup>er</sup> genre  $G + 1.2 P$  (CCBA 68)
- sollicitation du 2<sup>nd</sup> genre  $\begin{cases} G + P \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$  (RPA.81)

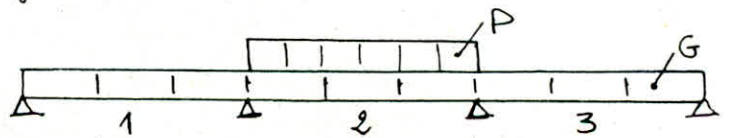
Poteaux :

- 1<sup>er</sup> genre  $G + 1.2 P$
- 2<sup>nd</sup> genre  $\begin{cases} G + P \pm 1.2 E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$

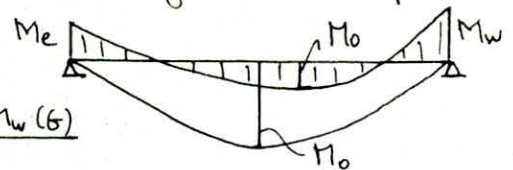
### moments en travées dans les poutres (CCBA 68 - Art 12)

Pour déterminer les moments en travées dans les poutres, on trace les courbes des moments de la travée indépendante de portée "l" avec charges permanentes puis avec les surcharges.

#### moment maximum en travée



Pour avoir un moment maximum en travée 2, on charge toute la poutre par G et on charge la travée 2 par P.

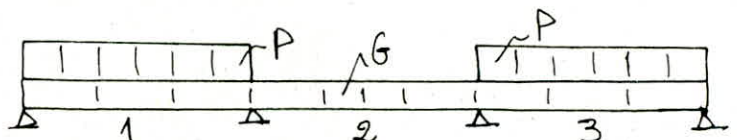


$$\text{Sous } (G + 1.2 P) \quad M_t = M_0(G + 1.2 P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

$$\text{Sous } (G + P \pm E) \quad M_t = M_0(G + P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2} + M_t(\pm E)$$

$$\text{Sous } (0.8 G \pm E) \quad M_t = M_0(0.8 G) - \frac{M_e(0.8 G) + M_w(0.8 G)}{2} + M_t(\pm E)$$

#### moment minimum en travée



Pour avoir un moment minimum sur la travée 2, on décharge cette travée et on charge les autres.

moment en travées dans les pontons

## Portique IV-IV

niveau	Pontons	P	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sans G	M <sub>0</sub>		M <sub>t</sub>		
				G	P	G+1.2P	G+P	0.8G
4	E-F	3.60	1.769	3.193	0.361	1.857	1.785	1.139
	F-K	4.15	2.687	4.243	0.480	2.132	2.036	1.244
	K-K	3.35	2.161	2.764	0.312	0.977	0.915	0.482
3	D-G	3.60	1.700	2.838	1.887	3.402	3.025	0.910
	G-L	4.15	2.439	3.771	2.508	4.342	3.840	1.065
	L-L	3.35	1.872	2.457	1.634	2.545	2.219	0.468
2	C-H	3.60	1.724	2.838	1.887	3.378	3.001	0.891
	H-M	4.15	2.608	3.771	2.508	4.172	3.671	0.930
	M-M'	3.35	1.911	2.457	1.634	2.506	2.180	0.436
1	B-I	3.60	1.630	2.838	1.887	3.472	3.095	0.966
	I-N	4.15	2.405	3.771	2.508	4.376	3.874	1.090
	W-N	3.31	1.870	2.457	1.634	2.547	2.221	0.469

## Portique C-C

niveau	Pontons	P	$\frac{q_G}{q_P}$	$\frac{M_e + M_w}{2}$ sans G	M <sub>0</sub>		M <sub>t</sub>		
					G	P	G+1.2P	G+P	0.8G
4	1'-1	1.8	$\frac{2.852}{0.345}$	2.310	1.115	0.139	-0.988	-1.016	-0.924
	1-2	6.9	" "	9.720	16.972	2.053	9.715	9.305	5.801
	2-3	5.8	" "	9.292	11.972	1.450	4.439	4.149	2.159
3	5'-5	1.8	$\frac{2.533}{1.725}$	2.052	1.025	0.698	-0.189	-0.329	-0.821
	5-6	6.9	" "	9.443	15.074	10.265	17.949	15.896	4.564
	6-7	5.8	" "	7.636	10.651	7.253	11.718	10.268	2.412
2	9'-9	1.8	$\frac{2.533}{1.725}$	2.052	1.025	0.698	-0.189	-0.329	0.821
	9-10	6.9	" "	9.271	15.074	10.265	17.621	16.068	4.642
	10-11	5.8	" "	7.727	10.651	7.253	11.627	10.177	2.339
1	13'-13	1.8	$\frac{2.533}{1.725}$	2.052	1.025	0.698	-0.189	-0.329	-0.821
	13-14	6.9	" "	9.038	15.074	10.265	18.354	16.301	4.828
	14-15	5.8	" "	7.913	10.651	7.253	11.441	9.991	2.190

moments dans les poutres

Sens transversal

Portique IV-IV

niveau	Poutres	G+1.2P			G+P+E			G+P-E			0.8G+E			0.8G-E		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
4	E-F	-3.43	1.857	-0.635	0.173	2.860	5.07	-0.69	0.710	-6.30	1.10	2.214	5.29	-5.98	-0.064	-6.08
	F-K	-2.69	2.132	-3.400	0.340	2.086	-0.26	-5.61	1.986	-6.24	1.11	1.294	0.65	-4.85	1.194	-5.50
	K-K	-2.45	0.977	-2.450	1.280	0.915	1.28	-6.10	0.915	-6.10	1.96	0.482	1.96	-5.41	0.482	-5.41
3	D-G	-4.68	3.402	-1.300	5.510	5.885	14.36	-14.20	0.165	-16.73	7.76	3.770	14.95	-11.95	-1.950	-16.20
	G-L	-3.90	4.342	-4.790	4.660	4.110	4.10	-11.89	3.570	-12.99	6.52	1.335	6.39	-10.03	0.795	-10.70
	L-L	-3.37	2.545	3.370	7.120	2.219	7.12	-13.37	2.219	-13.37	8.75	0.468	8.75	-11.74	0.468	-11.74
2	C-H	-4.81	3.378	-1.250	12.555	8.111	24.09	-21.50	-2.109	-28.40	14.78	6.001	24.73	-19.27	-4.219	-27.76
	H-M	-3.97	4.172	-5.050	10.610	3.906	10.06	-17.98	3.436	-19.47	12.51	1.165	12.38	-16.08	0.965	-17.15
	M-M	-3.40	2.506	-3.400	14.550	2.180	14.55	-20.86	2.180	-20.86	16.18	0.436	-16.18	-19.23	0.436	-19.23
1	B-I	-4.63	3.472	-1.280	20.390	9.835	31.97	-28.96	-3.645	-35.34	22.64	7.706	32.59	-26.72	-5.770	-34.72
	I-N	-3.88	4.376	-4.770	17.120	4.564	16.99	-24.31	3.184	-25.82	18.99	1.780	19.29	-22.44	0.400	-23.53
	N-N		2.547	-3.360	22.550	2.221	22.55	-28.78	2.221	-28.78	24.17	0.469	24.17	-27.16	0.169	-27.16

moments dans les poutres

Sens longitudinal

Portique C-C

niveau	Poutres	G + 1.2 P			G + P + E			G + P - E			0.8 G + E			0.8 G - E		
		M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>t</sub>	M <sub>e</sub>
4	1'-1	-5.289	-0.988	0	-1.73	2.42	0	-8.62	-4.46	0	-0.25	2.52	0	-7.14	-4.36	0
	1-2	-12.750	9.710	-9.72	-9.26	10.02	-7.67	-15.72	8.59	-11.27	-5.74	6.51	-4.77	-12.20	5.08	-8.37
	2-3	-10.510	4.430	-10.51	-6.45	4.15	-6.45	-14.15	4.14	-14.15	-3.58	2.15	-3.58	-11.28	2.15	-11.28
3	5'-5	-7.452	-0.189	0	8.87	7.55	0	-22.66	-8.21	0	12.48	7.06	0	-19.05	-8.70	0
	5-6	-17.580	17.940	-15.40	-8.28	17.86	-10.20	-24.36	13.93	-18.42	0.005	6.52	-2.96	-16.07	2.59	-11.18
	6-7	-13.840	11.710	-13.84	-3.25	10.26	-3.25	-22.37	10.26	-22.37	3.45	2.41	3.45	-15.66	2.41	-15.66
2	9'-9	-7.450	-0.189	0	17.87	12.05	0	-31.66	-12.70	0	19.68	11.55	0	-28.05	-13.20	0
	9-10	-18.060	17.620	-15.59	-3.53	19.43	-7.95	-29.91	12.70	-20.87	5.18	8.00	-0.37	-21.19	1.27	-13.29
	10-11	-13.910	11.620	-13.91	2.80	10.17	2.80	-28.57	10.17	-28.57	9.50	2.33	9.50	-21.87	2.33	-21.87
1	13'-13	-7.450	-0.189	0	28.13	17.18	0	-37.00	-17.83	0	30.64	16.68	0	-36.31	-18.33	0
	13-14	-18.140	18.350	-14.68	-34.84	20.78	-4.44	1.27	11.84	-22.72	-26.05	9.28	2.67	10.06	0.36	-5.61
	14-15	-14.370	11.440	-14.37	8.18	9.99	8.18	-34.77	9.99	-34.77	15.14	2.19	15.14	-27.81	2.19	-27.81

Portique IV-IV

niveau	Poutres	G+1.2P		G+P+E		G+P-E		0.8G+E		0.8G-E	
		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>
4	E-F	-4.820	3.274	-2.172	5.761	-7.292	0.641	-0.847	4.828	-5.967	-0.291
	F-K	-4.946	4.840	-2.941	6.203	-5.861	3.283	-1.677	4.864	-4.597	1.944
	K-K'	-3.769	3.769	-1.491	5.831	-5.891	1.491	-0.440	4.840	-4.840	0.440
3	D-G	-6.608	4.728	0.942	11.440	-13.178	-2.673	4.128	9.730	-9.990	-4.946
	G-L	-6.322	6.748	-1.804	10.300	-9.904	2.200	1.238	7.054	-6.861	-1.045
	L-L'	-5.275	5.275	1.235	11.005	-11.005	-1.235	3.772	8.467	-8.467	-3.772
2	C-H	-6.555	4.682	6.128	16.627	-18.472	-7.973	9.295	14.340	-15.305	-10.260
	H-M	-6.274	6.794	1.195	13.298	-12.805	-0.702	4.235	10.051	-9.764	-3.948
	M-M'	-5.275	5.275	5.685	15.455	-14.455	-5.675	8.222	12.917	-12.917	-8.222
1	B-I	-6.600	4.737	11.316	21.838	-23.561	-13.060	14.518	19.563	-20.381	-15.336 <sup>5</sup>
	I-N	-6.321	6.749	4.736	16.420	-16.024	-3.920	7.350	13.172	-12.983	-7.167
	N-N'	-5.275	5.275	10.435	20.205	-20.205	-10.435	12.972	17.667	-17.667	-12.972

