

35/85

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم والبحث العلمي  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

205

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

B L O C   A   U S A G E   M U L T I P L E

R + 6

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
المكتبة  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHEQUE

Proposé par : BEREP    Etudié par : S. ROUANE    Dirigé par : VASSILEV

A. ATTARI    GUIGOVA

PROMOTION : JANVIER 85.

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

موضوع أطروحتنا هذه يتمثل في دراسة عمارة ذات ستة طوابق لغايات متعددة (مخازن، دارسريد، مسكن) وهو يقع بالجرائش العالمية (منطقة II) ونسجل أن المشروع قد قدم من طرف مكتب الدراسات (Berep) والعمارة مكونة من بورتيكات في الاتجاهين تعمل على تحصيلها

L'objet de notre these consiste en l'etude d'un bati-  
ment de six étages à usage multiple, (magasins, poste  
logements) situé à Alger (zone II).

La structure est une ossature autostable donc le  
contreventement est assuré dans les deux sens par des  
portiques

Notant que le sujet a été proposé par Berep.

The objet of our project consist in the study of building  
rising in tiers, ground floor plus six floors of mul-  
tiple use (post, shops, housing) located in ALGiers  
(zone II) suggested by the Berep

The frame work is self stable and its resistance  
against the earthquake is assured by the porchs  
in longtwise sens and transverse sens



## DÉDICACES

je dedie ma these de fin d'etudes à :

- mon père et ma mère qui n'ont cessé de m'encourager tout au long de mes etudes
- mon frère Nourreddine
- ma famille
- mes amis

Saïd

je dedie ce modeste travail à :

- mon père tombé au champs d'honneur
- ma mère
- ma fiancée
- ma famille
- mes amis

Allel

## Remerciements.

NOUS tenons à remercier vivement nos promoteurs  
M<sup>E</sup> VASSILEV et M<sup>me</sup> GUIGOVA pour leurs conseils  
et leur aide si efficace

Nous tenons à remercier tous les ingénieurs et  
techniciens du Berep, tous les enseignants de  
L'USTHB et de L'ENPA qui ont contribué à notre  
formation

Notre respect aux membres du jury qui nous  
feront l'honneur d'apprécier notre modeste travail

Saïd , Allee .



# SOMMAIRE

- Introduction

I - Predimensionnement

II - Calcul des éléments

III - Analyse des modes propres

IV - Etude au séisme

V - Efforts dans les portiques

VI - Ferrailage des poteaux

VII - Ferrailage des poutres

VIII - Fondations

# **INTRODUCTION**



## Introduction

### Presentation

Le projet qui a été proposé par le BEREP pour notre mémoire de fin d'études, consiste à calculer et vérifier les éléments résistants, d'un bloc (R+6) à usage multiple faisant partie d'un ensemble du quartier implanté aux Annassers (ALGER) qui est une zone de moyenne sismicité (zone II).

La structure est une ossature autostable composée de sept portiques transversaux et de quatre dans le sens longitudinal.

Le contreventement sera assuré dans les deux sens par les portiques.

Notre intérêt pour ce projet a été motivé par l'irrégularité de la structure et sa totale dissymétrie. Vu la difficulté d'étude on a eu recours à l'ordinateur au moyen du programme ETABS.

### Caractéristiques

Le RDC est composé de magasins de dépôt, alors qu'au premier étage on trouve une poste des (P.T). Les autres niveaux sont à usage d'habitation. On note la présence de deux cages d'escaliers.



## Dimensions

Au niveau du RDC les dimensions en plan du bâtiment sont les suivantes.

Longueur :  $L = 31,05 \text{ m}$

Largeur :  $\ell = 19,80 \text{ m}$

hauteur :  $h = 27,30 \text{ m}$ .

### \* Planchers

Tous les planchers sont constitués de dalle pleine d'épaisseur constante ( $e = 13 \text{ cm}$ ) portant sur des nervures et des poutres principales

### \* Distance entre planchers

plancher commerce  $5,00 \text{ m}$

plancher logement  $3,50 \text{ m}$

### \* Maçonnerie

- Murs extérieurs

- Murs intérieurs

### \* Revêtement

- Carrelage pour tous les planchers

- plâtre pour les murs et les plafonds

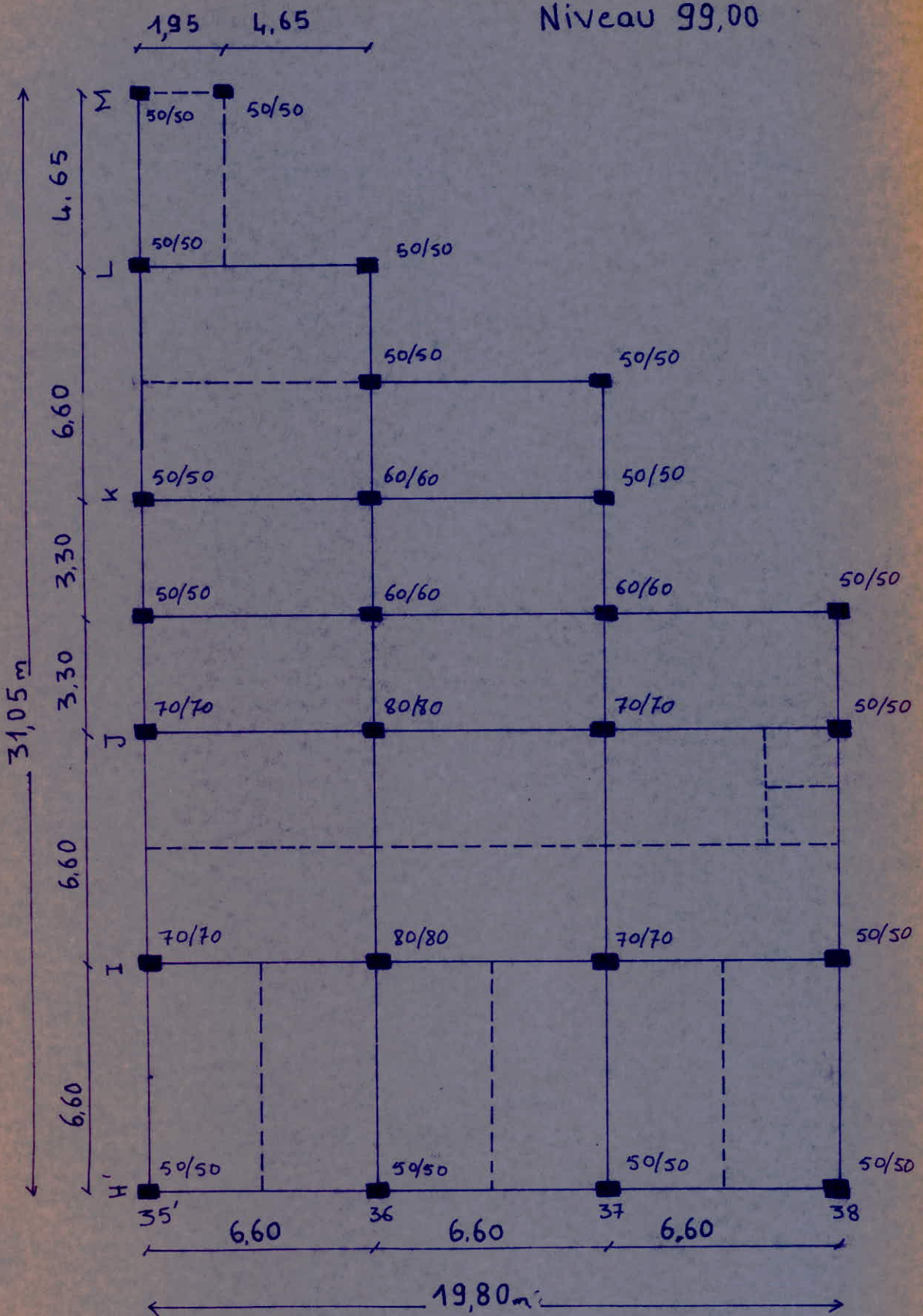
### \* Taux de travail du sol.