Portique C-C

niveau	Poutres	G+1.2P		G+P+E		G+P-E		0.8G+E		0.8G-E	
		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>
4	1'-1	-5.844	—	-1.900	—	-9.540	—	-0.260	—	-7.900	—
	1-2	-11.698	10.816	-10.732	11.308	-12.188	9.852	-7.488	8.248	-8.940	6.792
	2-3	-9.470	9.470	-7.943	10.590	-10.590	7.943	-5.289	7.943	-7.943	5.289
3	5'-5	-8.220	—	1.160	—	-16.360	—	5.160	—	-12.360	—
	5-6	-16.180	15.550	-13.210	16.150	-16.730	12.630	-5.368	8.608	-8.880	5.088
	6-7	-13.340	13.340	-9.040	15.630	-15.630	9.040	2.570	9.160	-9.160	2.570
2	9'-9	-8.220	—	6.161	—	-21.360	—	10.160	—	-17.360	—
	9-10	-16.230	15.504	-12.180	+17.180	-17.860	11.500	-4.320	9.650	-10.000	3.970
	10-11	-13.340	13.340	-6.930	17.750	-17.750	6.930	-0.462	11.280	-11.280	0.462
1	13'-13	-8.220	—	11.860	—	-27.060	—	15.860	—	-23.060	—
	13-14	-16.392	15.336	-11.220	18.130	-19.100	10.250	-3.260	10.708	-11.140	2.828
	14-15	-13.340	13.340	-4.934	19.740	-19.740	4.934	1.534	13.270	-13.270	-1.534



moments dans les poteaux ( Portique longitudinal c-c )

j	Poteau	G + 1,2 P		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E		0,8 G + E		0,8 G - E	
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>
4	1-5	-4,437	-4,10	6,13	4,66	-14,72	-12,40	5,807	4,95	-11,57	9,26
	2-6	2,17	1,92	10,61	8,99	-6,37	-5,10	8,56	6,91	-5,59	-4,66
3	5-9	-3,94	-3,88	11,69	11,73	-18,95	-18,90	11,13	11,10	-14,4	-14,43
	6-10	1,80	1,92	15,84	15,94	-12,50	-12,39	12,61	12,65	-11,00	-10,96
2	9-13	-4,25	-4,64	18,21	17,85	-26,09	-26,44	16,58	16,41	-20,34	-20,50
	10-14	2,23	2,42	22,54	22,72	-18,42	-18,24	18,04	18,13	-16,09	-16,00
1	13-17	-2,589	-1,29	28,45	36,50	-32,24	-38,19	24,57	30,85	-26,85	-31,98
	14-18	1,341	0,694	28,20	33,61	-25,72	-32,31	23,06	27,78	-21,87	-27,15

( Portique transversale IV-IV )

j	Poteau	G + 1,2 P		G + P + 1,2 E		G + P - 1,2 E		0,8 G + E		0,8 G - E	
		M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>	M <sub>sup</sub>	M <sub>inf</sub>
4	E-D	-0,635	-0,646	6,217	4,971	-7,439	-6,189	5,299	4,314	-6,08	-4,986
	F-G	-0,039	-0,051	7,907	6,456	-7,981	-6,552	6,6	5,394	-6,64	-5,445
	K-L	0,233	0,252	6,228	6,777	-7,78	-6,303	6,812	5,578	-6,527	-5,321
3	D-C	-0,66	-0,665	12,746	12,741	-13,966	-13,971	10,842	10,839	-11,418	-11,420
	G-H	-0,093	-0,122	15,499	15,47	-15,677	-15,906	12,935	12,913	-13,044	-13,066
	L-M	0,284	0,279	15,958	15,956	-15,436	-15,436	13,201	13,208	-12,958	-12,950
2	C-B	-0,529	-0,678	18,865	18,715	-19,823	-19,973	15,937	15,815	-16,302	-16,424
	H-I	-0,147	-0,112	22,434	22,463	-22,71	-22,68	18,737	18,735	-18,882	-18,884
	M-N	0,278	0,269	22,987	22,978	-22,469	-22,478	19,069	19,062	-18,810	-18,817
1	B-A	-0,606	-0,315	25,888	32,038	-27,008	-32,618	21,776	26,808	-22,303	-27,072
	I-J	-0,0315	-0,0171	32,706	40,004	-32,765	-40,036	27,264	33,341	-27,296	-33,858
	N-O	0,273	0,136	33,197	40,1400	-22,682	-40,143	27,59	33,629	-27,31	-33,490

Efforts normaux dans les poteaux : ( Portique longitudinal c-c )

j	Poteau	G + 1,2 P	G + P + 1,2 E	G + P - 1,2 E	0,8 G + E	0,8 G - E	j	Poteau	G + 1,2 P	G + P ± 1,2 E	0,8 G ± E
		N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>			N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>	N <sub>cumul</sub>
4	1-5	16,63	19,99	12,56	14,69	8,108	2	9-13	64,13	85,42 34,99	57,47 11,45
	2-6	21,28	21,54	20,11	15,43	4,23		10-14	80,38	81,14 69,85	45,56 36,11
3	5-9	40,41	50,38	26,15	32,14	11,95	1	13-17	89,69	125,83 20,16	79,36 63,02
	6-10	50,81	50,70	45,57	29,96	25,69		14-18	110,11	112,8 93,19	62,10 45,76

Efforts normaux dans les poteaux du  
seu transversal :

J	Poteau	G+1/2 P	G + P+1/2 E	G + P-1/2 E	0,8G + E	0,8G - E
		N cumulé	N cumulé	N cumulé	N cumulé	N cumulé
4	E-D	3,274	6,273	-0,129	4,828	-0,291
	F-G	9,667	10,795	8,155	7,912	5,712
	K-L	8,265	8,98	7,204	6,518	5,038
3	D-C	8,002	19,126	-3,962	14,002	-5,237
	G-H	23,024	26,775	16,911	16,858	8,638
	L-M	19,863	22,203	15,459	13,746	8,126
2	C-B	12,679	38,207	-14,401	28,237	-15,502
	H-I	36,474	45,605	23,021	28,214	9,394
	M-N	31,41	37,177	21,865	22,428	9,668
1	B-A	17,422	63,541	-30,947	47,906	-30,834
	I-J	49,824	66,702	26,646	41,427	8,047
	N-O	43,009	54,096	26,424	32,739	9,679

Remarque :

Il ne sera pas fait état dans les calculs  
des efforts normaux dans les poutres ( Art 15 CCBA 68/70 )  
( Dans les tableaux les moments sont en t.m  
et les efforts normaux sont en tonne )

PORTIQUES

# FERRAILLAGE DES POUTRES

## Armatures longitudinales

Les poutres sont ferrées à la flexion simple (il ne sera pas fait état des efforts normaux, dans les calculs : Art 11 CC BA 68/70)

La section d'acier sera choisie pour la plus défavorable des sollicitations, du premier genre (max SP1) et du second genre (max SP2)

•  $1,5 M(SP1) > M(SP2) \Rightarrow$  ferrillage pour SP1

•  $1,5 M(SP1) < M(SP2) \Rightarrow$  ferrillage pour SP2

La section d'acier adoptée doit être toujours  $>$   $A_{min}$  exigé par (RPA)  
Méthode de calcul :

- On calcule  $\bar{\alpha} = n \bar{\sigma}'_b / (n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a)$  : grandeur adimensionnelle

- on a donc  $\bar{\gamma} = 1 - \bar{\alpha} / 3$   
(grandeur du bras de levier)

exprimant la position de l'axe neutre dans une section soumise à  $\bar{\sigma}'_b$  ( $n = 15$  : Art 21 - CC BA)

on obtient :  $M_{rb} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} b h^2$  : moment résistant que peut équilibrer la section.

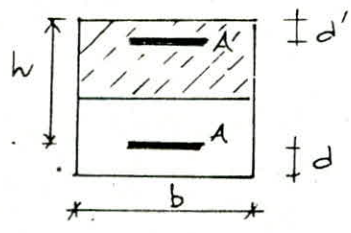
si  $M_{rb} > M$  (moment sollicitant) alors  $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$  (A' armatures comprimées)  
sinon  $A' \neq 0 \Rightarrow$  Armatures comprimées nécessaires.

a) - quand  $A' = 0$  :

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a}$$

b)  $A' \neq 0$  :  $\bar{\sigma}_a = n \bar{\sigma}'_b \frac{\bar{\alpha} h - d'}{\bar{\alpha} h}$

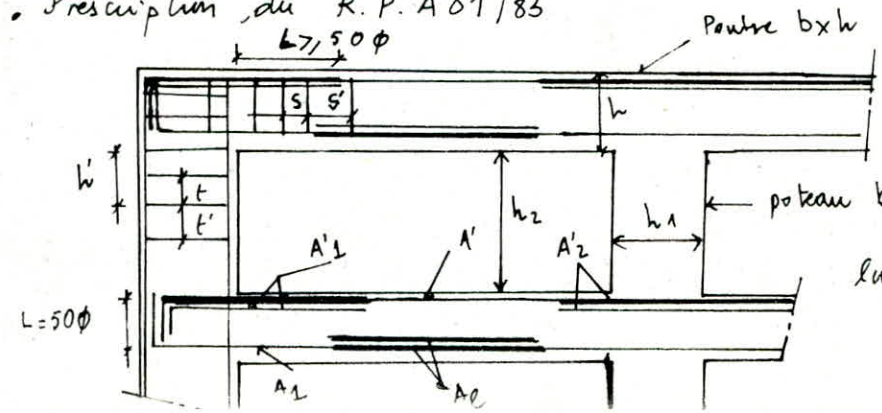
$$\left| \begin{aligned} A' &= \frac{M - M_{rb}}{\bar{\sigma}'_a (h - d')} \\ A &= \frac{M_{rb}}{\bar{\sigma}_a h} + \frac{M - M_{rb}}{(h - d') \bar{\sigma}_a} \end{aligned} \right.$$



\* Sur toute la longueur de la poutre et en chaque section le pourcentage total est tel que :

$$\left| \begin{aligned} A_{u-A}^{min} &= 0,3\% b \times h \\ A_{u-A}^{max} &= 2,5\% b \times h \end{aligned} \right.$$

• Prescription du R.P. A 81/83



\* Zone nodale :

$$\left| \begin{aligned} l' &= 2 \times h \\ h' &= \max\left(\frac{h}{6}, b, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{aligned} \right.$$

\* Ancrage des armatures longitudinales inférieures et supérieures :  $L \geq 50 \phi$

les pontes supportant les charges verticales de plancher doivent avoir :

$$\begin{cases} A' \geq \max (A_1/4 ; A_2/4 ; 3 \text{ cm}^2) \\ A_1 \geq \max (A_1' ; A_2' ; 3 \text{ cm}^2) \end{cases}$$

Armatures transversales

les armatures transversales des pontes sont calculées pour l'effort tranchant de première genre (SP1), conformément à l'article 24,3 CCBA 68/70

$$\tau_{b \text{ max}} = \frac{T_{\text{max}}}{b \cdot z} ; z = \frac{7}{8} h \quad (\text{Art 25, 11})$$

limites admissibles de cisaillement (Art 25, 12 ii CCBA 68/70)

si :  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}'_b$

si :  $\bar{\sigma}'_b \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}'_b \quad (\bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2)$

l'incidence des armatures d'âme dépend de  $\tau_b$ .

si  $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$  armature d'âmes droites

si  $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow$  armatures d'âmes droites + barres renforcées

si  $\tau_b > 5 \cdot \bar{\sigma}'_b \rightarrow$  réduction ou suppression de la section

quantité d'acier minimale :  $A_{t1} = 0,003 \cdot S \cdot b$  S : espacement des cadres.  
 l'espacement max est :

- Dans la zone nodale et en tranche si A' est nécessaire :  $\bar{S}_2 = \min(\frac{h}{4} ; 12d)$

- en dehors de la zone nodale :  $\bar{S}_2 = h/2$  ( $\phi$  et le  $\phi_{\text{min}}$  de A')

Dans tous les cas on prendra  $S = \min(\bar{S}_1 ; \bar{S}_2)$  ;  $\bar{S}_1 = \max(0,2h ; h(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}))$

Vérifications :

▲ Contraintes normales : \* section sans armatures comprimées :

- position de l'axe neutre : équation des moments statiques :  $\frac{b x^2}{2} - n A (h-x) = 0$

- moment d'inertie (A.N) :  $I = \frac{b \cdot x^3}{3} + n A (h-x)^2$  ( $n=15$ ) d'où  $x = \dots$

- contraintes :  $\sigma'_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}'_b$  et  $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$

\* section avec A'  $\neq 0$  :

-  $b \frac{x^2}{2} + n A' (x-d') - n A (h-x) = 0 \Rightarrow x = \dots$

-  $I = \frac{b x^3}{3} + n A' (x-d')^2 + n A (h-x)^2$

- contraintes :  $\sigma'_b = \frac{M}{I} x \leq \bar{\sigma}'_b$  ;  $\sigma'_a = n \frac{M}{I} (x-d') \leq \bar{\sigma}'_a$  et  $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) \leq \bar{\sigma}_a$

▲ condition de non-fragilité :  $A_{\text{min}} \geq 0,69 \cdot b \cdot l_e \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{\text{en}}}$

▲ fissuration : on doit avoir  $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{\text{en}} \leq \max(\sigma_1 ; \sigma_2)$

Pour  $\phi \geq 14 \text{ mm}$  on a  $\bar{\sigma}_2 \leq 2413,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_1 \rightarrow \frac{k_{\text{tr}}}{\phi} \cdot \bar{\omega}_f \geq \bar{\sigma}_a$

alors :  $\bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{k_{\text{tr}} - 10 \phi \bar{\sigma}_a} \rightarrow \bar{\omega}_f \geq \{ \%$

$\phi$	14 mm	16 mm	20 mm	25 mm
$\bar{\omega}_f$	1,95	2,30	3,04	3,85

Il suffit de vérifier :  $\bar{\omega}_{f \text{ min}} = \frac{1}{2b} \left( \frac{A}{d} \right)_{\text{min}} \geq \{ \%$

▲ Flèche (Art 61,21 CCRA 68170)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la justification de la flèche des ponts sera inutile :

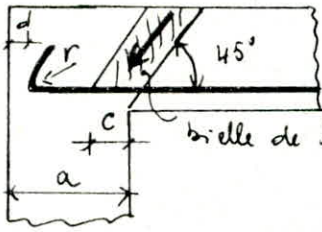
- i)  $h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{16}$  ;  $l_{max}$ : portée libre
- ii)  $h_t^{min} \geq \frac{l_{max}}{10} \times \frac{M_t^{max}}{M_0}$  ;  $M_0$ : moment isostatique
- iii)  $A_l^{max} \leq \frac{43}{100} b \times h$

▲ Condition de non encrasement du béton : (Art 30,62 CCRA 68170)

$r \geq 0,10 \phi \frac{\sigma_a}{\sigma'_{b0}} (1 + \frac{\phi}{d})$  : pas un renouveau reposant aux conditions on prend  $r = 10\phi = 20 \text{ cm}$   
 Pour tous les bords, au cas où on ne prendra pas de ne, dispos que  $l$  est au max.

▲ Conditions aux appuis : \* béton

$c \geq \frac{2 \cdot T}{b_0 \cdot \sigma'_{b0}} \rightarrow c = a - (d + r)$



\* Acier : les armatures inférieures sont soumises à des efforts de traction et on doit vérifier que :

$A \cdot \sigma_a \geq T + M/z$  ( $M \geq 0$ )

▲ Condition de non encrasement des barres :  $\bar{\sigma}_d \leq \bar{\sigma}_d$

$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b$  ( $\psi_d = 1,5$  pour H.A)

$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{z} \frac{A_i}{P_i \cdot A} = \frac{T_{max}}{n P_i z}$  (barres identiques)

$P_i = \pi \phi$   
 $n$ : nombre de barres.  
 $A = \sum A_i$  ( $A_i$ : section de la barre  $i$ )

Lors du calcul de la section d'acier longitudinal on utilise des bars de diamètre au plus égal à 20 mm ( $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ).

Calcul des moments résistants :  $\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423 \rightarrow \bar{\sigma} = 0,859$

• pour (SP1) :  $\bar{K} = 24,903 \text{ kg/cm}^2$

(contrainte réduite) section  $35 \times 60$  /  $n = 50 \rightarrow M_{rb} = \bar{K} b \cdot h^2 = 26,366 \text{ t.m}$

• pour (SP2) :  $\bar{K} = 73,35 \text{ kg/cm}^2$

$\rightarrow M_{rb} = \bar{K} b \cdot h^2 = 47,659 \text{ t.m}$

Portique transversale (II-III)  
superieures

Armatures d'appui (et verifications des contraintes)  
inferieures

Niveau	Appui	tyoz	M (lt.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopte'	$\sigma'_b$	$\sigma_a$	M (lt.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopte'	$\sigma'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
4	E	2	6,3	3,17	3T16 + 2T14	42,5	1404	5,2	2,62	3T16	40,9	1719	205,5	4200
	F	2	6,9	3,47	3T16 + 2T14	46,5	1539	1,1	0,55	3T16	8,6	364	8,	4200
	K	2	6,1	3,07	3T16 + 2T14	41,2	1359	1,96	0,98	3T16	15,4	648	205,5	4200
3	D	2	16,99	8,46	5T16	109,4	3407	16,95	7,35	5T16	97,4	3034	205,5	4200
	G	2	14,20	7,15	5T16	92,5	2881	7,76	3,9	3T16	67	2565	205,5	4200
	L	2	11,89	5,99	5T16	77,5	2413	8,75	4,41	5T16	57	1775	205,5	4200
2	C	2	28,40	14,3	3T20 + 3T16	160	3834	26,73	13,4	3T20 + 3T16	150,5	3609	205,5	4200
	H	2	21,5	10,8	3T20 + 2T14	130	3560	14,78	7,44	3T20 + 2T14	89,4	2447	205,5	4200
	M	2	20,86	10,5	3T20 + 2T14	126	3454	14,55	7,3	3T20 + 2T14	82	2409	205,5	4200
1	B	2	39,14	19,7	4T20 + 4T16	201	4030	37,5	18,9	8T20	182	3204	205,5	4200
	I	2	28,96	14,59	4T20 + 2T14	162,4	3865	22,6	11,39	4T20 + 2T14	126,7	3016	205,5	4200
	N	2	28,78	14,5	4T20 + 2T16	159,4	3635	24,17	12,18	4T20 + 2T16	135	3053	205,5	4200

$$A^{min} = 0,3\% \ b \times h = 5,77 \text{ cm}^2$$

$$A^{max} = 2,5\% \ b \times h = 48,12 \text{ cm}^2$$

Porteaux transversal (II-IV)

Armatures en travée (et vérification des caissons)

Niveau	Travée	type	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopté	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
4	E-F	2	2,86	1,44	3T16	22,5	945	205,5	4200
	F-K	1	2,132	1,64	3T16	16,7	704	137	2800
	K-K	1	0,977	0,73	3T16	7,6	322	137	2800
3	D-G	2	5,89	2,96	3T16	46,2	1943	205,5	4200
	G-L	1	4,34	3,28	3T16	34,15	1434,5	137	2800
	L-L	1	2,54	1,92	3T16	19,9	839,5	137	2800
2	C-H	2	8,11	4,08	3T20	54	1750	205,5	4200
	H-M	1	4,17	3,15	3T20	27,8	899,8	137	2800
	M-M	1	2,50	1,89	3T20	16,6	539,5	137	2800
1	B-I	2	9,83	4,95	4T20	59,3	1614	205,5	4200
	I-N	1	4,37	3,3	4T20	26,3	717,5	137	2800
	N-N	1	2,54	1,92	4T20	15,3	417	137	2800

Vérifications

\* Condition de la flèche :

- $h_t > \frac{l}{16} = \frac{415}{16} = 27,9 \text{ cm}$  ( $h_t = 60 \text{ cm}$ ) → Vérifiée
- $A_{max} = 12,56 < \frac{b \cdot h}{43} = 19,7 \text{ cm}^2$  Vérifiée
- $h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l_{max} = h_{*}$

Niv.	$l_{max}$	$h_0$	$M_t$	$h_{*} \text{ (cm)}$
4	415	4,81	2,13	18,3
3	415	6,78	4,34	26,5
2	415	6,78	4,17	25,5
1	415	6,78	4,36	26,6

$\Rightarrow h_t > h_{*}$

donc la justification de la flèche est inutile.

\* Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq b h \frac{f_c}{f_t} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 \Leftrightarrow A_{min} \geq 6,03 \text{ cm}^2 > 2,6 \text{ cm}^2$  Vérifiée

\* Condition aux appuis : - béton :

$a = 50 \text{ cm}$  (Poteaux du 1<sup>er</sup> niveau)

$a = 40 \text{ cm}$  (Poteaux des autres niveaux)

$c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = c_0$

$\left. \begin{aligned} c &= a - (d + r) \\ r &= 10 \phi = 10 \times 2 = 20 \text{ cm} \\ d &= 5 \text{ cm} \end{aligned} \right\}$



Niv	a (cm)	T <sub>max</sub> (t)	$\bar{\sigma}_b$	C <sub>0</sub> (cm)	C
4	45	23,56	102,75	13,10	25
3	45	18,47	102,75	10,27	20
2	45	13,17	102,75	7,32	20
1	50	7,29	102,75	4,05	20

$c \geq c_0$

- Armatures inférieures (effort tranchant)  
 on doit vérifier que pour chaque appui  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$   
 c.a.d que les aciers inférieurs peuvent reprendre  $T$

Niveau	4			3			2			1		
	E	F	K	D	G	L	C	H	M	B	I	N
M (t.m)	5,2	1,1	1,96	14,95	9,76	8,75	26,73	14,18	37,5	22,6	22,6	27,14
T (t)	4,82	0,84	4,84	9,17	4,12	8,46	14,34	9,25	15,45	19,56	14,51	19,66
$(T+M/3)/\bar{\sigma}_a$ (cm <sup>2</sup> )	3,72	0,75	2,12	9,57	4,82	6,34	15,0	9,51	10,8	23,2	14,6	16,1

Conclusion : la section d'armature adoptée aux appuis étout supé-  
 a celle trouvée précédemment (tableau du dessus) alors les armatures  
 inférieures résistent à l'effort de traction.

\* fissuration : Pour  $\phi \geq 14$  mm  $\rightarrow \bar{\sigma}_s \leq 2413,6$  kg/cm<sup>2</sup>

Il suffit de vérifier :  $\bar{\omega}_f \min = \frac{A}{2b} \left( \frac{A}{d} \right) \min \geq \bar{\omega}_f$

$\phi$ (mm)	14	16	20
$\bar{\omega}_f$ (%)	2,6	3	4,141
$\bar{\omega}_f \min$	1,95	2,30	3,04

Vérifiée

\* Condition de non entraînement des barres :

$\tau_d = \frac{T_{max}^{(sp.)}}{3} \cdot \frac{A_i}{R \cdot A} = \frac{T_{max}}{u P z}$        $z = \frac{7}{8} h = 48,125$  cm ;  $P = \pi \phi$

$\bar{\tau}_d = 24d \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b = 17,7$  kg/cm<sup>2</sup> (Aus H-A  $\psi_d = 1,5$ )

niveau 4 :  $T_{max} = 5,7$  t ;  $A = 3T16 + 2T14 \rightarrow \tau_d = 7,85 < 17,7$  kg/cm<sup>2</sup>

niveau 3 :  $T_{max} = 11,4$  t ;  $A = 5T16 \rightarrow \tau_d = \frac{11,4 \cdot 10^3}{5 \times \pi \times 1,6 \times 48,125} = 9,43 < \bar{\tau}_d$

niveau 2 :  $T_{max} = 16,62$  t ;  $A = 3T20 + 2T14 \rightarrow \tau_d = \frac{16,62 \cdot 10^3}{48,125 \cdot \pi \phi_{max} A} = 13,1$   
 $\tau_d < \bar{\tau}_d$

niveau 1 :  $T_{max} = 21,20$  t ;  $A = 4T20 + 4T16 \rightarrow \tau_d = 10,69$  kg/cm<sup>2</sup> <  $\bar{\tau}_d$   
 l'adhérence entre aciers et béton est bonne.