La contrainte admissible du sol est de  $2,5 \text{ bars}$





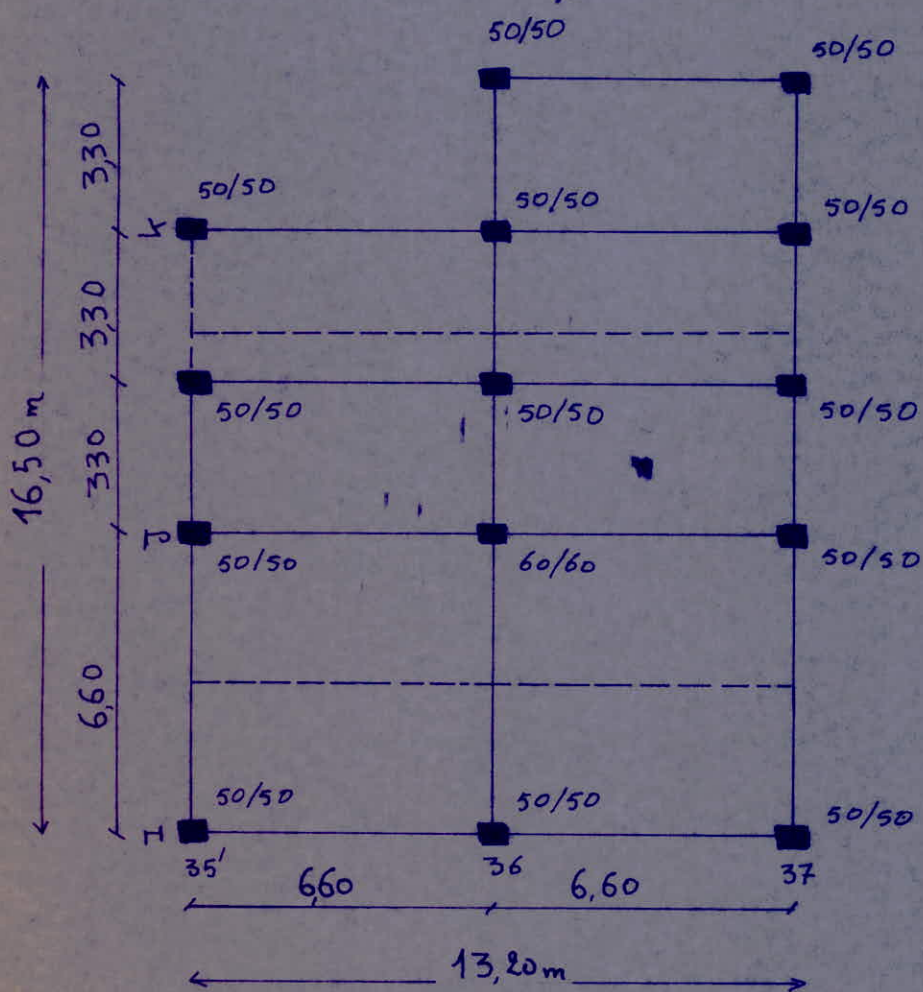
Niveau 99,00





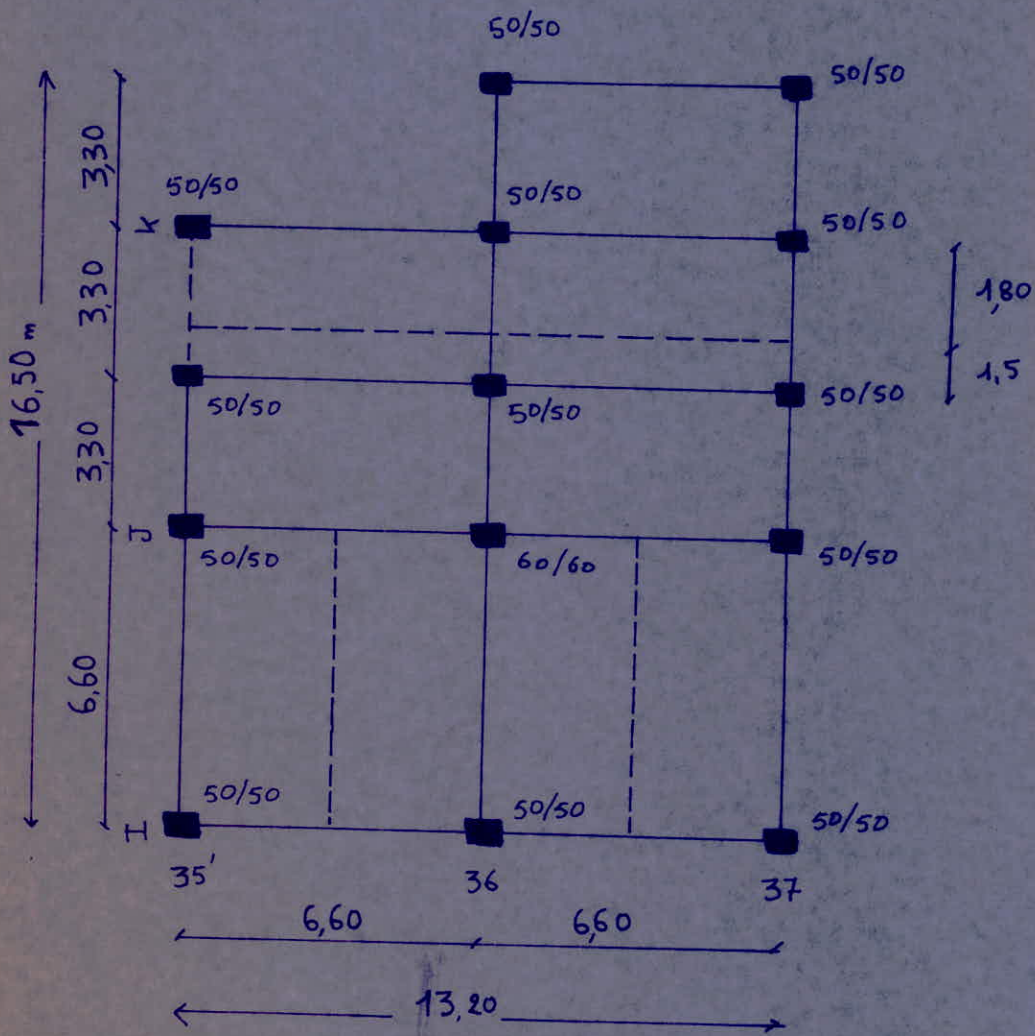


Niveau 106,00



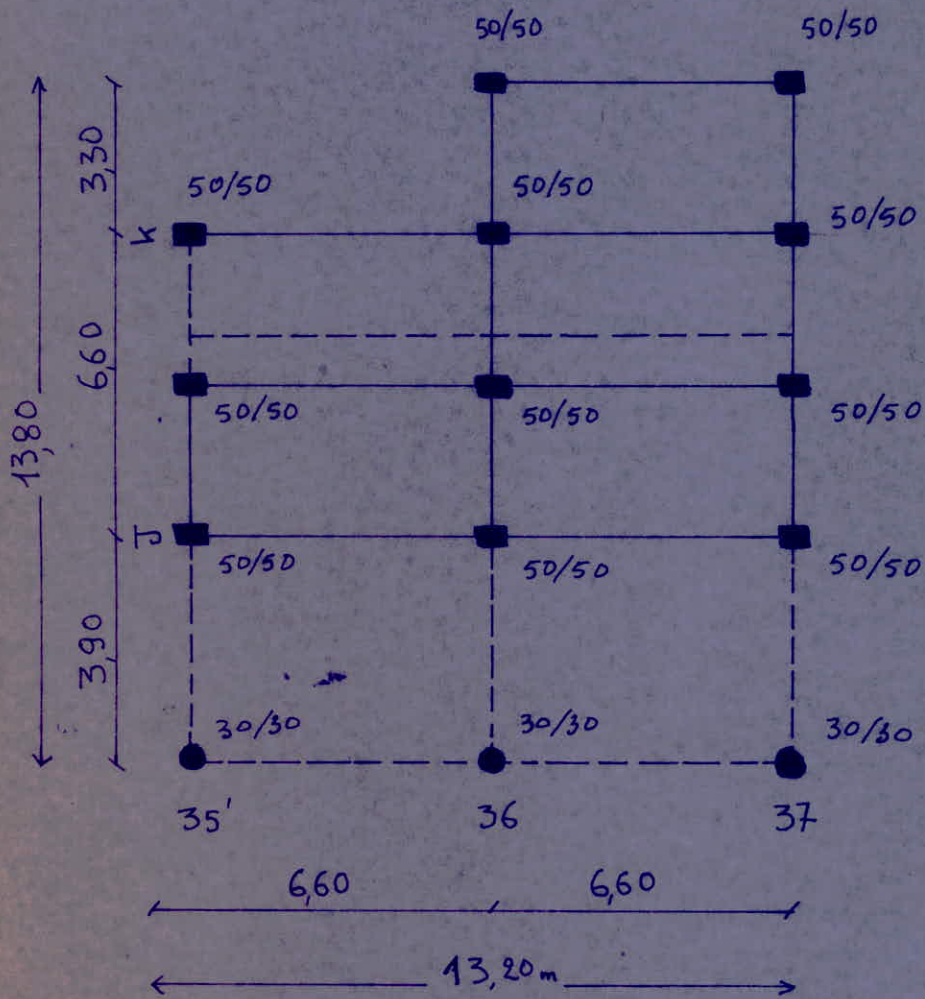


Niveau 109,50



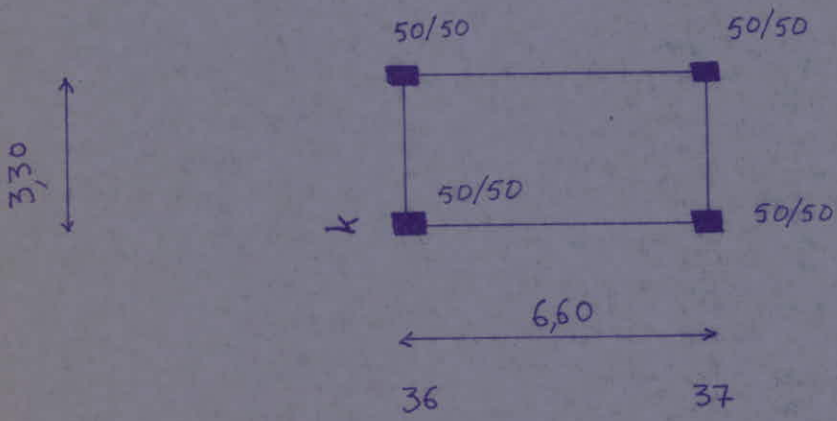
5'

Niveau 113,00





Niveau 115,70



# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

## BETON

Le béton utilisé est un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  à base de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

la résistance nominale du béton au 28<sup>ème</sup> jour est :

- compression :  $\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ bars}$

- Traction :  $\bar{\sigma}'_{28} = 23,2 \text{ bars}$ .

## CONTRAINTES ADMISSIBLES

### Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre

#### COMPRESSION

La valeur de la contrainte est donnée par :

$$\bar{\sigma}'_b = \epsilon'_b \cdot \bar{\sigma}'_{28} \quad (\text{Art. 9,4 c.c.B.A 68})$$

La fraction  $\epsilon'_b$  est définie par :

$$\epsilon'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

$\alpha$  : coefficient qui dépend de la classe du ciment utilisé. Ciment CPA 325  $\alpha = 1$ .

$\beta$  : Facteur qui dépend de la qualité du béton mis en oeuvre. Contrôle atténué  $\beta = 5/6$ .

$\gamma$  : c'est un coefficient qui dépend des épaisseurs relatives des éléments et de la grosseur du granulat

utilisé.  $\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m > 4 \text{ Cg} \\ \frac{h_m}{4 \text{ Cg}} & \text{si } h_m < 4 \text{ Cg} \end{cases}$



-  $\delta$ : Coefficient qui depend de la distribution des contraintes c'est le coefficient de sécurité qui est égal au rapport de la sollicitation de service à la sollicitation de rupture.

- Compression simple :  $\delta = 0,3$

- Flexion simple :  $\delta = 0,6$

- Flexion Composée :  $\delta = 0,6$  si l'effort normal est une traction.

$\delta = 0,3 \left( 1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$  si l'effort normal est une compression.

$e_0$ : excentricité de la resultante des forces extérieures

$e_1$ : distance limite du noyau centrale au centre de gravité de la section totale du béton seul.

-  $\epsilon$ : il depend de la sollicitation et de la forme de la section.

$\epsilon = 1$  dans le cas de la compression simple quel que soit la forme de la section.

dans les autres cas, on attribue à  $\epsilon$  la valeur numérique maximale, mais au plus égale à 1 qui soit compatible avec la condition que la contrainte moyenne du béton dans la zone comprimée soit inférieure à la contrainte admissible de compression du béton  $\bar{\sigma}'_{b_0}$ .

$$0,5 < \epsilon < 1$$

$$\sigma'_m = \frac{N'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$



### Compression Simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = R'_b \cdot \sigma'_{28} = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times 0,13 \times 270 = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

### Flexion Simple:

$$\bar{\sigma}'_b = R'_b \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,16 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

### Flexion Composée:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\delta}{0,13} \bar{\sigma}'_{b_0}$$

## TRACTION

La contrainte de traction de référence est donnée par l'Art. 9,5 du CCBA 68.

$$\bar{\sigma}_b = R_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } R_b = \alpha \beta \gamma \theta$$

$\alpha, \beta, \gamma$  : coefficients cités précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,0258$$

$$\bar{\sigma}_b = 1 \times 0,0258 \times 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

### Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre.

toutes les valeurs des contraintes admissibles du béton sous SP1 seront majorées de 50%.

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

### Module de déformation du béton

- charges instantanées

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 378000 \text{ bars}$$

- charges de longues durées

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 126000 \text{ bars}$$



## ACIER.

### Barres à haute adhérence :

On utilise de l'acier FeE40 :  $\phi \leq 20\text{mm}$   $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $\phi > 20\text{mm}$   $\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ .

### Contraintes admissibles

Sollicitations du 1<sup>er</sup> genre :  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}$ .

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

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

Sollicitations du 2<sup>ème</sup> genre :

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en}$$

### Aciers ronds lisses :

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

Contraintes admissibles :

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

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

### Contraintes de traction imposées par les conditions de fissuration du béton

Fissuration systématique :

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

Fissuration accidentelle :

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



-  $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$  Pourcentage de fissuration

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

-  $\eta$  : coefficient de fissuration de l'acier

$$\eta = 1 \text{ barres lisses}$$

$$\eta = 1,6 \text{ barres à haute adhérence.}$$

-  $K$  : coefficient dépendant des conditions de fissuration

$$K = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudéçiable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudéçiable.} \end{cases}$$

-  $\bar{\sigma}_b$  : Contraintes de traction du béton.

la contrainte de fissuration admissible est donnée par la valeur maximale de  $\bar{\sigma}_1$  et  $\bar{\sigma}_2$ .  $\bar{\sigma}_f = \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$   
dans tous les cas on vérifie:  $\bar{\sigma}_a \leq \min(\bar{\sigma}_a, \bar{\sigma}_f)$ .



# CHARGES ET SURCHARGES

## A. CHARGES PERMANENTES

### 1. Toiture Terrasse:

- gravillons (protection) 5cm.  $0,05 \times 2,00 = 0,100 \text{ t/m}^2$
- étanchéité multicouches  $0,020 \text{ " " "}$
- forme de pente 13cm.  $0,13 \times 2,00 = 0,260 \text{ " " "}$
- isolation thermique 5cm.  $0,05 \times 1,00 = 0,050 \text{ " " "}$
- dalle 13cm.  $0,13 \times 2,15 = 0,2795 \text{ " " "}$
- faux plafond  $0,065 \text{ " " "}$

---

$$G = 0,820 \text{ t/m}^2$$

### 2. Balcon Terrasse

- carrelage  $0,060 \text{ t/m}^2$
- mortier de pose 3cm -  $0,03 \times 2,00 = 0,060 \text{ " " "}$
- étanchéité multicouches  $0,020 \text{ " " "}$
- forme de pente 7cm.  $0,07 \times 2,00 = 0,140 \text{ " " "}$
- Isolation thermique 5cm -  $0,05 \times 1,00 = 0,050 \text{ " " "}$
- dalle 13cm -  $0,13 \times 2,15 = 0,2795 \text{ " " "}$
- faux plafond  $0,065 \text{ " " "}$

---

$$G = 0,720 \text{ t/m}^2$$

**IPREIDIMENS'K)NNEMENT**



## Plancher Logements

- carrelage		0,060 t/m <sup>2</sup>
- mortier de pose 3 cm.	0,03 x 2,00 =	0,060 " "
- dalle 13 cm.	0,13 x 2,50 =	0,325 " "
- faux plafond		0,065 " "
- cloisons		0,150 " "

---

$$G = 0,660 \text{ t/m}^2$$

## Plancher Commerce

- carrelage		0,060 t/m <sup>2</sup>
- mortier de pose 3 cm.		0,060 " "
- dalle 13 cm		0,325 " "
- faux plafond		0,065 " "
- cloisons		0,200 " "

---

$$G = 0,710 \text{ t/m}^2$$

## B. SURCHARGES.

- toiture terrasse		0,100 t/m <sup>2</sup>
- balcon terrasse		0,200 t/m <sup>2</sup>
- Plancher logements		0,175 t/m <sup>2</sup>
- Plancher commerce		0,500 t/m <sup>2</sup>
- escaliers		0,400 t/m <sup>2</sup>



# PREDIMENSIONNEMENT

## 1. POUTRES.

les poutres sont dimensionnées d'après les prescriptions du RPA (Règlement Parasismique Algérien) et les limites de déformation imposées (règles P. CHARON).

- D'après l'article 4.2.1.2 du RPA les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

-  $b > 20 \text{ cm}$  en zones I et II

$$- \frac{h_t}{b} \leq 3$$

$b$ : largeur de la poutre.

$h_t$ : hauteur de la poutre.

- Règles P. CHARON :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$$

$l$ : plus grande portée en travée.

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

la portée maximale pour les poutres longitudinales et transversales est :  $l_L = l_T = 6,60 \text{ m}$ .

### a. Poutres Longitudinales.

- Hauteur :  $h_t$

$$\frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10}$$

$$44 \text{ cm} \leq h_t \leq 66 \text{ cm}$$

on prendra :  $h_t = 70 \text{ cm}$  pour les poutres du plancher logement, et  $h_t = 75 \text{ cm}$  pour les poutres du plancher commerce, pour être en sécurité vis à vis des efforts concentrés, ramenés par les nervures.



- Largeur :  $b$ .

$$h_t = 70 \text{ cm} \quad 0,3 \cdot 70 \leq b \leq 0,7 \cdot 70 \quad 21 \leq b \leq 49 \text{ cm.}$$

$$h_t = 75 \text{ cm} \quad 0,3 \cdot 75 \leq b \leq 0,7 \cdot 75 \quad 22,5 \leq b \leq 52,5 \text{ cm.}$$

$$- h_t = 70 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm} \quad \frac{h_t}{b} = 2,33 < 3$$

$$- h_t = 75 \text{ cm} \rightarrow b = 40 \text{ cm} \quad \frac{h_t}{b} = 1,9 < 3.$$

b. Poutres Transversales.

$$\frac{660}{15} \leq h_t \leq \frac{660}{10} \quad \leftrightarrow \quad 44 \text{ cm} \leq h_t \leq 66 \text{ cm.}$$

On prendra :  $h_t = 60 \text{ cm}$  pour les poutres du plancher logement et  $h_t = 65 \text{ cm}$  pour les poutres du plancher Commerce.

- Largeur  $b$  :

$$h_t = 60 \text{ cm} \quad 0,3 \cdot 60 \leq b \leq 0,7 \cdot 60 \quad 18 \leq b \leq 42 \text{ cm.}$$

$$h_t = 65 \text{ cm} \quad 0,3 \cdot 65 \leq b \leq 0,7 \cdot 65 \quad 19,5 \leq b \leq 45 \text{ cm.}$$

$$h_t = 60 \text{ cm} \rightarrow b = 30 \text{ cm.}$$

$$h_t = 65 \text{ cm} \rightarrow b = 40 \text{ cm.}$$

c. Nervures : Poutres Secondaires.

les panneaux de dalle ont pour dimensions  $610 \text{ mm} \times 6,60 \text{ m}$  donc pour ne pas avoir une épaisseur de dalle importante et pour limiter la flèche, il était nécessaire de prévoir un appui supplémentaire (Nervures).

dimensions des nervures :

$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h_t = 60 \text{ cm.}$$



## 2. POTEAUX.

Les poteaux sont dimensionnés d'après les conditions du RPA (Art. 4.2.1.1) :

$$- A = b_1 \cdot h_1 \gg \frac{K \cdot N}{\sigma_{28}^1}$$

$$K = 4 \text{ zone II}$$

N : effort normal revenant au poteau

A : section du poteau.

$$\sigma_{28}^1 = 270 \text{ bars.}$$

$$\cdot \min(b_1, h_1) \gg 25 \text{ cm zone II.}$$

$$\cdot \frac{1}{3} \leq b_1/h_1 \leq 3$$

$$\cdot \min(b_1, h_1) \gg \frac{h}{20} \quad h : \text{hauteur de la poutre.}$$

On fait une descente de charge par niveau afin de calculer les efforts normaux qui agissent sur chaque poteau sous l'action des charges G et P. les poteaux seront dimensionnés suivant les charges qui leur reviennent. Pour cela on conçoit 4 types de poteaux :

du niveau 94 au niveau : 106,00

Poteaux : 80x80

Poteaux : 70x70

Pot. 60x60

Pot. 50x50

du niveau 106,0 ÷ 113.

Pot. 60x60.

Pot. 50x50

du niveau : 113 ÷ 115,70.

Pot. 50x50

Pour les potelets qui ne participent pas au contreventement de la structure, on prend les dimensions : 30x30.



**CALCUL  
DES  
ELEMENTS**

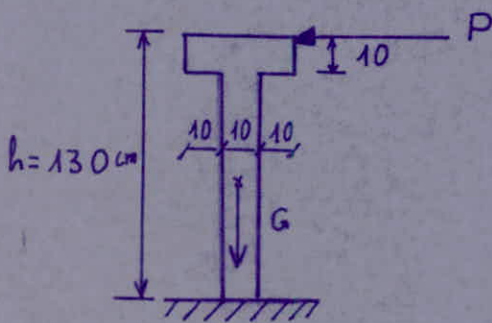
# CALCUL DE L'ACROTÈRE

## Introduction.

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

la section dangereuse (la section la plus sollicitée) se trouve à l'encastrement. elle est soumise d'une part à son poids propre (G) et d'autre part à la poussée de la main courante (P).

## Dimensions de l'acrotère.



$$h = 130 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$e = 10 \text{ cm.}$$

## 1- détermination des charges.

### a- Poids propre: G

- acrotère.  $(1,20 + 0,130) \times 0,10 \times 2,50 = 0,38 \text{ t/ml.}$

- revêtement en brique.  $1,20 \times 0,075 = 0,09 \text{ " "}$

- enduit.  $0,02 \times 1,80 = 0,05 \text{ " "}$

---

$$G = 0,52 \text{ t/ml.}$$

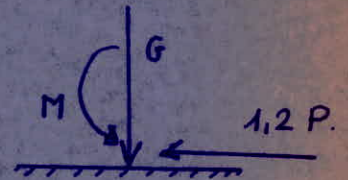
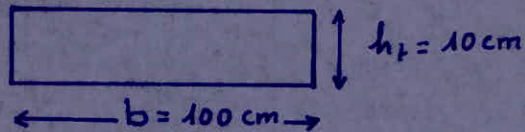
### b- Surcharge majorée due à une main courante:

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



## 2. Calcul des efforts.

Le calcul sera fait pour une section rectangulaire  $100 \times 10 \text{ cm}^2$  soumise à la flexion composée (section d'encastrement).



effort normal  $N = G = 520 \text{ kg/ml}$ .

Moment de flexion:  $M_{\max} = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 1,3 = 156 \text{ kg.m}$ .

Calcul de l'excentricité:

$$M = 156 \text{ kg.m}$$

$$N = 520 \text{ kg}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{156}{520} = 0,30 \text{ m} \quad e_0 = 30 \text{ cm}$$

calcul de  $e_1$ .  $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$ .

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

## 3. Determination des aciers.

Le calcul sera fait à l'aide du moment fictif  $M_0$  en flexion simple par rapport au centre de gravité des aciers tendus, puis on se ramènera à la flexion composée.

- le moment fictif  $M_0 = N \cdot f$

$$f = e_0 + \frac{h_t}{2} - d \quad \text{on prend un enrobage } d = 2 \text{ cm.}$$

$$f = 30 + \frac{10}{2} - 2 = 33 \text{ cm}$$

$$\text{d'où: } M_0 = N \cdot f = 520 \times 0,33 = 171,6 \text{ kg.m}$$

On utilise la méthode de P. CHARON.

$$\mu = \frac{\eta M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad \text{avec } h = h_c - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm.}$$
$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 171,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0144. \xrightarrow{\text{tables}} \begin{cases} K = 79 \\ \varepsilon = 0,9468 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{79} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Section d'armatures tendues.

calcul de la section  $A_1$ .

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{171,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9468 \cdot 8} = 0,809 \text{ cm}^2.$$

d'où la section d'armature tendue:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,809 - \frac{520}{2800} = 0,623 \text{ cm}^2.$$

$$A = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

## VERIFICATIONS.

a. contraintes:

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{79} = 35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

b. condition de non fragilité:

$$A > 0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2.$$

Cette condition n'est pas vérifiée, on prendra la section d'armature donnée par la condition de non fragilité.

on prendra 5T8/ml  $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$   
avec un espacement  $e = 20 \text{ cm.}$



on prévoit aussi des aciers transversaux :

soit 3T6/ml. avec  $e = 20\text{cm}$ .

### C. CONDITION DE NON FISSURATION.

Calcul de  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$ .

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\omega_f} \quad \text{avec } \tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$$

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

Dans notre cas :

$k = 1,5 \cdot 10^6$  fissuration peu préjudiciable

$\eta = 1,6$  Acier H.A.

$\phi = 8\text{ mm}$ .

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

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 2} = 6,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{d'où : } \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{6,3 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 6,3 \cdot 10^{-3}} = 1778\text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3192,9\text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_a \text{ utilisé} &= \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_c ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \\ &= \min \left\{ 2800 ; \max(1778 ; 3192,9) \right\} \end{aligned}$$

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

Pas de risque de fissuration.

#### D. Verification de l'effort tranchant.

on doit verifier :

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z}$$

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

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 8 = 7 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 120 - \frac{171,6 \cdot 10^2}{7} = -2331 < A\bar{\sigma}_a$$

verifiée

donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction d'où aucune vérification de l'ancrage n'est nécessaire.



# CALCUL DES DALLES.

## Introduction.

les dalles sont des pièces minces et planes. elles reposent sur les poutres constituant leur appuis.

Dans notre cas elles s'appuient sur 4 côtés.

On distingue différents types de dalles, selon la continuité des appuis.

1. Continuité sur 4 appuis.
2. Continuité sur 3 appuis.
3. continuité sur 2 appuis.
4. Continuité sur un appui.

Nos planchers sont constitués de dalles pleines d'épaisseur  $h_0 = 13 \text{ cm}$ .