\* Armatures transversales :

On utilise des  $\phi 8 \rightarrow FeE24$  (1 cadre + 1 étrier  $\rightarrow A_E = 2,01 \text{ cm}^2$ )

Niv	type	T max (t)	s'b	Zb max	Zb	σat	Ae	S (cm)	S adopté		R.P.A	
									Z nodale	Z courante		
4	2	7,29	46,5	4,32	30,97	2400	2,01	31,8	13	15	13,7	27
3	2	13,17	92,5	7,81	30,97	2400	2,01	17,6	13	15	13,7	27
2	2	18,47	130	10,96	28,62	2400	2,01	12,56	11	13	13,7	27
1	2	23,56	162,4	13,98	25,83	2400	2,01	9,85	9	11	13,7	27

zone nodale :  $\bar{s} = \min(\frac{h}{4} ; 12 \phi_e) = 13,75 \text{ cm}$   
 zone courante :  $\bar{s} = \frac{h}{2} = 27,5 \text{ cm}$

Portique longitudinal [C.C.]

Armatures en travée [et vérification des contraintes]

Niveau	travée	type	M (t.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopté	s'b	σa (kg/cm <sup>2</sup> )	σb (kg/cm <sup>2</sup> )	σa (kg/cm <sup>2</sup> )
4	1-1	2	2,52	1,27	3T16	19,82	833	205,5	4200
	1-2	1	9,915	7,34	3T16+2T14	65,5	2164	137	2800
	2-3	1	4,43	3,34	3T16	34,80	1464	137	2800
3	5-5	2	7,55	3,80	3T20	50,30	1629	205,5	4200
	5-6	1	17,94	13,56	5T20	100,50	2385	137	2800
	6-7	1	11,91	8,85	3T20	78,00	2527	137	2800
2	9-9	2	12,05	6,07	3T20	80,30	2600	205,5	4200
	9-10	1	17,62	13,32	3T20+2T16	103,8	2714	137	2800
	10-11	1	11,62	8,79	3T20	77,5	2509	137	2800
1	13-13	2	17,18	8,65	3T20	114,5	3707	205,5	4200
	13-14	1	18,35	13,87	4T20+2T16	101	2317	137	2800
	14-15	1	14,44	8,64	4T20	87	2371	137	2800

## Portique longitudinal (c.c.)

Armatures supérieures sur appuis (et vérification des contraintes)

Niv	appui	type	M (k.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopté	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$
4	1	1	9,92	7,35	5T16	63,3	1992	137	2800
	2	1	12,95	9,63	5T16	83	2589	137	2800
3	5	1	15,4	11,64	3T20 + 3T14	89,4	2295	137	2800
	6	1	17,18	12,98	3T20 + 3T14	102	2598	137	2800
2	9	2	30,26	15,25	3T20 + 3T16	170,4	4085	205,5	4200
	10	2	29,81	15,02	3T20 + 3T16	167,8	4024	205,5	4200
1	13	2	41,92	21,06	8T20	203,3	3583	205,5	4200
	14	2	34,82	17,55	6T20	184	3902	205,5	4200

Armatures inférieures sur appuis (et vérification des contraintes)

Niv	appui	type	M (k.m)	A (cm <sup>2</sup> )	A adopté	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}'_a$
4	1	—	—	—	3T16	—	—	—	—
	2	—	—	—	3T16	—	—	—	—
3	5	2	12,47	6,28	3T20 + 2T14	75,3	2056,9	205,5	4200
	6	2	3,45	1,93	3T20	23	744,5	205,5	4200
2	9	2	20,40	10,32	3T20 + 3T16	115,3	2764	205,5	4200
	10	2	9,5	4,78	3T20	63,3	2050	205,5	4200
1	13	2	31,74	15,99	8T20	153,9	2713	205,5	4200
	14	2	15,14	7,63	4T20	91,3	2486	205,5	4200

Verifications :

\* Flèche : on doit avoir  $h_t > \frac{l_{max}}{16}$  ;  $h_t > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$  ;  $A_{max} < \frac{b \cdot h}{\sigma_{cm}} \cdot 43$   
 $A_{max}$  en travée.

$l_{max} = 6,90 \text{ m} \rightarrow h_t = 60 \text{ cm} > \frac{690}{16} = 43 \text{ cm}$  vérifié.

$h^* = \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l$

Niv	$l_{max}$	$M_t$ (k.m)	$M_0$	$h^*$ (m)	$h_t$ (cm)
4	6,9	9,715	19,33	34,6	60
3	6,9	17,94	29,38	45,2	60
2	6,9	18,12	29,38	45,6	60
1	6,9	18,35	29,38	46	60

$h_t > h^* \rightarrow$  condition vérifiée.

$A_t^{max} = 16,58 \text{ cm}^2 < 35 \times 55 / 4200 \times 43 = 19,7 \text{ cm}^2$   
 Les trois conditions précédentes étant vérifiées, il n'est donc inutile de passer à la vérification de la flèche.

\* Condition de non fragilité :

$A_{min} \geq b \cdot h \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2$  }  $A_{min} = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2 > 2,16 \text{ cm}^2$   
 $A_{min} \geq 2,16 \text{ cm}^2$  } Vérifié

\* Condition aux appuis :

Armatures supérieures : il faut vérifier que  $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$   
 $A \geq (T + M/3) \times \frac{1}{\bar{\sigma}_a}$  }  $3 = 7/8 h = 48,125$

Niveau	4		3		2		1	
appui	1	2	5	6	9	10	13	14
$M$ (k.m)	-9,72	-12,75	12,47	3,45	20,48	9,5	31,74	15,14
$T$ (k)	10,81	11,61	16,36	16,93	21,76	17,86	27,06	19,74
$(T + M/3) / \bar{\sigma}_a$	< 0	< 0	10,06	5,69	15,21	8,9	22,95	12,1

Remarque : les armatures supérieures sur appui doivent reprendre l'effort de traction  $(T + M/3)$  et pour cela on a pris de sections vérifiant cette condition.

Introduction

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Ils seront donc calculés en flexion composée pour les sollicitations du premier genre et pour la plus défavorable des combinaisons des sollicitations du second genre et on optera pour la plus importante section d'acier.

Pour les sollicitations du second genre on distinguera trois types d'efforts :

- $M^{max}; N^{cor}$
  - $M^{cor}; N^{max}$
  - $N^{min}; M^{cor}$
- Pour le calcul du béton comprimé et éventuellement des aciers comprimés  
 pour le calcul des aciers tendus.

Méthode de calcul des armatures longitudinales :

- On calcule  $\bar{\sigma}'_b$  en F.C :  $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0}$  si  $e_0 \geq \frac{h_t}{2}$  ;  $e_0 = \frac{M}{N}$

$$\bar{\sigma}'_b = (1 + \frac{e_0}{3e_1}) \bar{\sigma}'_{b0} \text{ si } e_0 < \frac{h_t}{2} ; e_1 = \frac{h_t}{6}$$

On peut avoir deux cas de sollicitations :

$e_0 > e_1$  : section partiellement comprimée

$e_0 \leq e_1$  : section totalement comprimée (N : compression)  
 ↘ tendue (N : traction)

■ section partiellement comprimée : ( $e_0 > e_1$ )

On fera de manière symétrique, d'où la marche à suivre est : 100

On calcule  $f = \frac{h_t}{2} - d + e_0 \rightarrow$  moment fictif  $M = N \cdot f$

(f : distance du centre de pression de N aux aciers tendus)

on calcule la section en flexion simple pour M

si  $M_{rb} > M \rightarrow \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A'_{fs} = 0 \rightarrow A_{fs} \rightarrow A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$  (N < 0 : traction)

si  $M_{rb} < M \rightarrow A'_{fs} \neq 0 \rightarrow \left\{ \begin{aligned} A'_{fc} &= A'_{fs} \\ A_{fc} &= A_{fs} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \end{aligned} \right.$

$A_{fs}$  : aciers en flexion simple  
 $A_{fc}$  : aciers en flexion composée

Dans tous les cas si la section d'armatures tendues nécessaire est négative on adoptera le pourcentage minimal donné par le (R.P.A 81 version 83) et on vérifiera les contraintes.

■ section entièrement comprimée : ( $e_0 \leq e_1$ )

(méthode exposée dans l'ouvrage de P. Charon).

On fera toujours de façon symétrique :

- on déterminera  $\delta' = \frac{d'}{p}$  (dans notre cas  $\delta' = 0,1$ )

Flambement des poteaux :

Pour ce qui est du flambement des poteaux et des conditions à vérifier on se réfère à l'article 33 du C.C. BA68/70.

Il ne sera pas tenu compte du flambement si :  $\lambda < 50$  (clouement)  
c.a.d  $\frac{lc}{a} < 14,4$  a : plus petite dimension du poteau.

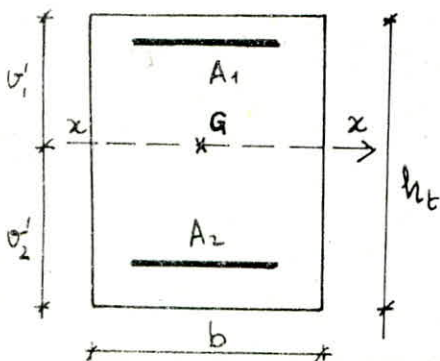
Pour notre cas on a :  $\frac{lc}{a} = \frac{540 \times 0,7}{40} = 9,45 < 14,4$

Conclusion : On ne tient pas compte du flambement dans nos calculs.

Prescriptions du R.P.A 81/83

Les armatures longitudinales d'un poteau doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochets. Le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera : 1% (Zone II) sans dépasser toutefois 4%  
Le  $\phi$  min des armatures longitudinales est de 14 mm (Zone II)  
La longueur de recouvrement :  $l_r \geq \max\{l_d + c; 50 \phi_e^{\max}\}$   
La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (Zone II)  
Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de la zone nodale.

Pour la flèche, on obtient une section d'acier tendue négative pour les sections partiellement comprimées ou un pourcentage négatif pour les sections entièrement comprimées. Pour cela on a choisi une section d'acier, généralement correspondante au pourcentage minimum exigé par le R.P.A, pour laquelle on vérifiera les contraintes (dans l'acier, la section est partiellement comprimée et dans le béton, dans tous les cas)  
A cet effet on note :



$$e_1 = \frac{I_{xx}}{(B + 15 A') \cdot v_2'} \quad (\text{on tient compte des aciers})$$

B : section du béton

$A' = A_1 + A_2$  : section des aciers ( $A_1 = A_2 = A$ )

$v_2'$  : distance de G à la fibre la moins comprimée

$I_{xx}$  : moment d'inertie / à l'axe passant par G.