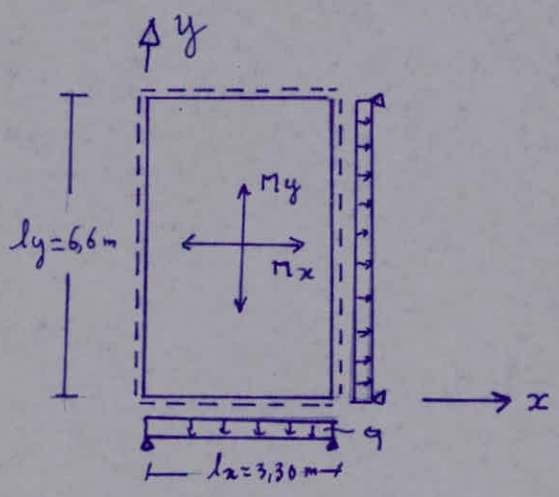
## Méthode de Calcul.

la méthode utilisée pour le calcul des efforts est celle exposée dans l'annexe A2 du CCBA 68.

le calcul sera fait pour un plancher commerce et un plancher logement.

## Etude du panneau de dalle 1.

on a une continuité suivant 4 appuis.



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,30}{6,60} = 0,5 > 0,4$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Determination des charges.

on a un plancher commerce:  $G = 710 \text{ kg/m}^2$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + 1,2P = 710 + 1,2 \cdot 500 = 1310 \text{ kg/m}^2.$$

### 2. Calcul des efforts.

les efforts seront calculés d'après la méthode exposée dans l'annexe A2 du CCBA 68.

#### a. Determination des moments isostatiques.

- sens de la petite portée  $l_x$ .

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

- sens de la grande portée  $l_y$ .

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}.$$

$$\mu_x = 0,10973$$

car  $\alpha = 0,5$

$$\mu_y = 0,1328$$

$$M_{0x} = 0,10973 \times 1,31 \times 3,30^2 = 1,4 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = 0,1328 \times 1,4 = 0,186 \text{ t.m/ml}.$$



### b. Répartition des efforts.

les moments doivent vérifier dans le sens de la plus petite portée l'inégalité suivante :

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

$M_t$  : moments en travée.

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

$M_0$  : moment isostatique.

- dans le sens de  $l_x$  (plus petite portée)

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 0,7 \text{ t.m/ml.}$$

- dans le sens de  $l_y$  (plus grande portée)

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 0,46 = 0,35 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0,5 \max(M_{0x}, M_{0y}) = 0,5 \times 1,4 = 0,7 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferraillage.

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

le diamètre des aciers doit être tel que  $\phi \leq h_0/10$

$h_0$  : hauteur de la dalle.

$$\phi \leq \frac{h_0}{10} \quad (\text{Art. 29.14 CCBA 68}).$$

$$\text{d'où : } \phi \leq \frac{13}{10} = 1,3 \text{ cm} = 13 \text{ mm.}$$

l'enrobage doit aussi vérifier  $d \geq (1 \text{ cm}, \phi)$

on prend  $d = 2 \text{ cm}$ .

$$\text{hauteurs utiles : } h_x = h_t - d - d l_x / 2 = 13 - 2 - \frac{1}{2} = 10,5 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_t - d - \phi l_y / 2 - \phi l_x = 13 - 2 - \frac{1}{2} - 1 = 9,5 \text{ cm}$$

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

$$h_y = 9,5 \text{ cm.}$$

Le calcul sera fait pour une section de 100 x 13  
sollicitée en flexion simple

Armatures inférieures: en travée

$b \times h_t$		$M_t$ (t.m)	$\mu$	K	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$w\%$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
100x13	sens x	1,05	0,051	37,8	74,1	0,1376	3,95	5T10 A=3,92cm <sup>2</sup> f <sub>x</sub> = 20cm.
	sens y	0,135	0,020	65,5	42,75	0,142	1,35	5T8/ml A=2,51cm <sup>2</sup> f <sub>y</sub> = 20cm

Armatures Supérieures: sur appui.

on ferraille de la même façon dans les 2 sens x et y

$b \times h_t$		$M_a$ (t.m)	$\mu$	K	$\sigma'_b$	$w'$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage
100x13	$M_{ax} = M_{ay}$	0,17	0,034	48,2	58,1	0,246	2,58	6T8/ml → 3,01cm <sup>2</sup> t = 20cm.

4. Vérifications.

a. contraintes: vérifiées (voir tableaux).

b. flèche:

$$f = w_s \cdot q \cdot \frac{l_x^4}{E h_0^3}$$

avec  $l_x = 3,30 \text{ m}$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$h_0 = 13 \text{ cm}.$$

$$q = 1310 \cdot 10^{-4} \text{ kg/cm}^2.$$

$$R = 0,5 \Rightarrow w_s = 0,1189.$$

$$f = 0,1189 \times 1310 \cdot 10^{-4} \times \frac{330^4}{2 \cdot 10^5 \times 13^3} = 0,42 \text{ cm}.$$

$$\bar{f} = \frac{l_x}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}.$$

on a:  $f < \bar{f}_{adm}$ . la flèche est vérifiée



c. espacement admissible:  $\bar{t}$  (Art 57-2 C.C.B.A 68)

$$t_x \leq \min \{ 3h_0, 33 \text{ cm} \} \rightarrow t_x \leq \min \{ 39, 33 \} = 33 \text{ cm.}$$

$$t_y \leq \min \{ 4h_0, 45 \text{ cm} \} \rightarrow t_y \leq \min \{ 52, 45 \} = 45 \text{ cm.}$$

donc dans tous les cas  $t < \bar{t}$ .

d. Condition de non fragilité

$$A_x > 0,69 \frac{b h_x}{\sigma_{en}} \left( 1 - \frac{\rho}{2} \right) \bar{\sigma}_b = \frac{0,69 \times 100 \times 10,5}{4200} \left( 1 - \frac{0,5}{2} \right) \times 5,9 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y > 0,69 \frac{b h_y}{\sigma_{en}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) \bar{\sigma}_b = \frac{0,69 \times 100 \times 9,5}{4200} \left( \frac{1+0,5}{4} \right) \times 5,9 = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée.}$$

e. Condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}.$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad \phi = 10 \text{ mm}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,92}{2 \times 100 \times 2} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6}{10} \cdot \frac{9,8 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \times 9,8 \cdot 10^{-3}} = 2142 \text{ kg/cm}^2.$$

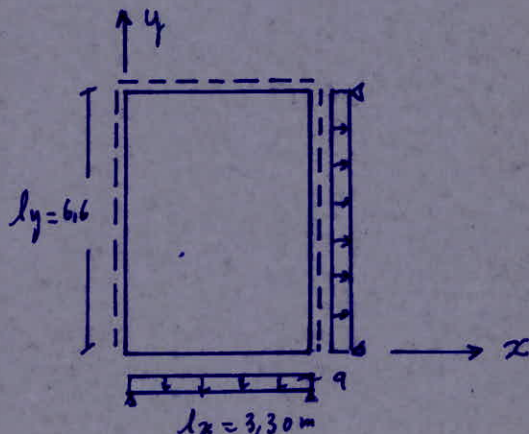
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, \max(2142, 2855,9) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

donc pas de risque de fissuration.

## Etude du panneau de dalle 2.

On a une continuité suivant 3 appuis.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,30}{6,60} = 0,5 > 0,4$$

La dalle travaille dans les  
2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Charges.

Plancher commerce :  $G = 710 \text{ kg/m}^2$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 1310 \text{ kg/m}^2.$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. moments isostatiques.

$$\rho = 0,5 \Rightarrow \begin{aligned} \mu_x &= 0,0973 \\ \mu_y &= 0,328 \end{aligned}$$

$$M_{0x} = \mu_x q \cdot l_x^2 = 0,0973 \times 1,31 \times 3,30^2 = 1,4 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,328 \times 1,4 = 0,46 \text{ t.m/ml.}$$

#### b. Répartition des efforts.

##### - Sens X.

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 1,4 = 1,05 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{wx} = M_{ex} = 0,15 M_{0x} = 0,17 \text{ t.m/ml.}$$

la relation  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} > 1,25 M_0$  est vérifiée



- Sens y.

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 0,46 = 0,4 \text{ t.m/ml.}$$

$M_{wy} = 0$  moment à l'ouest de l'appui, on prend un moment forfaitaire pour le calcul des aciers.

$$M_{wy} = 0,15 M_{0y} = 0,15 \times 0,46 = 0,069 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ey} = 0,5 \max(M_{0x}; M_{0y}) = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,7 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferraillage.

le calcul se fera pour une section de dimensions:  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple sans armatures comprimées, par la méthode de P. CHARON.

avec  $h_x = 10,5 \text{ cm}$  et  $h_y = 9,5 \text{ cm}$ .

- Armatures inférieures: en travée

$b \times h_0$		$M_t$ (t.m)	$\mu$	K	$\sigma_b$	$w\%$	A $\text{cm}^2/\text{ml}$	ferraillage
100x13	sens x	1,05	0,051	37,8	74,1	0,376	3,9	5T10/ml A=3,92 e=20cm
	sens y	0,4	0,024	5,9	47,45	0,172	1,63	5T8/ml A=2,51 e=20cm

- Armatures Supérieures: sur appui.

$b \times h_0$		$M_t$ (t.m/ml)	$\mu$	K	$\sigma_b$	$w\%$	A $\text{cm}^2/\text{ml}$	Ferraillage.
100x13	sens x	$M_w = M_e = 0,7$	0,034	48,2	58,1	0,246	2,583	6T8/ml $\rightarrow 3,01 \text{ cm}^2$ e=17cm
	sens y	$M_e = 0,7$	0,042	42,6	65,7	0,306	2,907	6T8/ml $\rightarrow 3,01 \text{ cm}^2$ e=17cm
		$M_w = 0,069$	0,004	15,8	17,72	17,72	0,024	0,26



#### 4. Vérifications

a. Contraintes : vérifiées

b. Flèche :

$$f = w_s \cdot q \cdot \frac{l_n^4}{E h_0^3} \quad \alpha = \frac{l_n}{l_g} = 0,5 \Rightarrow w_s = 0,1189$$

$$f = 0,1189 \times 13 \cdot 10 \cdot \frac{10^{-4} \times 330^4}{2 \cdot 10^5 \times 13^3} = 0,42 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l}{500} = 0,66 \text{ cm.}$$

$$f < \bar{f}_{adm}$$

La flèche est vérifiée

c. Espacement admissible :  $\bar{t}$

$$t_x \leq \min \{ 3h_0, 33 \text{ cm} \} = \min \{ 39, 33 \} = 33 \text{ cm.}$$

$$t_y \leq \min \{ 4h_0, 45 \text{ cm} \} = \min \{ 52, 45 \} = 45 \text{ cm.}$$

dans tous les cas  $t < \bar{t}$

d. condition de non fragilité.

$$A_x \geq 0,69 \cdot b \cdot \frac{h_x}{\sigma_{ten}} \left( 1 - \frac{\rho}{2} \right) \bar{\sigma}_b = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot b \cdot \frac{h_y}{\sigma_{ten}} \left( \frac{1 + \rho}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{ten}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = \frac{Kq}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10\tilde{w}_f} = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,14 \sqrt{\frac{Kq}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2855,9 \text{ kg/cm}^2$$

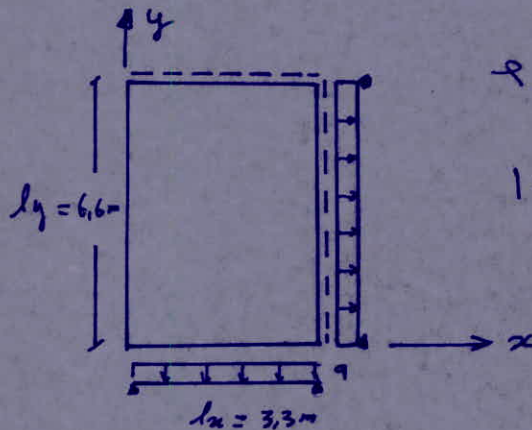
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Pas de risque de fissuration



## Calcul du panneau de dalle 3.

on a une continuité sur 2 appuis.



$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,5.$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges.

on a un Plancher commerce:  $G = 710 \text{ kg/m}^2$

$$P = 500 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 1310 \text{ kg/m}^2.$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. moments isostatiques.

$$\rho = 0,5 \rightarrow \mu_x = 0,0973 \text{ et } \mu_y = 0,328.$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0973 \times 1,31 \times 3,3^2 = 1,4 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,328 \times 1,4 = 0,46 \text{ t.m/ml.}$$

#### b. Répartition des efforts.

dans le sens  $l_x$ .

$$M_{tx} = 0,9 \cdot M_{0x} = 0,9 \times 1,4 = 1,26 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ex} = 0,17 \cdot M_{0x} = 0,17 \times 1,4 = 0,24 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{wx} = 0,15 \cdot M_{0x} = 0,15 \times 1,4 = 0,21 \text{ t.m/ml.}$$

la relation:  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} > 1,25 M_0$  est vérifiée



- dans le sens  $ly$ .

$$M_{ly} = 0,9 M_{0y} = 0,414 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{cy} = 0,7 \max(M_{0x}; M_{0y}) = 0,7 \cdot M_{0x} = 0,98 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{wy} = 0,15 M_{0y} = 0,15 \times 0,46 = 0,069 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferraillage.

le ferraillage se fera pour une section de dimensions:  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple; par la méthode de P. CHARON.

- Armatures inférieures: en travée.

$b \times h_0$		$M_t$ (t.m/ml)	$\mu$	K	$\sigma'_b$ $kg/cm^2$	$w\%$	A $cm^2/ml$	Ferraillage.
$100 \times 13$	sens x	1,26	0,0612	33,9	82,16	0,453	4,75	7T10/ml A=5,49 $t_x = 15 \text{ cm}$
	sens y	0,444	0,024	59	47,46	0,172	1,63	5T8/ml A=2,51 $t_y = 20 \text{ cm}$

- Armatures supérieures: sur appui.

$b \times h_0$		M t.m/ml	$\mu$	K	$\sigma'_b$ $kg/cm^2$	$w\%$	A $cm^2/ml$	Ferraillage.
$100 \times 13$	Sens x	$M_{0x} = 0,98$	0,047	39,8	70,35	0,343	3,6	8T8/ml A=4,02 $t_x = 15 \text{ cm}$
		$M_{0y} = 0,21$	0,010	96,5	29,01	0,0697	0,732	5T8/ml A=2,51 $t = 20 \text{ cm}$
	Sens y	$M_{0y} = 0,98$	0,058	35	80	0,429	4,07	8T8/ml A=4,02 $t_y = 15 \text{ cm}$
		$M_{0x} = 0,069$	0,004	158	17,72	0,0274	0,26	5T8/ml A=2,51 $t = 20 \text{ cm}$

### 4. Verifications.

a. contraintes. vérifiées (voir tableaux)



b. flèche.

$$f = w_s \cdot q \cdot \frac{l_x^4}{E h_0^3}$$

$$\alpha = 0,5 \rightarrow w_s = 0,1189$$

$$f = 0,1189 \times 1310 \cdot \frac{10^{-4} \times 330^4}{2 \cdot 10^5 \cdot 13^3} = 0,42 \text{ cm.}$$

$$\bar{f} = \frac{l_x}{500} = 0,66 \text{ cm.}$$

$f < \bar{f}_{adm}$ . la flèche est vérifiée.

c. Espacement admissible:  $\bar{t}$

$$\bar{t}_x = \min \{ 3 h_0, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 13 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_y = \min \{ 4 h_0, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm.}$$

dans tous les cas  $t < \bar{t}$  vérifiée.

d. Condition de non fragilité.

$$A_x > 1,069 \cdot \frac{b \cdot h_x}{\sigma_{en}} (1 - \rho/2) \bar{\sigma}_b = 0,76 \text{ cm}^2.$$

$$A_y > 0,69 \cdot \frac{b \cdot h_y}{\sigma_{en}} \left( \frac{1 + \rho}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 4,02 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{260l} = 0,0125.$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = 3333 \text{ kg/cm}^2$$

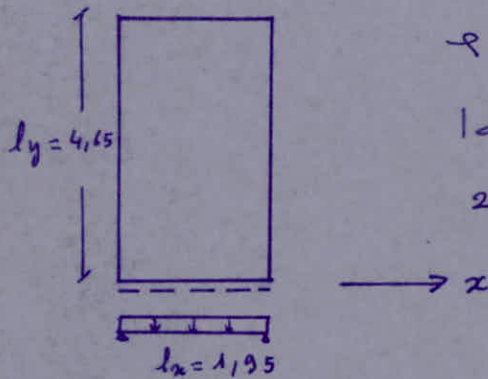
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

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

Pas de risque de fissuration

## Etude du panneau de dalle .4.

le panneau de dalle présente une continuité sur 1 seul appui.  $\uparrow y$



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,42 > 0,4.$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges

Plancher commerce :  $G = 710 \text{ kg/m}^2$ .

$$P = 500 \text{ kg/m}^2.$$

$$q = G + 1,2P = 1310 \text{ kg/m}^2.$$

### 2. Calcul des efforts.

$$\alpha = 0,42 \rightarrow \mu_x = 0,113 \text{ et } \mu_y = 0,261.$$

#### a. moments isostatiques.

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,113 \times 1,31 \times 1,95^2 = 0,56 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,261 \times 0,56 = 0,14 \text{ t.m/ml.}$$

#### b. Répartition des efforts.

- sens  $l_x$  :

$$M_{tx} = M_{0x} = 0,56 \text{ t.m/ml.}$$

$M_{ex} = M_{wx} = 0$  pour le ferrailage on prend un moment forfaitaire. d'où :

$$M_{ex} = M_{wx} = 0,15 \cdot M_{0x} = 0,084 \text{ t.m/ml.}$$



- Sens y.

$$M_{ty} = 0,9 \cdot M_{0y} = 0,9 \times 0,14 = 0,126 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ey} = 0,7 \max(M_{0x}, M_{0y}) = 0,7 \cdot M_{0x} = 0,40 \text{ t.m/ml.}$$

$M_{wy} = 0$  pour le ferrailage on prend:

$$M_{wy} = 0,15 M_{0y} = 0,021 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferrailage.

le ferrailage se fera pour une section de dimensions  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple, par la méthode de P. CHARON.

- Armatures inférieures : en travée.

$b \times h_0$		$\frac{M_t}{f_c \cdot l^2}$	$\mu$	K	$\sigma'_b$	w%	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
13x100	Sens x	0,156	0,0272	55	50,66	0,195	2,04	5T8/ml A=2,51cm <sup>2</sup> t=20cm
	Sens y	0,126	0,0075	113	24,77	0,0511	0,50	5T8/ml A=2,51 t=20cm

- Armatures supérieures : sur appui.

$b \times h_0$	$\frac{M}{f_c \cdot l^2}$	$\mu$	K	$\sigma'_b$	w%	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
13x100	$M_{0x} = M_{0y} = 0,084$	0,0040	158	17,7	0,0274	0,128	5T8/ml $\rightarrow$ A=2,51cm <sup>2</sup> t=20cm
	$M_{0y} = 0,140$	0,024	59	47,4	0,172	1,63	5T8/ml $\rightarrow$ A=2,51cm <sup>2</sup> t=20cm
	$M_{0y} = 0,021$	0,0014	275	10,18	0,0094	0,08	5T8/ml $\rightarrow$ A=2,51cm <sup>2</sup> t=20cm.

### 4. Verifications

a: contraintes : vérifiées voir tableaux.

b. Flèche :

la justification est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_0}{l_n} > \frac{M_t}{20M_{0x}} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{\text{ten}}}$$

d'où :  $\frac{13}{195} = 0,066 > \frac{M_{0x}}{20M_{0x}} = 0,05$

et  $\frac{2,51}{100 \times 10,5} = 2,3 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4 \cdot 10^{-3}$

les conditions sont vérifiées donc la justification de la flèche est inutile.

c. Espacement admissible :

$$t_x \leq \min \{ 3h_0, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm}.$$

$$t_y \leq \min \{ 4h_0, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm}.$$

dans tous les cas  $t < \bar{t}$  vérifiée.

d. Condition de non fragilité :

$$A_x \geq 0,69 \cdot b \cdot \frac{h_x}{\sigma_{\text{ten}}} \left( 1 - \rho/2 \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \times 100 \times \frac{10,5}{4200} \left( 1 - \frac{0,42}{2} \right) 5,9 = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 \cdot b \cdot \frac{h_y}{\sigma_{\text{ten}}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \times 100 \times \frac{9,5}{4200} \left( \frac{1+0,42}{4} \right) 5,9 = 0,33 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,8 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,33 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_a = \min \{ 2800, \max(\sigma_1, \sigma_2) \}.$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 6,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 6,3 \cdot 10^{-3}}{8 (1 + 10 \times 6,3 \cdot 10^{-3})} = 1777,9 \text{ kg/cm}^2.$$

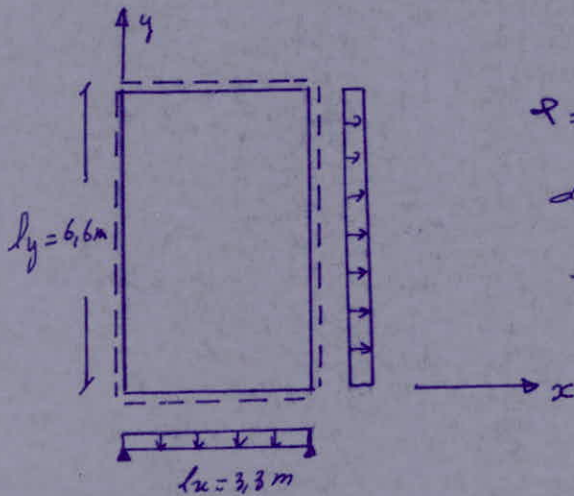
$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3192,9 \text{ kg/cm}^2.$$

on a :  $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  vérifiée  
donc Pas de risque de fissuration.



## Etude du panneau de dalle 1'

on a une continuité suivant 4 appuis.



$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,5 > 0,4$  donc, la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges.

On a un plancher logement :  $G = 660 \text{ kg/m}^2$   
 $P = 175 \text{ kg/m}^2$ .

$$q = G + 1,2P = 870 \text{ kg/m}^2.$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. détermination des moments isostatiques.

- Sens de la petite portée :  $l_x$ .

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

- Sens de la grande portée  $l_y$ .

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}.$$

on a :  $\rho = 0,5 \Rightarrow \mu_x = 0,0973$

$$\mu_y = 0,328$$

d'où :

$$M_{0x} = 0,0973 \times 0,870 \times 3,3^2 = 0,92 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{0y} = 0,328 \times 0,92 = 0,30 \text{ t.m/ml.}$$

### b. Répartition des efforts.

les moments doivent vérifier dans le sens de la plus petite portée l'inégalité suivante :

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

- dans le sens de  $l_x$  :

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 0,75 \times 0,92 = 0,69 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ax} = 0,15 M_{0x} = 0,15 \times 0,92 = 0,146 \text{ t.m/ml.}$$

la relation :  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$  est vérifiée.

- dans le sens de  $l_y$  :

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{0y} = 0,75 \times 0,13 = 0,225 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ay} = 0,15 \max(M_{0x}, M_{0y}) = 0,146 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferrailage.

le calcul sera fait pour une section de dimensions :  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple, par la méthode de P. CHARON.

hauteurs utiles :  $h_{ux} = 10,5 \text{ cm}$  et  $h_{uy} = 9,5 \text{ cm}$ .

- Armatures inférieures : en travée.

$b \times h_0$		$M_t$ t.m/ml	$\mu$	K	$\sigma'_b$	$w\%$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
13x100	sens x	0,69	0,0335	48,6	57,6	0,243	2,55	6T8/ml $\rightarrow A = 3,01 \text{ cm}^2$ $t = 17 \text{ cm}$
	sens y	0,225	0,0133	82,5	33,94	0,0932	0,89	5T8/ml $A = 2,81 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$

- Armatures supérieures : sur appui.