Potreau C. II

niveau 4. 3. 2  $b \times h = 35 \times 45$ niveau 1.  $b \times h = 40 \times 50$ 

Niv	genre	M (t.m)	N (t)	A (cm <sup>2</sup> )	Q <sub>0</sub> (cm)	Q <sub>1</sub> (cm)	t <sub>spz</sub>	w <sup>0</sup>	$\bar{v}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{v}_b'$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{v}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{v}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{v}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
4	1	4,4	16,63	9,42	26,9	8,42	P.C	0,59	48,8	137	555	691	2800
	2	6,13	19,99	9,42	30,6	8,42	P.C	0,59	67	205,5	747	1054	4200
	2	11,57	8,5	9,42	136	8,42	P.C	0,59	87,72	205,5	831	3044	4200
	2	12,56	14,72	9,42	85,3	8,42	P.C	0,59	95,22	205,5	902,5	3304	4200
3	1	3,94	40,41	9,42	9,75	8,42	P.C	0,59	55	98	709	9100	2800
	2	11,73	50,38	9,42	23,2	8,42	P.C	0,59	133	205,5	1541	1628	4200
	2	14,43	11,95	9,42	120	8,42	P.C	0,59	109,4	205,5	1036,8	3797	4200
	2	26,15	18,95	14,73	138	8,83	P.C	0,93	155,7	205,5	1582,6	4050	4200
2	1	4,64	64,13	14,73	7,23	8,83	E.C	0,93	57,8	90,5	/	/	/
	2	18,21	85,42	14,73	21,3	8,83	P.C	0,93	195	205,5	2108	1553	4200
	2	20,5	11,45	14,73	179	8,83	P.C	0,93	122	205,5	1240,6	3488	4200
	2	26,44	34,99	18,84	75,5	10,02	P.C	1,19	138	205,5	1432,6	3535	4200
1	1	2,5	87,69	18,84	2,85	10,02	E.C	0,94	43,9	76,3	/	/	/
	2	36,5	125,83	18,84	2,9	10,02	P.C	0,94	127,8	205,5	1367	3593	4200
	2	31,98	6,302	2,5	507,6	10,43	P.C	1,25	112	205,5	1228	2885	4200
	2	38,9	38,11	2,5	101	10,43	P.C	1,25	136	205,5	1493	3509	4200

Potrean II.C

Niveau 4.3.2  $b \times ht = 45 \times 35$ niv 1  $b \times ht = 50 \times 40$ 

Niv	Zone	M (t.m)	N (t)	A (cm <sup>2</sup> )	C <sub>0</sub> (cm)	C' (cm)	Type	w%	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}'_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )
4	1	0,252	8,26	9,42	3,05	6,3	E.C	0,59	6,59	80,4	/	/	/
	2	8,22	8,98	9,42	91,5	6,3	P.C	0,59	83,	205,5	668	2908	4200
	2	6,52	5,03	9,42	129,6	6,3	P.C	0,59	65,9	205,5	530,	2227	4200
3	1	0,284	19,86	9,42	7,43	6,3	E.C	0,59	13,11	74,	/	/	/
	2	15,95	22,2	12,56	71,84	6,43	P.C	0,79	13,9	205,5	1198	4127	4200
	2	12,95	8,12	12,56	159,48	6,43	P.C	0,79	112,9	205,5	973,	3357	4200
2	1	0,278	31,41	12,56	0,88	6,43	E.C	0,79	18,3	71,9	/	/	/
	2	22,98	39,17	18,84	61,8	7,67	P.C	0,94	160,7	205,5	1492	4013	4200
	2	18,81	9,66	18,84	194,7	7,67	P.C	0,94	131,5	205,5	1222	3286	4200
1	1	0,271	43	18,84	0,63	7,67	E.C	0,94	18,14	70,6	/	/	/
	2	40,14	54	25,	74,8	7,9	P.C	1,25	184,6	205,5	1846	4060	4200
	2	33,49	9,67	25,	346,3	7,9	P.C	1,25	153	205,5	1531	3827	4200



Niv	gane	M(Lm)	N (t)	A (cm <sup>2</sup> )	e <sub>o</sub> (cm)	e <sub>i</sub> (cm)	type	w%	S <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{S}_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	S <sub>a</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	$\bar{S}_a$
4	1	2.17	21.29	9.42	10.19	8.42	P.C	0.59	29.7	99.6	392	61.7	2800
	2	10.61	21.54	9.42	49.2	8.42	P.C	0.59	110	205.5	458	2294	4200
	2	5.59	14.29	9.42	39.1	8.42	P.C	0.59	59.4	205.5	642	1099	4200
3	1	1.92	50.81	9.42	3.77	8.42	E.C	0.59	39.6	80	/	/	/
	2	15.94	50.7	9.42	31.43	8.42	P.C	0.59	173.6	205.5	1931	2785	4200
	2	17	26.69	9.42	41.21	8.42	P.C	0.59	116	205.5	1248	2215	4200
2	1	2.42	80.38	14.73	3.01	8.83	E.C	0.93	53.42	77.6	/	/	/
	2	22.72	81.14	14.73	28	8.83	P.C	0.93	201.4	205.5	2418	2437	4200
	2	16.09	36.15	14.73	44.5	8.83	P.C	0.93	136.6	205.5	1578	2197	4200
1	1	1.34	110.8	18.84	1.2	10.02	E.C	0.94	48.4	71.8	/	/	/
	2	33.61	112.8	18.84	29.8	10.02	P.C	0.94	206.5	205.5	2557	2361	4200
	2	27.15	45.76	18.84	59.3	10.02	P.C	0.94	154	205.5	1749	2707	4200

Potau IV.A

niveau 4.3.2 b x ht = 45 x 35

niveau 1 b x ht = 50 x 40

Niv	q <sub>surc</sub>	M(L.m)	N(t)	A(Lm <sup>2</sup> )	a <sub>0</sub> (Lm)	a <sub>1</sub> (Lm)	type	w%	σ <sub>b</sub> (kg/Lm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_b$ (kg/Lm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/Lm <sup>2</sup> )	σ <sub>a</sub> (kg/Lm <sup>2</sup> )	$\bar{\sigma}_a$
4	1	0,646	3,27	9,42	19,75	6,3	P.C	0,68	10,18	137	1041	138,9	2800
	2	7,43	0,129	9,42	57,	6,3	P.C	0,68	75,1	205,5	604	2538	4200
	2	6,21	6,27	9,42	99,	6,3	P.C	0,68	62,8	205,5	505	2121	4200
	2	6,08	0,291	9,42	20,8	6,3	P.C	0,68	61,53	205,5	494	2077	4200
3	1	0,665	8,002	9,42	8,3	6,3	P.C	0,68	12,47	101,5	149,4	34,15	2800
	2	13,97	3,96	12,	352,7	6,4	P.C	0,76	124,7	205,5	1064	3770	4200
	2	12,74	19,12	12,	6616	6,4	P.C	0,76	173,8	205,5	970	3445	4200
	2	11,42	5,23	12,	218,3	6,4	P.C	0,76	102,	205,5	870	3088	4200
2	1	0,678	12,67	12,	5,35	6,4	E.C	0,76	12,	89,4	/	/	/
	2	19,97	14,140	14,73	138,68	6,51	P.C	0,93	119,5	205,5	1302,5	1638	4200
	2	18,86	38,20	14,73	49,3	6,51	P.C	0,93	151,	205,5	1344	4182	4200
	2	16,3	15,5	14,73	105,1	6,51	P.C	0,93	130,5	205,5	1162	3615	4200
1	1	0,606	17,142	18,84	3,47	7,67	E.C	0,94	9,86	80,4	/	/	/
	2	32,61	30,94	25,	105,3	10,42	P.C	1,25	149	205,5	1490	3726	4200
	2	32,04	63,54	25,	50,42	10,42	P.C	1,25	146	205,5	1464	3662	4200
	2	22,3	30,83	25,	72,3	10,42	P.C	1,25	102	205,5	1019	2548	4200

Ferrailage adopte selon le coffrage de poteaux et le niveau.

Poteau	Niveau	Coffrage	A <sup>min</sup> (cm <sup>2</sup> )	A adopte	A <sup>max</sup> (cm <sup>2</sup> )	Ferr. adopte par face
A-IV (C-II)	4 3 2	35 x 45	15,75	25,13	63,	3T20
	1	40 x 50	20,	39,27	80,	3T25
B-IV	4 3 2	35 x 45	15,75	37,68	63,	4T20
	1	40 x 50	20,	58,68	80,	4T25
C-IV	4 3 2	35 x 45	15,75	37,68	63,	4T20
	1	40 x 50	20,	58,92	80,	4T25

Armatures transversales :

\* Verification de la resistance a l'effort tranchant : ( Art 4.2.2.1 RPA81/83

$$\tau_b = \frac{n T_{cal}}{b \cdot s} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28} = 40,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \begin{cases} 2 \text{ m} & \lambda \geq 15 \\ 3 \text{ m} & \lambda < 15 \end{cases}$$

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

b, B, I : etant respectivement la largeur, la section et le moment d'inertie, du poteau.

Poteau	Niveau	$\lambda$	n	T <sub>cal</sub> (t)	$\tau_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
A-IV	4	22,3	2	6,54	10,67
	3	22,3	2	9,12	14,88
	2	22,3	2	12,6	20,57
	1	26,1	2	13,3	16,8
C-IV	4	22,3	2	4,66	7,6
	3	22,3	2	7,66	12,5
	2	22,3	2	10,9	17,79
	1	26,1	2	11,43	16,58
C-II	4	29,3	2	3,36	4,87
	3	29,3	2	8,76	12,71
	2	26,3	2	15,02	21,8
	1	32,7	2	21,09	24,10

D'après C.L.B.A 68/80 :

L'espacement doit être tel que :  $t \leq \min(t_1, t_2)$

$$\text{Avec : } \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{l_{\max}}) \cdot \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{b_0}} \right) \\ t_2 = 15 \cdot \left( 2 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{b_0}} \right) \phi_{l_{\min}} \end{cases}$$

$\sigma'_b$  : contrainte du béton pour sollicitation du premier genre

En zone de recouvrement le nombre de cours doit être tel que :

$$n \geq 3$$

$$n \geq 0,4 \times \frac{\phi_e^2}{\phi_t^2} \times \frac{\sigma_{en, l}}{\sigma_{en, t}}$$

R.P.A 81/83

Ces armatures transversales sont calculées comme suit :

$$\frac{A_t}{t} = 1,25 T$$

$$\text{avec } T = \begin{cases} 2 T_{\text{cal}} & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 T_{\text{cal}} & \text{si } \lambda < 15 \end{cases}$$

où  $t$  est l'espacement entre les cours successifs d'armatures transversales.

espacement admissible supérieur :

$$\begin{aligned} \text{Dans la zone nodale} & \quad \bar{t} = \min(10 \phi_e^{\min}, 15 \text{ cm}) \\ \text{en zone courante} & \quad \bar{t} = 12 \phi_{l_{\min}} \end{aligned}$$

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$A_t^{\min} = 0,004 \cdot t \cdot b_1 \quad (\text{zone II})$$

### Armatures transversales et espacement

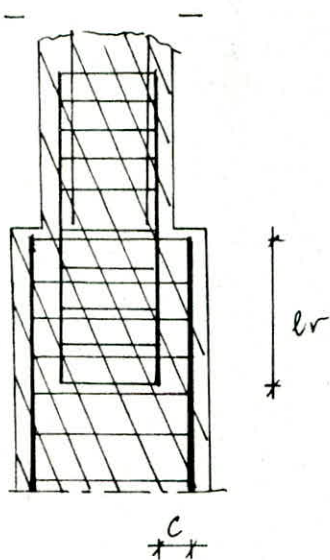
Niveau	A <sub>e</sub> adopté (Lm <sup>2</sup> )	T (t)	t calculé	Espacement admissible (cm)			t adopté (Lm)		A <sub>t</sub> min (Lm <sup>2</sup> )		
				C.C.B.A. 68		R.P.A. 81/83		Zone nodale	Zone cour.	Zone nodale	Zone cour.
				Zone courante	Zone courante	Zone nodale					
C.V (AII)	4	3,14	13,08	36	38	24	15	15	20	2,1	2,1
	3	3,14	28,24	26	36	24	15	15	20	2,1	2,1
	2	3,14	25,2	19	34	24	15	15	20	2,1	2,1
	1	3,14	26,6	20	40	30	15	15	18	2,4	2,8
C.IV (BII)	4	3,14	9,32	50	46	24	15	15	20	2,1	2,1
	3	3,14	15,32	31	42	24	15	15	20	2,1	2,1
	2	3,14	21,8	21	36	24	15	15	20	2,1	2,1
	1	3,14	22,86	23	38	30	15	15	18	2,4	2,8

#### Remarque

Les poteaux du premier niveau ont une section supérieure à ceux des autres niveaux. Pour assurer la continuité au coupe les bannes et on effectuera un bon recouvrement.

$$l_v \geq \max \{ (l_d + c) ; 50\phi_e \}$$

$$l_v \geq 50 \times 2,5 = 1,25 \text{ m} \rightarrow l_v = 1,30 \text{ m}$$



FONDATIONS

# ETUDE DES FONDATIONS

La fondation est un élément d'ouvrage qui transmet les efforts de la superstructure au sol.

Le système de fondation dépend de la nature du sol et du poids de la structure.

Les fondations que nous allons étudier sont des fondations superficielles. La contrainte du sol est de 2 bars et la fondation est au-dessus à 1,5 m.