$b \times h_0$		$M_a$ t.m/ml	$\mu$	K	$\sigma'_b$	$w\%$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage
100x13	Max = Min	0,46	0,0223	61,5	45,53	0,16	1,18	5T8/ml $A = 2,81 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$



#### 4. Vérfications

a. Contraintes : vérifiées : voir tableaux.

b. fleche :

$$f = w_s \cdot g \cdot \frac{l_n^4}{E \cdot I_0^3} = 0,1189 \times 870 \cdot \frac{10^{-4} \times 330^4}{2 \cdot 10^5 \times 13^3} = 0,28 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l_n}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

on a :  $f < \bar{f}_{adm}$  la fleche est vérifiée

c. Condition de non fragilité.

$$A_x \geq 0,169 \cdot \frac{b \cdot l_n}{\sigma_{eu}} \left(1 - \rho/2\right) \bar{\sigma}_b = 0,169 \times 100 \times \frac{10,5}{4200} \left(1 - \frac{0,5}{2}\right) \times 5,9 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,159 \cdot \frac{b \cdot l_n}{\sigma_{eu}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right) \bar{\sigma}_b = 0,159 \times 100 \times \frac{9,5}{4200} \left(\frac{1+0,5}{4}\right) \times 5,9 = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

d. Espacement admissible

$$t_x \leq \min \{3h_0, 33 \text{ cm}\} = \min \{39, 33\} = 33 \text{ cm.}$$

$$t_y \leq \min \{4h_0, 45 \text{ cm}\} = \min \{52, 45\} = 45 \text{ cm.}$$

dans tous les cas  $t < \bar{t}$  vérifié.

e. Condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{eu}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} \quad w_f = \frac{A}{26d} = 7 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1+10\tilde{w}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 7 \cdot 10^{-3}}{8(1+10 \cdot 7 \cdot 10^{-3})} = 1962 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3192 \text{ kg/cm}^2.$$

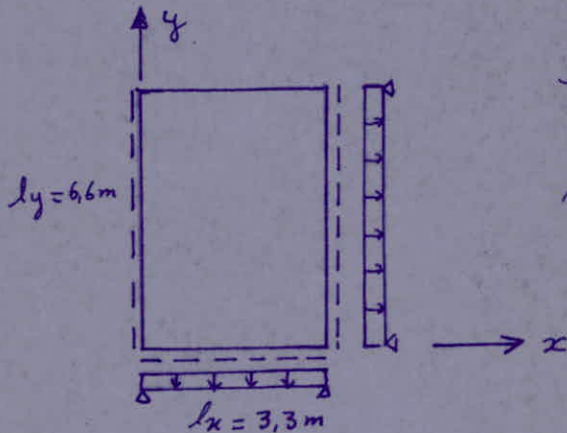
$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{eu} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de fissuration. vérifiée

## Etude du panneau de dalle 2'

on a une continuité suivant 3 appuis.



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{6,6} = 0,5$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges.

on a un plancher logement:  $G = 660 \text{ kg/m}^2$ .

$$P = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 870 \text{ kg/m}^2$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. détermination des moments isostatiques.

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0973 \times 0,870 \times 3,3^2 = 0,92 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,328 \times 0,92 = 0,30 \text{ t.m/ml}$$

#### b. Répartition des efforts.

- dans le sens  $l_x$ .

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 0,92 = 0,69 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{wx} = M_{ex} = 0,5 \cdot M_{0x} = 0,46 \text{ t.m/ml}$$

la relation :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0 \text{ est vérifiée}$$



- sensly. (plus grande portée).

$$M_{ty} = 0,9 \cdot M_{oy} = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ey} = 0,7 \max(M_{ox}, M_{oy}) = 0,7 \cdot M_{ox} = 0,64 \text{ t.m/ml.}$$

$M_{wy} = 0$  pour le ferrailage on prend un moment

$$\text{forfaitaire : } M_{wy} = 0,15 \cdot M_{oy} = 0,045 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferrailage.

le calcul sera fait pour une section de dimensions:  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple, d'après la méthode de P. CHARON. avec  $h_x = 10,5 \text{ cm}$  et  $h_y = 9,5 \text{ cm}$

- Armatures inférieures: en travée.

$b \times h_t$		$M_t$ (t.m/ml)	$\mu$	K	$\frac{\sigma_b}{k_g/cm^2}$	$w\%$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
100x13	sensx	0,69	0,0335	48,6	57,6	0,263	2,55	6T8/ml A=3,01cm <sup>2</sup> t=17cm.
	sensy	0,27	0,016	74,5	37,6	0,112	1,06	5T8/ml A=2,51cm <sup>2</sup> t=20cm.

- Armatures supérieures: sur appui.

$b \times h_t$		M t.m/ml	$\mu$	K	$\frac{\sigma_b}{k_g/cm^2}$	$w\%$	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
100x13	sensx	$M_e = M_w = 0,46$	0,0223	64,5	45,53	0,160	1,68	5T8/ml A=2,51 t=20cm.
	sensy	$M_e = 0,64$	0,0379	45,2	64,94	0,276	2,62	6T8/ml A=3,01cm <sup>2</sup> t=17cm.
		$M_w = 0,045$	0,0027	1,94	14,43	0,185	0,17	5T8/ml A=2,51 t=20cm.

### 4. Vérfications.

a. Contraintes: vérifiées voir tableaux.

b. flèche:

$$f = w_s \cdot g \cdot \frac{l_a^4}{E b_0^3} = 0,128 \text{ cm} < \bar{f} = 0,166 \text{ cm} \text{ vérifiée}$$

la flèche est vérifiée.



c. Espacement admissible:  $\bar{t}$

charge uniformément répartie:

$$\bar{t}_x \leq \min \{ 3h_0, 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_y \leq \min \{ 4h_0, 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm.}$$

dans tous les cas on a:  $t < \bar{t}$  vérifié.

d. Condition de non fragilité.

$$A_x \geq 0,69 \frac{b \cdot h_x}{\sigma_{\text{ten}}} \left( 1 - \frac{\rho}{2} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \times 100 \times 10,5 \left( 1 - \frac{0,15}{2} \right) \times 5,9 = 0,76 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,69 \frac{b \cdot h_y}{\sigma_{\text{ten}}} \left( \frac{1+\rho}{4} \right) \bar{\sigma}_b = 0,69 \times 100 \times 9,5 \left( \frac{1+0,15}{4} \right) \times 5,9 = 0,34 \text{ cm}^2$$

on a:

$$A_x = 3,01 \text{ cm}^2 > 0,76 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{\text{ten}}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,4 \times 7 \cdot 10^{-3}}{8(1+10 \cdot 7 \cdot 10^{-3})} = 1962 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{avec } \tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 7 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,4 \times 5,9}{8}} = 3192 \text{ kg/cm}^2$$

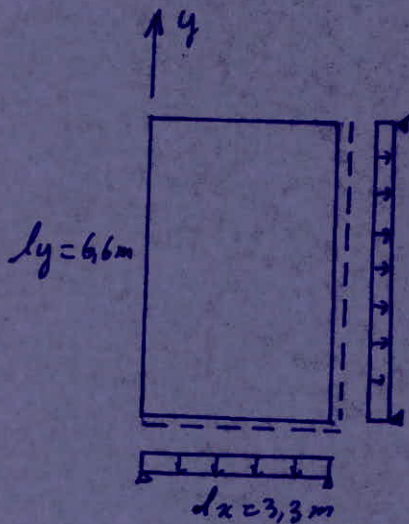
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{\text{ten}} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de risque de fissuration. Vérifiée



## Etude du panneau de dalle 3'.

la dalle présente une continuité suivant 2 appuis.



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,30}{6,60} = 0,5 > 0,4$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges.

on a un plancher logement :

$$G = 660 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 870 \text{ kg/m}^2$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. détermination des moments isostatiques.

$$\alpha = 0,5 \Rightarrow \mu_x = 0,0973 \text{ et } \mu_y = 0,328$$

- dans le sens de la petite portée  $l_x$ .

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0973 \times 0,870 \times 3,30^2 = 0,92 \text{ t.m/ml.}$$

- dans le sens de la grande portée :  $l_y$ .

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,328 \times 0,92 = 0,30 \text{ t.m/ml.}$$

#### b. Répartition des efforts.

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

$$M_f + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_0$$



- dans le sens de la petite portée  $l_x$ .

$$M_{tx} = 0,9 \cdot M_{0x} = 0,9 \times 0,92 = 0,83 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ex} = 0,7 \cdot M_{0x} = 0,7 \times 0,92 = 0,64 \text{ t.m/ml.}$$

$M_{wx} = 0$  pour le ferrailage on prendra un moment forfaitaire :  $M_{wx} = 0,15 \cdot M_{0x} = 0,14 \text{ t.m/ml.}$

la condition :  $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} > 1,25 M_0$  est vérifiée.

- dans le sens de la grande portée :  $l_y$ .

$$M_{ty} = 0,9 \cdot M_{0y} = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ey} = 0,7 \max(M_{0x}, M_{0y}) = 0,7 \cdot M_{0x} = 0,64 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{wy} = 0 \text{ pour le ferrailage : } M_{wy} = 0,15 \cdot M_{0y} = 0,045 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferrailage.

le ferrailage sera fait pour une section de dimensions  $100 \times 13$  sollicitée en flexion simple, par la méthode de P. CHARON. avec  $h_x = 10,5 \text{ cm}$  et  $h_y = 9,5 \text{ cm}$ .

- Armatures inférieures : en travée.

$b \times h$		$M_t$ t.m/ml	$\mu$	K	$\frac{\sigma_b}{f_b}$ kg/cm <sup>2</sup>	w%	A	Ferrailage.
100x13	Sensx	0,83	0,043	42	66,67	0,1313	3,28	778/ml A = 3,54 cm <sup>2</sup> t = 15 cm
	Sensy	0,27	0,016	74,5	37,6	0,112	1,06	578/ml A = 2,54 cm <sup>2</sup> t = 20 cm

- Armatures supérieures : sur appui.

les résultats sont donnés sous forme de tableau.



b x h		M <sub>a</sub> t-m/ml	$\mu$	K	$\sigma_b$ kg/cm <sup>2</sup>	w%	A cm <sup>2</sup> /ml	Ferrailage.
100x13	Sens X	M <sub>ex</sub> = 0,64	0,10311	51	54,0	0,223	2,34	578/ml → A = 2,51 cm <sup>2</sup> t = 20 cm.
		M <sub>wx</sub> = 0,14	0,10068	118	23,72	0,10478	0,50	578/ml → A = 2,51 cm <sup>2</sup> t = 20 cm.
	Sens Y	M <sub>ey</sub> = 0,164	0,10379	45,2	61,94	0,276	2,62	678/ml → A = 3,01 cm <sup>2</sup> t = 20 cm.
		M <sub>wy</sub> = 0,045	0,10027	194	14,43	0,10185	0,17	578/ml → A = 2,51 cm <sup>2</sup> t = 20 cm.

4. Vérifications. a. Contraintes : vérifiées

b. fleche

$$f = w_s \cdot q \cdot \frac{L_n^4}{Eh_0^3} = 0,1189 \times 870 \cdot \frac{10^{-4} \times 330^4}{2 \cdot 10^5 \times 13^3} = 0,28 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{L}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

Vérifiée

c. Espacement admissible:  $\bar{t}$

$$\bar{t}_x \leq \min\{3h_0, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_y \leq \min\{4h_0, 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm.}$$

$t < \bar{t}$  vérifié.

d. Condition de non fragilité.

$$A_x > 0,169 \cdot b \cdot \frac{h_x}{\sigma_{su}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \bar{\sigma}_b = 0,176 \text{ cm}^2.$$

$$A_y > 0,169 \cdot b \cdot \frac{h_y}{\sigma_{su}} \left(\frac{1+t}{4}\right) \bar{\sigma}_b = 0,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 3,51 \text{ cm}^2 > 0,176 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,34 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration.

$$\bar{\sigma}_a = \min\left\{\frac{2}{3} \sigma_{su}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right\}.$$

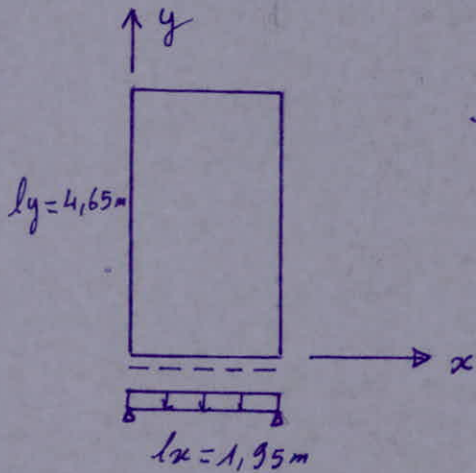
$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 8,8 \cdot 10^{-3}}{8(1 + 10 \times 8,8 \cdot 10^{-3})} = 2426,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{w}_f = \frac{A}{26d} = 8,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2.$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm} > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  vérifiée  
donc Pas de risque de fissuration.

## Etude du panneau de dalle 4'

la dalle présente une continuité suivant l'appui.



$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,95}{4,65} = 0,42 > 0,4$$

la dalle travaille dans les 2 sens  $x$  et  $y$ .

### 1. Détermination des charges.

On a un plancher logement :  $G = 660 \text{ kg/m}^2$ .

$$P = 175 \text{ kg/m}^2$$

$$q = G + 1,2P = 870 \text{ kg/m}^2$$

### 2. Calcul des efforts.

#### a. moments isostatiques.

$$\alpha = 0,42 \rightarrow \mu_x = 0,113 \text{ et } \mu_y = 0,261$$

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,113 \times 0,870 \times 1,95^2 = 0,137 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,261 \times 0,137 = 0,036 \text{ t.m/ml}$$

#### b. Répartition des efforts.

- dans le sens de la petite portée  $l_x$ .

$$M_{tx} = M_{0x} = 0,137 \text{ t.m/ml}$$

$M_{ex} = M_{vx} = 0$  pour le ferrailage on prendra un moment forfaitaire :

$$M_{ex} = M_{vx} = 0,15 M_{0x} = 0,021 \text{ t.m/ml}$$



- dans le sens de la grande portée  $l_y$ .

$$M_{ty} = 0,9 \cdot M_{oy} = 0,9 \times 0,1096 = 0,1086 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ey} = 0,7 \max(M_{ox}, M_{oy}) = 0,7 \cdot M_{ox} = 0,26 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{wy} = 0,15 M_{oy} = 0,10144 \text{ t.m/ml.}$$

### 3. Ferraillage.

le ferraillage se fera pour une section de dimensions  $100 \times 13$  par la méthode de P. CHARON.

- Armatures inférieures: en travée.

b x h	$M$ t.m/ml	$\mu$	K	$\frac{\sigma}{f_{yk}}$	w%	$A$ cm <sup>2</sup> /ml	Ferraillage.
13 x 100	0,137	0,10179	69,5	40,3	0,128	1,344	5T8/ml $A = 2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm.}$
	0,1086	0,10051	138	20,3	0,10355	0,133	5T8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm.}$

- Armatures supérieures: sur appui.

b x h	$M$ t.m/ml	$\mu$	K	$\sigma_b$	w%	$A$ cm <sup>2</sup> /ml	Ferraillage
13 x 100	$M_{ex} = M_{oy}$ $= 0,055$	0,10026	200	14	0,10174	0,118	5T8/ml $A = 2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm.}$
	$M_{ey} =$ 0,126	0,1015	77	36,4	0,106	1,077	5T8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$
	$M_{wy} =$ 0,10144	0,100085	360	77	0,10055	0,1052	5T8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm.}$

### 4. Verifications.

a- Contraintes: vérifiées: voir tableaux.

b- flèche.

la justification de la flèche est inutile si:

$$\frac{h_0}{l_n} > \frac{M_E}{20 M_0} \quad \text{et} \quad \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}}$$



on a donc:

$$\frac{13}{195} = 0,066 > \frac{M_{ox}}{20000} = 0,05 \text{ et } \frac{2,51}{100 \times 10,5} = 2,3 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4 \cdot 10^{-3}$$

les conditions sont vérifiées donc la flèche est vérifiée

c. Espacement admissible:  $\bar{t}$

$$t_x \leq \min(3h_0, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.} \quad \text{avec } h_0 = 13 \text{ cm.}$$

$$t_y \leq \min(4h_0, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm.}$$

dans tous les cas on a  $t < \bar{t}$  vérifié.

d. Condition de non fragilité.

$$A_x \geq 0,169 \frac{b \cdot h_x}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{e}{2}\right) \bar{\sigma}_b = 0,169 \times 100 \times \frac{10,5}{4200} \left(1 - \frac{0,42}{2}\right) \times 5,9 = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_y \geq 0,169 \frac{b \cdot h_y}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+e}{4}\right) \bar{\sigma}_b = 0,169 \times 100 \times \frac{9,5}{4200} \left(\frac{1+0,42}{2}\right) \times 5,9 = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,8 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$A_y = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,65 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

e. Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min\left\{\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2)\right\}.$$

$$\sigma_1 = 1777,9 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{avec } \tilde{w}_f = \frac{A}{2bd} = 6,3 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 3192,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3192,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_a = \min(2800, 3192,9) = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

donc pas de risque de fissuration.



# CALCUL DES NERVURES.

## Introduction.

Nos planchers sont à surcharges modérées  $G > 1,5 P$ .  
On calculera les moments en travée et aux appuis par la méthode forfaitaire exposée dans l'article 55 du CCBA 68. Notre structure comporte trois types de nervures.

Type 1: nervures à trois travées

1-a - nervures à 3 travées plancher commerce.

1-b - nervures à 3 travées plancher logement.

Type 2: nervures à 2 travées, plancher logement.

Type 3: Nervures à une travée.

3-a - nervures à 1 travée plancher commerce.

3-b - nervures à 1 travée plancher logement.

## TYPE 1.a: Plancher commerce.

a- détermination des charges.

- charge permanente G.

$$\text{- plancher } 0,91 \times 3,3 = 2,34 \text{ t/ml}$$

$$\text{- retombée } 0,25(0,16 - 0,13) 2,5 = 0,29 \text{ t/ml}$$

---

$$G = 2,63 \text{ t/ml.}$$

- Surcharges P

$$P = 0,500 \times 3,3 = 1,65 \text{ t/ml.}$$

$$q = G + 1,2P = 2,63 + 1,2 \cdot 1,65 = 4,61 \text{ t/ml.}$$



## b. Calcul des efforts.

On utilise la condition donnée par l'article 55 CCBA 68

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$$

$M_e, M_w$  : moments aux appuis.

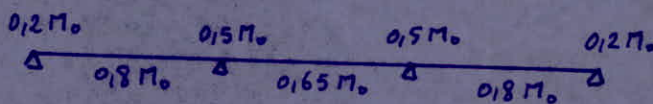
$M_0$  : moment isostatique =  $q \cdot \frac{l^2}{8}$ .

$M_t$  : moment en travée.

longueur  $l$  de la travée  $l = 6,60 - 0,40 = 6,20 \text{ m}$ .

le moment isostatique  $M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 4,61 \cdot \frac{6,2^2}{8} = 22,15 \text{ t.m}$ .

D'où les moments sur appuis et en travée.



$$0,2 M_0 = 4,43 \text{ t.m}$$

$$0,5 M_0 = 11,1 \text{ t.m}$$

$$0,65 M_0 = 14,4 \text{ t.m}$$

$$0,80 M_0 = 17,72 \text{ t.m}$$

## CALCUL DU FERRAILLAGE.

### 1. En travée

le calcul se fait pour une section en T.

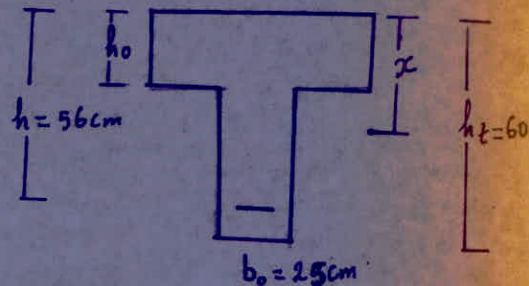
la largeur de la table de compression est :  $b = 2b_1 + b_0$ .

$$h = 56 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{l}{10} = \frac{620}{10} = 62 \text{ cm}$$

on prend  $b_1 = 60 \text{ cm}$

$$\text{soit } b = 2 \times 60 + 25 = 145 \text{ cm}.$$





On utilise la méthode de P. CHARON :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \quad \text{à partir des tableaux, on tire la valeur de } \alpha$$

Puis on calcule la hauteur de la partie comprimée  $x = \alpha \cdot h$ .

1) si  $x < h_0 = 13 \text{ cm} \rightarrow$  étude d'une section rectangulaire  
 $b = 145 \text{ cm} \quad h_f = 60 \text{ cm}$ .

2) si  $x > h_0 = 13 \text{ cm} \rightarrow$  étude d'une section en T.  
 d'où le tableau suivant donnant le ferrailage des sections en travée.

$\gamma$	$\gamma M_0$ t.m	$\mu$	$\alpha$	$x = \alpha \cdot h$ cm	$w \%$	K	$A$ cm <sup>2</sup> /ml	n $\phi$	$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )
0,8	17,72	0,0208	0,1899	10,63	0,148	64	12,02	4T20	12,56
0,65	14,4	0,0169	0,1724	9,65	0,120	72	9,75	2T20 2T16	10,30

$$\mu = \frac{15 M}{b \bar{\sigma}_a h^2} \quad A = \frac{w \cdot b \cdot h}{100} \quad b = 145 \text{ cm}$$

## 2- AUX APPUIS.

Le calcul se fait pour une section rectangulaire  $b \times h_f$   
 $b = 25 \text{ cm}$  et  $h_f = 60 \text{ cm}$  car la section tendue se trouve dans la partie supérieure de la nervure.

Moment résistant de la section :

$$M_{rn} = \bar{k} b h^2$$

$$\bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\alpha} (1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}) \bar{\sigma}'_b = \frac{1}{2} \cdot 0,423 (1 - \frac{0,423}{3}) \cdot 137 = 24,89$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,423$$

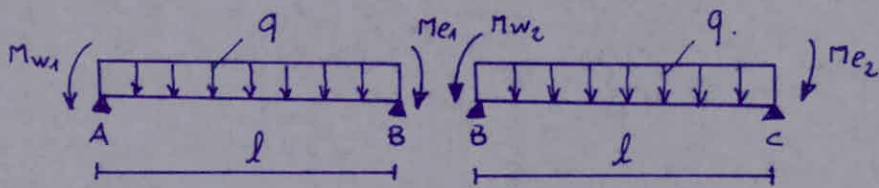
$$\text{d'où : } M_{rn} = \bar{k} b h^2 = 24,89 \cdot 25 \cdot 56^2 = 19,5 \text{ t.m.}$$

$M < M_{rn}$  donc pas d'aciers comprimés.

## Ferrailage.

$\gamma$	$\gamma M_0$ (t.m)	$\mu$	K	$\omega\%$	$A_{cm^2/ml}$	$n\phi$	$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )
0,2	4,43	0,0303	51,5	0,219	3,07	2T16	4,02 cm <sup>2</sup>
0,5	11,1	0,0758	29,6	0,568	7,96	4T16	8,04 cm <sup>2</sup>

## Effort Tranchant



$$\sum M / B = 0$$

$$R_A \cdot l - q \cdot \frac{l^2}{2} + M_{e1} - M_{w1} = 0 \Rightarrow R_A = \frac{M_{w1} - M_{e1}}{l} + q \cdot \frac{l}{2} = T_A$$

$$T_{Bq} = ql - R_A = ql - q \frac{l}{2} - \frac{M_{w1} - M_{e1}}{l} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{e1} - M_{w1}}{l}$$

de la même façon on obtient

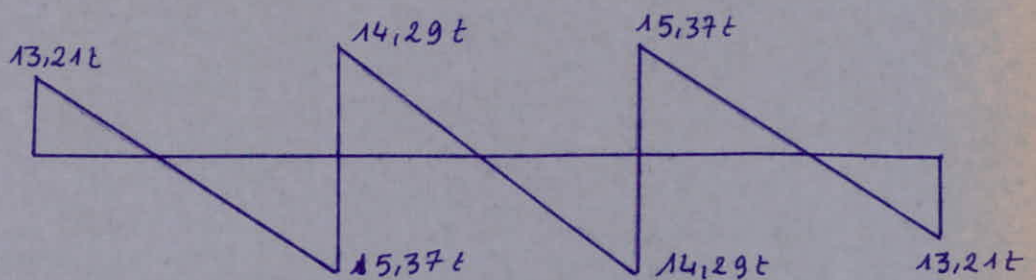
$$T_{Bd} = q \frac{l}{2} + \frac{M_{w2} - M_{e2}}{l}$$

$$A.N: T_A = 4,61 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{4,43 - 11,1}{6,2} = 13,21 t$$

$$T_{Bq} = 4,61 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{11,1 - 4,43}{6,2} = 15,37 t$$

$$T_{Bd} = 4,61 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{11,1 - 11,1}{6,2} = 14,29 t$$

d'où le diagramme de l'effort tranchant.