Semelle isolée sous poteau

Sollicitations :

du premier genre

$$\begin{cases} * N = 153,1 \text{ t} \\ * M = 1,61 \text{ t.m} \\ * e_0 = 1,05 \text{ cm} \end{cases}$$

du second genre

$$\begin{cases} 0,86 \pm E \\ * N = 94,83 \text{ t} \\ * M = 61,49 \text{ t.m} \\ * e_0 = 64,8 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} G + P \pm E \\ * N = 166,89 \text{ t} \\ * M = 74,01 \text{ t.m} \\ * e_0 = 44,3 \text{ cm} \end{cases}$$

\* Les semelles seront dimensionnées pour la sollicitation du premier genre (SP1) et les vérifications seront faites pour les sollicitations du second genre.

- dimensionnement de la semelle pour SP1 :

$$\sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_s \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y$$

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = \frac{50}{40} \Rightarrow B = \frac{1}{1,25} A = 0,8 A$$

$$\text{d'où : } \sigma(A/4) = \frac{N}{\beta \cdot A^2} + \frac{M \cdot A/4}{\beta \cdot A \cdot \frac{A^3}{12}} \leq \bar{\sigma}_s \quad \left| \begin{array}{l} y = A/4 \\ I = \frac{\beta \cdot A^3}{12} \\ e_0 = M/N \end{array} \right.$$

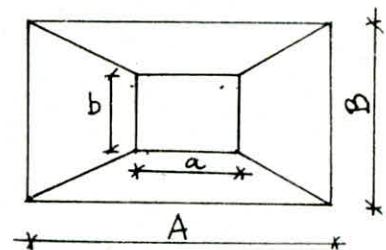
$$\beta A^3 - \frac{N A}{\bar{\sigma}_s} - \frac{3 N e_0}{\bar{\sigma}_s} = 0$$

$$\Leftrightarrow \beta \cdot \bar{\sigma}_s A^3 - N \cdot A - 3 N e_0 = 0$$

On doit résoudre cette équation du 3<sup>em</sup> degré en A

et on doit prendre la bonne solution qui nous donnera la dimension

A de la semelle. A nous donnera la dimension



a = 50 cm } du poteau  
b = 40 cm }

Après itérations on trouve :

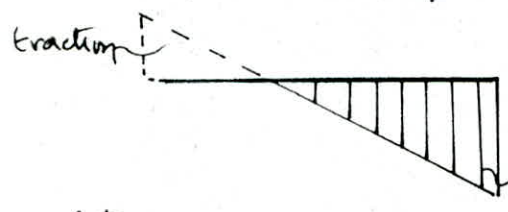
$A = 310 \text{ cm}$

d'où :  $B = \int A = \frac{1}{1,25} \cdot 310 = 248 \text{ cm}$  →  $\begin{cases} A = 3,10 \text{ m} \\ B = 2,5 \text{ m} \end{cases}$

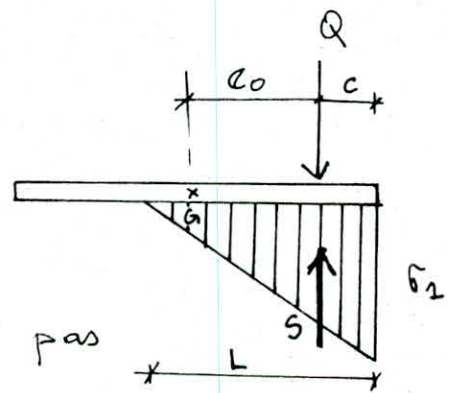
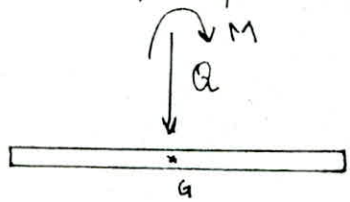
\* Verification sous SP2 :

- A la stabilité : il faut vérifier que  $e_0 \leq \frac{A}{4}$   
 pour SP2 :  $e_0 = 64,8 \text{ cm} \leq 77,5 \text{ cm}$  vérifié donc notre semelle est stable.
- Contraintes :  $e_0 \leq \frac{A}{6} = 51,6 \text{ cm}$

ma :  $e_0 = 64,8 \text{ cm} > \frac{A}{6}$  donc le diagramme de contraintes contient une partie comprimée et une autre partie tirée (traction).  
 On doit négliger la partie traction donc la relation  $\sigma_s = \frac{Q}{S} \pm \frac{M}{I} y$  n'est plus applicable dans ce cas.



Donc la solution est de trouver un équilibre entre la charge  $Q$  et la contrainte du sol.



La partie traction du diagramme n'est pas prise en considération.

On a :  $Q = S = \sigma_1 \cdot \frac{L}{2} \cdot B$

$L = 3c = 3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right)$

$Q = \sigma_1 \times B \times \frac{3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right)}{2}$

$Q = N + 1,8 D \cdot B + P.P_s$

$Q, S$  deux forces opposées passant par le centre de gravité du triangle de contraintes (compression)

$\Rightarrow \sigma_1 = \frac{2Q}{3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right) B}$

- | N : effort normal ( $N = 94,83 \text{ t}$ )
- |  $D \cdot B \times 1,8$  : poids des terres
- | (D : hauteur de la semelle)
- | P.P.s : poids propre de la semelle



hauteur de la perelle :

$$h \geq \max \left( \frac{A-a}{4} ; \frac{B-b}{4} \right) \text{ et cela pour éviter de faire la vérification au } \\ h \geq \max (65, 52,5) = 65 \text{ cm, usuellement.}$$

on prend  $\left| \begin{array}{l} h = 65 \text{ cm} \\ h_t = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\sigma_1 = \frac{2Q}{3(A/2 - e_0)B} = \frac{2 \times 105,33 \cdot 10^3}{3 \left( \frac{310}{2} - 64,8 \right) \times 250} = 3,1 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut avoir  $\sigma \left( \frac{L}{4} \right) \leq \bar{\sigma}_s^* = 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \times 2 = 2,66 \text{ kg/cm}^2$   
 $L = 3 \left( \frac{A}{2} - e_0 \right) = 271 \text{ cm} \rightarrow \sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 0,75 \sigma_1 = 2,32 \text{ kg/cm}^2$   
 $\sigma \left( \frac{L}{4} \right) = 2,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s^* = 2,66 \text{ kg/cm}^2$

La condition est vérifiée.

Armatures :

La poutre d'acier sera déterminée par la méthode forfaitaire qui a le même principe que la méthode des consoles.

on a :  $\frac{\sigma_d}{\sigma_1} = \frac{(A-a)/2}{L} \Rightarrow \sigma_d = \frac{A-a}{2L} \cdot \sigma_1 = 1,48 \text{ kg/cm}^2$

(  $A = 310 \text{ cm}$  ;  $a = 50 \text{ cm}$  ;  $L = 291 \text{ cm}$  ;  $\sigma_1 = 3,1 \text{ kg/cm}^2$  )

$\sigma_d$  : Contrainte à l'encastrement d)

$\sigma_1 = 3,1 = 1,48 + x \Rightarrow x = 1,62 \text{ kg/cm}^2$

$R_1 = \frac{\sigma_d (A-a)}{2} \times B$

$R_2 = \frac{(\sigma_1 - \sigma_d)}{2} \times \frac{(A-a)}{2}$

Moment d'encastrement (en d)

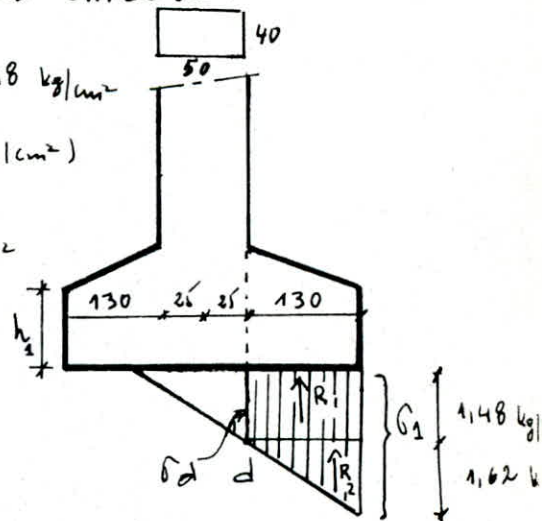
$M_d = R_1 d_1 + R_2 d_2 = R_1 \left( \frac{A-a}{4} \right) + R_2 \times \frac{2}{3} \left( \frac{A-a}{2} \right)$

D'où :  $M_d = 54 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$

$A_a$  : ariens dans le sens de la plus grande dimension ( $A = 310 \text{ cm}$ )

$A_b$  : ariens dans le sens de la plus petite dimension ( $B = 250 \text{ cm}$ )

D'où :  $A_a = \frac{M_d}{3 \bar{\sigma}_a} = \frac{M_d}{\frac{7}{8} h \cdot \bar{\sigma}_a} = 22,6 \text{ cm}^2$



de même on trouve pour  $A_b$  :  $A_b = 19,25 \text{ cm}^2$   
 on prend :  $A_a = 16 \text{ T } 14 (24,62 \text{ cm}^2); e = 15 \text{ cm}$   
 $A_b = 18 \text{ T } 12 (20,36 \text{ cm}^2); e = 17 \text{ cm}$

Verification d'adherence :

Pour être sûr de mettre des crochets aux extremités on doit avoir :  $\tau_d \leq \bar{\tau}_d$  soit  $\tau_d = \frac{Q}{n\pi\phi} = \frac{4F_0}{A n\pi\phi} \leq \bar{\tau}_d$  ①

$F_0$  : force de traction à l'extremité des barres.  
 or  $F_0 = A \cdot \bar{\sigma}_a = n\pi\phi^2/4 \cdot \bar{\sigma}_a$  ②

① et ② donnent :  $\phi \leq \frac{\bar{\tau}_d}{\bar{\sigma}_a} \times A$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1,25 \times 1,15^2 \times 5,9 = 16,5 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\phi = 1,2 \text{ cm} \leq 1,48 \text{ cm}$$

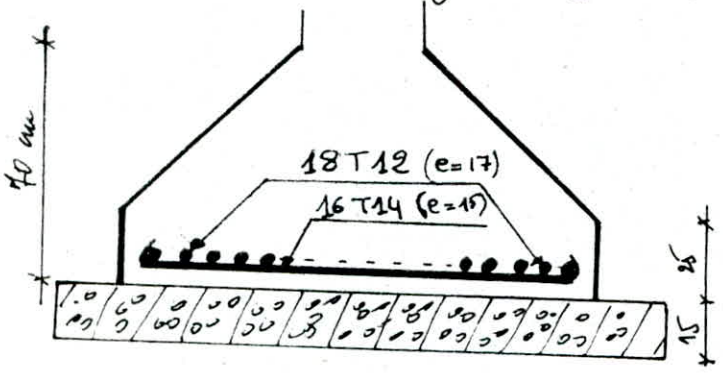
$$\phi = 1,14 \text{ cm} \leq 1,83 \text{ cm}$$

↳ conditions plus ou moins vérifiées.

$$h_1 \text{ cm} \geq (6\phi + 6) = 6 \times 1,14 + 6 = 14,14 \text{ cm}$$

$$h_1 \text{ cm} \# \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} = \frac{70}{2} \text{ à } \frac{70}{3} = 35 \text{ cm à } 23,33 \text{ cm}$$

On prend  $h_1 = 25 \text{ cm}$



Remarque

Historiquement il a été prouvé qu'il n'a jamais eu un problème de tassement à l'E.N.P touchant les structures existantes qui datent depuis longtemps. Pour cela, et pour notre bâtiment, le tassement n'est pas à craindre.

# LONGRINES

Les longrines part de poutres qui relient les semelles entre elles et cela afin d'éviter tout désordre dans le déplacement des semelles lors d'un séisme.

Les longrines seront calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force de valeur :

- \*  $\frac{N}{15}$  pour les terrains de consistance moyenne (ce qui est le cas ici).
- \*  $\frac{N}{10}$  pour les sols meubles.

N effort axial (normal) transmis par le poteau.

$$N = 153,1 \text{ t} \rightarrow \frac{N}{15} = 10,206 \text{ t}$$

La section d'acier en traction :  $A_L = \frac{N}{15 \times \bar{\sigma}_a} = \frac{10206}{1800} = 3,645$

On choisit  $A_L = 6,16 \text{ cm}^2 = 4T14$

L'espacement des cadres  $\leq 20 \text{ cm} \rightarrow e = 18 \text{ cm}$ .  
(cadre en  $\phi 8$ )

On prendra une section de béton  $(40 \times 40) \text{ cm}^2$  et on fera les vérifications nécessaires

Vérification :

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a \quad \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\omega f}{1 + 10 \omega f} ; \sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

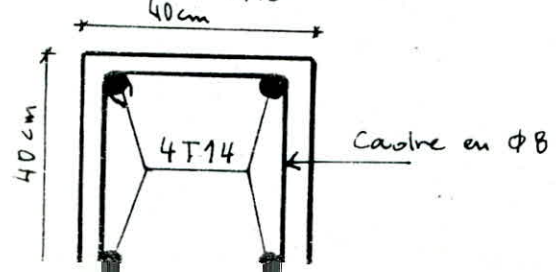
$$\omega f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,16}{1600} = 0,00385$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 ; \phi = 14 \text{ mm}$$

Il faut que  $\sigma_a < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2413,67$

$$\sigma_a = \frac{N}{15} \times \frac{1}{A} = \frac{10206}{616} = 1651,81 \text{ kg/cm}^2 < 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration



Les ossatures, au-dessous du niveau de base, formées de poteaux doivent comporter un voile périphérique, continu entre le niveau de fondation et le niveau de base en zone II. Il doit supporter la pression latérale des terres.

Le voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

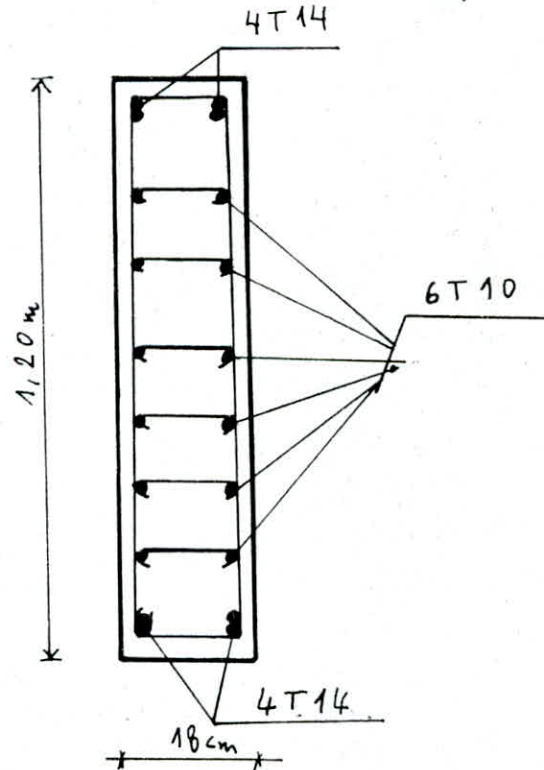
- \* L'épaisseur  $e \geq 15 \text{ cm}$
- \* Les armatures longitudinales filants inférieurs et supérieurs doivent avoir une section  $\geq 0,2\%$  de la section transversale totale du béton avec un recouvrement  $\geq 50\%$
- \* square de renforcement dans les angles.
- \* Armatures longitudinales de peau doivent avoir une section  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par mètre linéaire de hauteur.

La hauteur du voile est de :  $h = 1,20 \text{ m}$

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

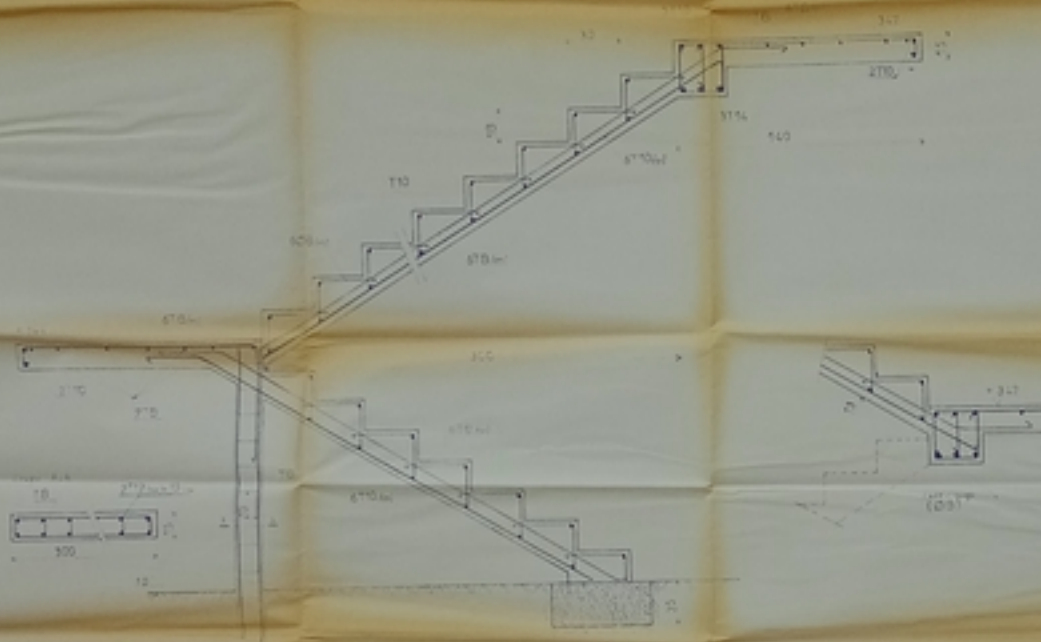
$$A_L = \frac{0,2}{100} \times h \times e = 4,32 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A_E = 4T14 \text{ (6,16 cm}^2\text{)}$$

comme armatures de peau on prend  $4T10 / \text{ml}$  et par face



# Bibliographie

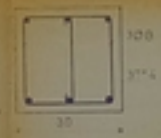
- Règlement Parasismique Algérien R.P.A 81183
- Règles Échiquées de Conception et de Calcul du Béton Armé  
( C.C.B.A 68170 )
- Aide mémoire Résistance des Matériaux ( J. Gou )
- Conception et Calcul des structures soumises aux séismes ( O.P.U )
- Cours et Exercices de Béton Armé ( P. L'HARON )
- Calcul des Ouvrages en Béton Armé ( M. BELAZOUGI )
- Cours dispensés à l'École Nationale Polytechnique  
d'Alger ( E.N.P.A )
- Traité de Béton Armé Tome I ( A. GUERRIN )



ACROTEPE

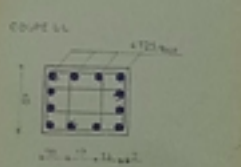
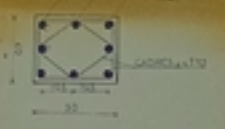
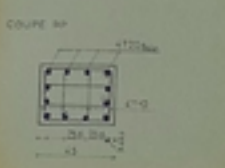
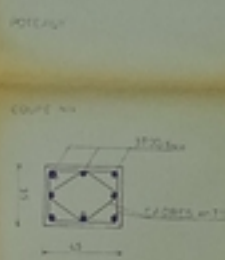
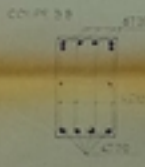
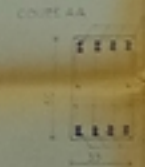
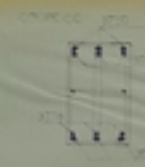
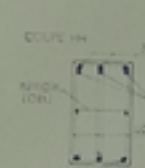
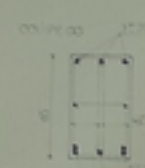
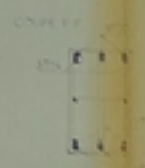
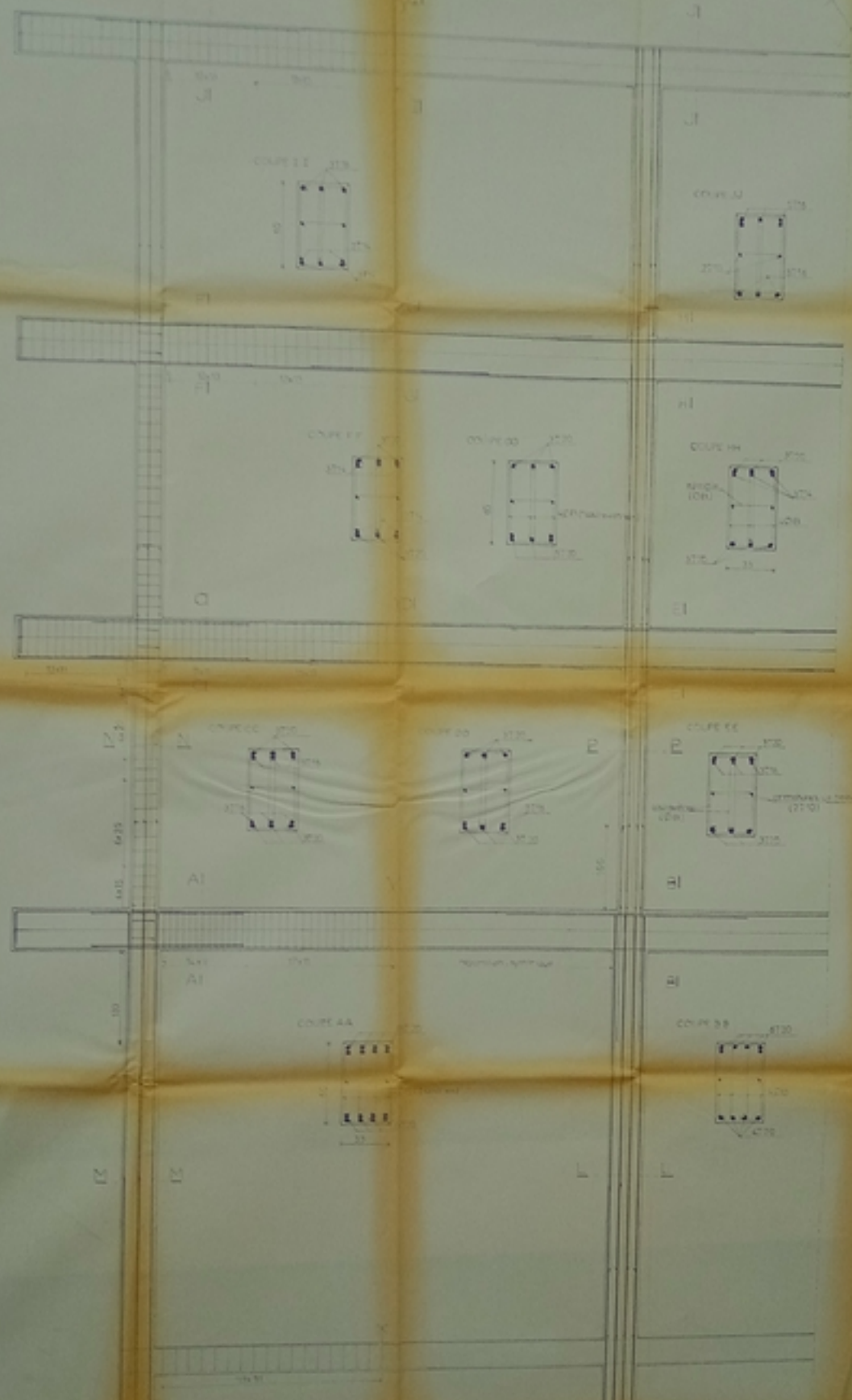


BOULON EN FER



E N P	
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PROJET DE FIN D'ÉTUDES	
CONCEPTION ET ÉTUDE DE LA DYNAMIQUE DE L'ÉCOLE ENP	
TITRE: COFFRAGE ET ÉVALUATION DES ÉLÉMENTS	PROJETION CONSTRUC- TIVE ÉTUDE DE L'ÉCOLE ENP PAR M. L. L. L.
CHIFFRE N° 10	PLAN N° 1

PB 024 86  
A.



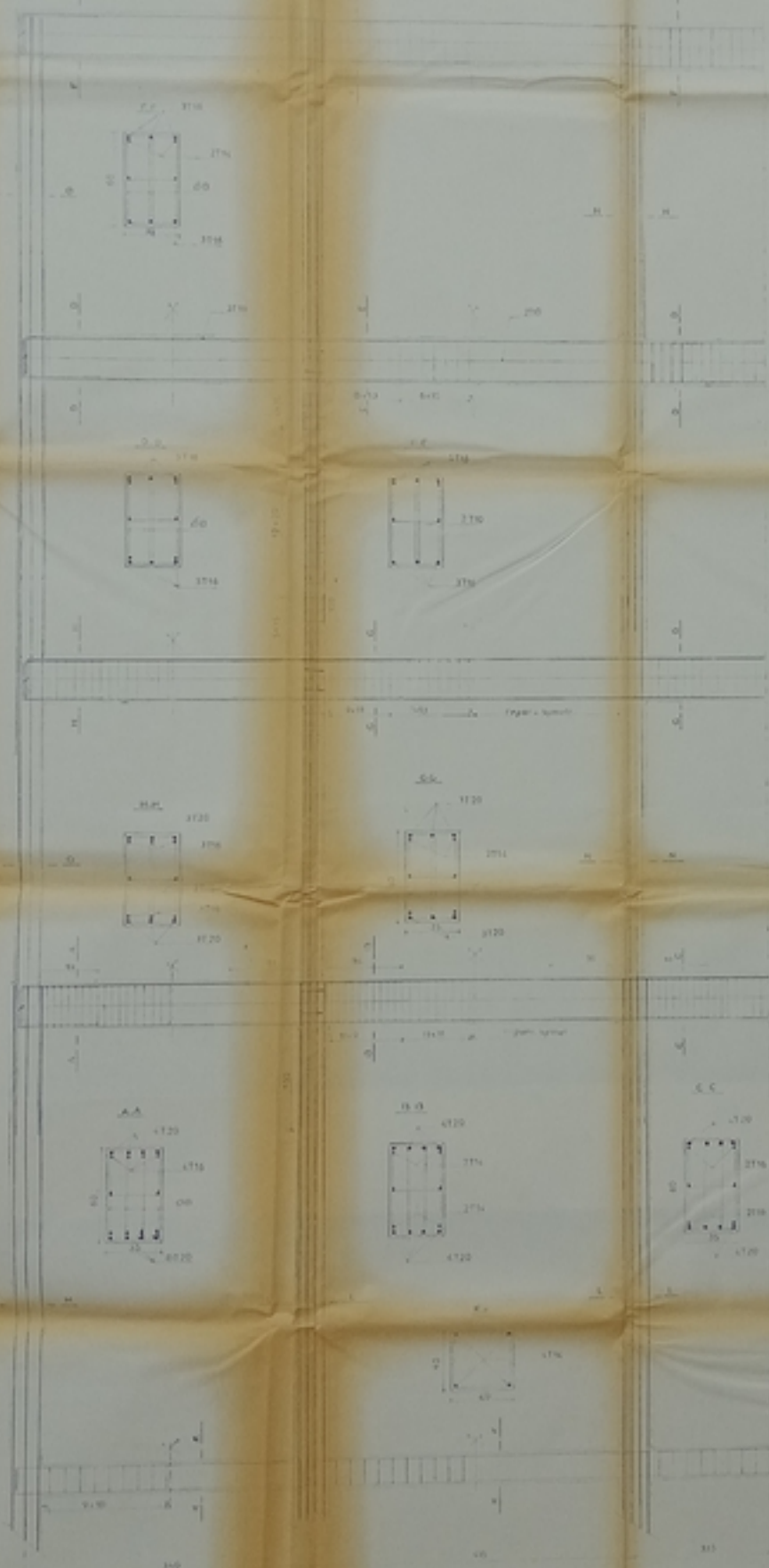
18 1/2 x 24 1/2  
- 2 -

**E N P**  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

**CONCEPTION ET ÉTUDE DE LA  
BIBLIOTHÈQUE DE L'ÉCOLE SUP**

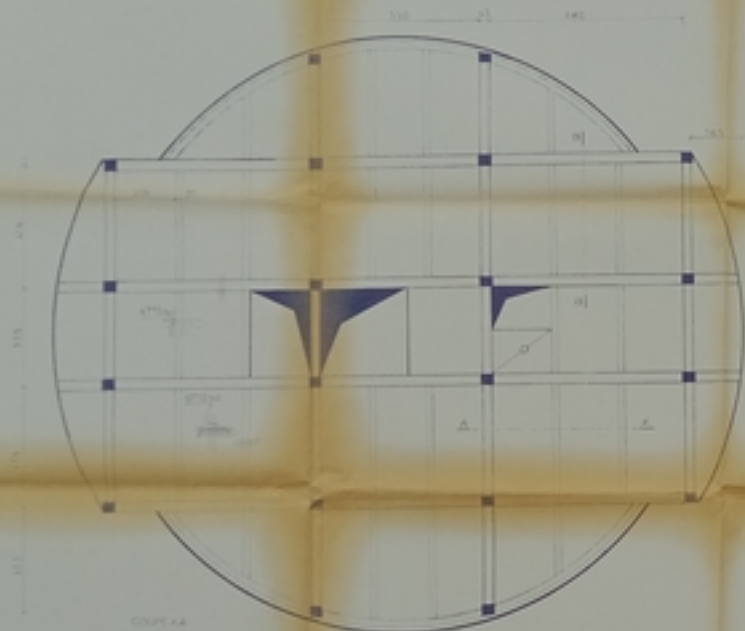
TITRE : CONCEPTION & FERRAILLAGE DE PORTIQUE CONDITIONNEL	PROJETON DU JANVIER 1964 ÉTUDE EN LABORATOIRE SALMAGUÉRY
ÉCHELLE : 1/50	PLAN N° 2
PROJETON E N P	



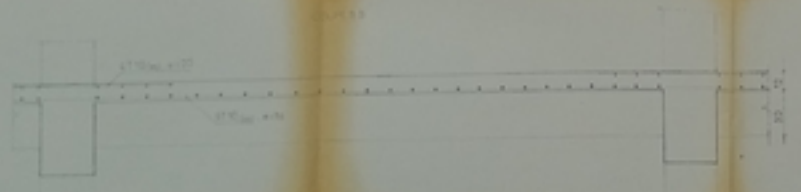
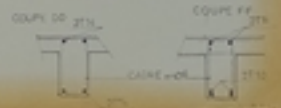
P.B. 22/10  
-3-

<b>E N P</b>	
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
FACULTÉ DE FIN D'ÉTUDES	
CONCEPTION ET ÉTUDE DE LA BIBLIOTHÈQUE DE L'ÉCOLE CENT.	
NOM CORNUSSON HENRI	PROMOTION JANVIER 1910
NOM FRANÇOIS	ÉTUDE N° 100
NOM 1910	ANCIENNE CHAMBRE N° 100
NOM 1910	PROFESSEUR EN P.





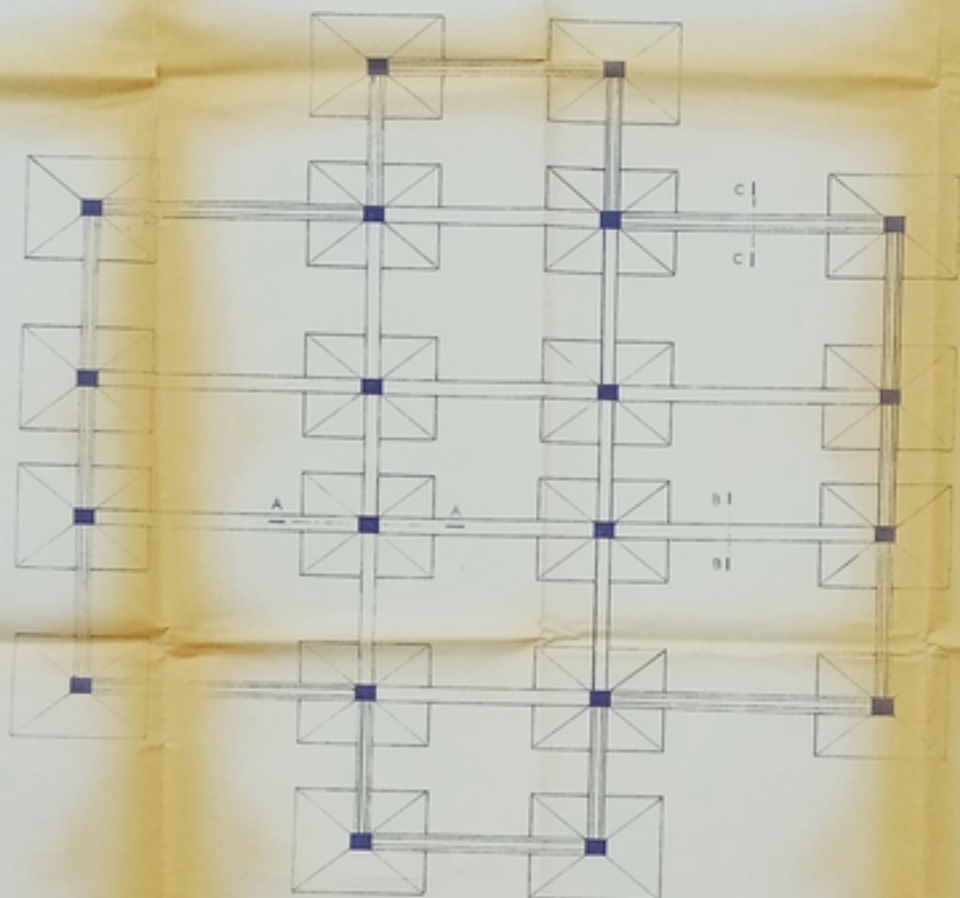
COUPE CC (NEUVURES)



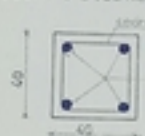
pb 02430  
4

E N P	
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE	
PAGE 1 SUR 07 PAGES	
CONCEPTION ET ÉTUDE DE LA BIBLIOTHÈQUE DE L'ÉCOLE N° 1	
TITRE COFF. FERR. SALLE PLÈRE NEUVURE	PROMOTION SAUTEREAU ÉTUDE PAR LASSON K. BARRACLOUGH A.
ÉCHELLE 1/20	PLAN N° 4 PROPOSÉ PAR ENP

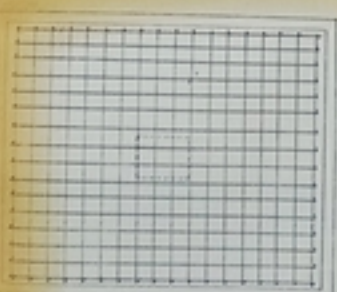
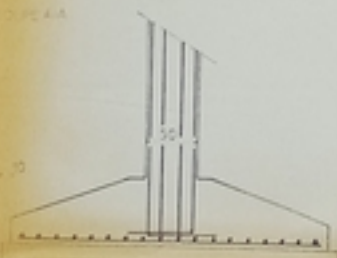




COUPE B-B (LONGRINES)



COUPE C-C (VOILE)



16714, e-13

16712, e-17

PB 024 SC  
-5-

<b>E N P</b>		
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE		
PROJET DE FIN D'ÉTUDE		
CONCEPTION ET ÉTUDE DE LA BIOMATHEMATIQUE DE L'ÉCOLE (ENP)		
TITRE	PROPOSITION JANVIER 2006	
FONDATEURS	ÉTUDE PAR LACROIX & YERGANOU A	
ÉCHELLE 1/20	PLAN N°5	PROPOSÉ PAR ENP