## Verifications.

### 1. condition de non fragilité.

$$A > \frac{0,69 b h \bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

a. sur appuis

$$A > \frac{0,69 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

b. en travée

$$A > \frac{0,69 \cdot 145 \cdot 56 \cdot 5,9}{4200} = 7,87 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

### 2. Flèche.

$$\text{Condition préliminaire : } \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$a. \frac{620 \cdot 0,8}{10} = 49,6 < 60 = h_t \quad \text{vérifiée}$$

$$b. \frac{620 \cdot 0,65}{10} = 40,3 < 60 = h_t \quad \text{vérifiée}$$

Puisque la condition préliminaire est vérifiée, donc  
on a bien  $f \leq \bar{f}_{adm}$

### 3. Condition de non fissuration.

il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} < \max(\sigma_1, \sigma_2)$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f}$$

$$\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd}$$

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

$$K = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\eta = 1,6$$

a. En travée.

A (cm <sup>2</sup> )	12156	10,30
$\bar{w}_f$	0,0628	0,0515
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4629	4079
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2019,5	2019,5
	max( $\sigma_1, \sigma_2$ ) > 2800	

b) Aux appuis

A cm <sup>2</sup>	9,04	4102
$\bar{w}_f$	0,0402	0,0201
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4301	2877
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2257,8	2257,8
	max( $\sigma_1, \sigma_2$ ) > 2800	

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

donc Pas de risque de fissuration.

4. Influence de l'effort tranchant.

Sur appui on vérifie la condition :

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} ; z = \frac{7}{8} h$$

d'où le tableau suivant :

M (t.m)	11,1	4,43
T (t)	15,37	13,21
M/z	22,6	9,04
T + M/z	7,86	< 0
A $\bar{\sigma}_a$	12,66	

vérifiée

l'armature inférieure n'est pas soumise à un effort de traction et par conséquent l'ancrage des barres n'est pas nécessaire



### 5. Condition d'adhérence.

on doit vérifier :  $\tau_d = \frac{T}{n P z} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ .

avec  $T = T_{max}$

$n$  : nbre de barre dans un lit.

$P$  : Périmètre adhérent.

$P = \pi \phi$  pour une barre isolée

$P = \phi(\pi + 1)$  pour 1 paquet de 2 barres.

$z = \frac{7}{8} h$ .  $\psi_d = 1,5$  acier H.A.

$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$ .

	4T16	2T16
$T_{max} (t)$	15,37	13,21
$n P$	20,10	10,05
$\tau_d (kg/cm^2)$	15,60	13,40
	$\tau_d < \bar{\tau}_d$	

## 6. armatures transversales.

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} \quad z = \frac{7}{8} \cdot h = 49 \text{ cm.}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{15,37 \cdot 10^3}{25 \cdot 49} = 12,56 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_{b_0}} \right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2\bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{29,6} = 94,6 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{d'où : } \bar{\tau}_d = \left( 4,5 - \frac{94,6}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 18,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \quad \text{c'est vérifié}$$

### Espacement. t



$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T}$$

$$A_t = a_t \cdot n$$

$$\Rightarrow a_t = \frac{T \cdot t}{\frac{7}{8} h \cdot \sigma_{at} \cdot n}$$

$n$  = nombre de courbes

$$\text{soit } n=4$$

$$T = 15,37 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

et pour un espacement  $t = 10 \text{ cm}$ .

$$a_t = \frac{15,37 \cdot 10^3 \cdot 10}{\frac{7}{8} \cdot 56 \cdot 1600 \cdot 4} = 0,49 \rightarrow 1 \phi 8 \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

$a_t \phi 8 = 0,5 \text{ cm}$ . donc on prend: 2 cadres  $\phi 8$ .

$$\bar{t} = \max \begin{cases} h \left( 1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 20,26 \text{ cm} \\ 0,2h = 11,2 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 20 \text{ cm.}$$

donc  $t < \bar{t}$



## TYPE 1.6: Plancher logement.

- détermination des charges.

\* charges permanentes.

$$\begin{aligned}
 & - \text{plancher } 0,66 \times 3,3 = 2,18 \text{ t/ml} \\
 & - \text{retombée } 0,25 (0,60 - 0,13) 2,5 = 0,3 \text{ , ,} \\
 & - \text{mur} = 1,28
 \end{aligned}$$

---


$$G = 3,76 \text{ t/ml}$$

\* Surcharges

$$- P = 0,175 \times 3,3 = 0,58 \text{ t/ml.}$$

$$q = G + 1,2P = 4,46 \text{ t/ml.}$$

Calcul des efforts.

on utilise la condition  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_0$ .

$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 4,46 \cdot \frac{6,2^2}{8} = 21,43 \text{ t.m}$$

d'où les moments sur appuis et en travée.

$$\begin{array}{ccccccc}
 0,2M_0 & & 0,5M_0 & & 0,5M_0 & & 0,2M_0 \\
 \triangle & & \triangle & & \triangle & & \triangle \\
 & 0,8M_0 & & 0,65M_0 & & 0,8M_0 & 
 \end{array}$$

## Calcul de Ferrailage.

1. En travée:

les résultats sont donnés sous forme de tableau.

$\gamma$	$\gamma M_0$ (t.m)	$\alpha$	$\mu$	$x = 2h$ (cm)	$\omega \%$	$K$	$A$ $\text{cm}^2/\text{m}$	$n \phi$	$A_{eff}$ ( $\text{cm}^2$ )
0,8	17,14	0,1735	0,0200	1015	0,144	6510	11,7	4T20	12,56
0,65	14	0,1705	0,0165	9,55	0,117	73	9,5	2T20 + 2T14	9,36

## 2. Aux Appuis:

comme précédemment on met les résultats sous forme de tableau

$\gamma$	$\gamma \frac{M_0}{l \cdot n}$	$\mu$	K	w%	A cm <sup>2</sup> /ml	n $\phi$	A <sub>eff.</sub> (cm <sup>2</sup> )
0,2	4,3	0,0294	52,5	0,212	2,96	2T16	4,02
0,5	10,7	0,0731	30,2	0,549	7,7	4T16	8,04

## Efforts Tranchants.

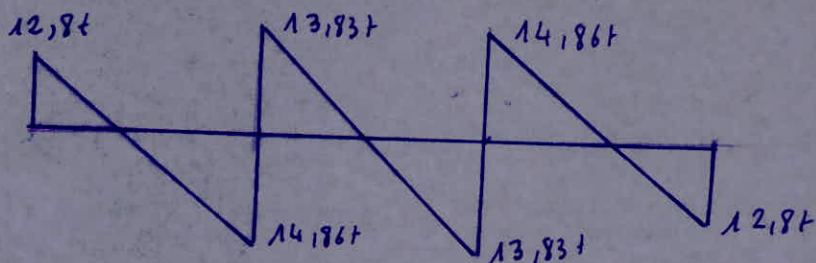
Par les expressions des efforts tranchants déterminées pour le plancher commerce, on a les valeurs suivantes pour le cas du plancher logement.

$$T_A = q \frac{l}{2} + \frac{\pi w_1 - \pi e_1}{l} = 12,8 t.$$

$$T_Bg = q \frac{l}{2} + \frac{\pi e_1 - \pi w_1}{l} = 14,86 t.$$

$$T_Bd = q \frac{l}{2} + \frac{\pi w_2 - \pi e_2}{l} = 13,83 t$$

d'où le diagramme des efforts tranchants:



## Vérifications

1. condition de non fragilité

$$A > 0,69 b \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}}$$

a) Aux appuis.

$$A > 0,69 \cdot 25 \cdot 56 \cdot 5,9 / 4200 = 1,36 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

b) En travée :  $A > 0,69 \cdot 145 \cdot 56 \cdot 5,9 / 4200 = 7,87 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$



## 2. Flèche

condition préliminaire.  $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$

a.  $620 \cdot \frac{0,18 M_0}{10 M_0} = 49,6 < 60 = h_t$  vérifiée

b.  $620 \cdot \frac{0,65 M_0}{10 M_0} = 40,3 < 60 = h_t$  vérifiée.

## 3. Condition de non fissuration

a. En travée

b. Aux appuis.

	4T20	2T20 + 2T14
A cm <sup>2</sup>	12,56	9,36
$\tilde{w}_f$	0,0628	0,0468
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4629	3825,6
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2019	2019,4
	max( $\sigma_1, \sigma_2$ ) > 2800	

	2T16	4T16
A cm <sup>2</sup>	4,02	8,04
$\tilde{w}_f$	0,0201	0,0402
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	2877	4301
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2257,8	2257,8
	max( $\sigma_1, \sigma_2$ ) > $\bar{\sigma}_a = 2800$	

Donc pas de risque de fissuration.

## 4. Influence de l'effort tranchant.

sur appui on vérifie  $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$ .

	0,12 M <sub>0</sub>	0,15 M <sub>0</sub>
M t.m	-4,3	-10,7
T (t)	12,8	14,86
M/3	-8,77	-21,84
A $\bar{\sigma}_a$	12,56	
T + M/3	4,03	< 0

la condition est vérifiée, donc l'ancrage n'est pas nécessaire.

### 5. Condition d'adhérence.

on doit avoir:  $\tau_d = \frac{T}{npz} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}$

d'où le tableau suivant:

	4T16	2T16
T (t)	14,86	12,8
np	20,10	10,05
$\tau_d$	15,08	12,99
	$\tau_d < \bar{\tau}_d$	

### 6. Armatures transversales.

$$\tau_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{14,86 \cdot 10^3}{25 \cdot 49} = 12,13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{30,2} = 92,7 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = \left( 4,5 - \frac{92,7}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 18,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifiée.}$$

donc les cadres sont  $\perp$  à la ligne moyenne.

$$\bar{\nu}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{eu} \quad \rho_{at} = \max \left( 1 - \tau_b / 9 \bar{\sigma}_b ; 2/3 \right) = \max (0,77 ; 2/3) = 0,77$$

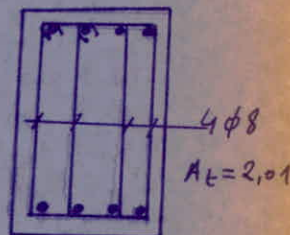
$$\Rightarrow \bar{\nu}_{at} = 0,77 \times 2400 = 1848 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\nu}_{at}}{T_{\max}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1848}{14,86 \cdot 10^3} = 12 \text{ cm.}$$

$$\bar{E} = \max \begin{cases} 0,2h = 11,2 \text{ cm} \\ h \left( 1 - 0,15 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 21,45 \end{cases}$$

$$\bar{E} = 21 \text{ cm.}$$

$$t < \bar{E}$$



on prend  $t = 12 \text{ cm}$  puis on utilise la série de caquot pour répartir les cadres.



## TYPE 2 - Plancher logement

### 1. détermination des charges

#### - charges permanentes

- plancher  $0,166 \times 3,3 = 2,18 \text{ t/ml.}$

- retombée  $0,25(0,16 - 0,13) 2,5 = 0,26 \text{ t/ml}$

- escaliers  $1,00 \text{ t/ml.}$

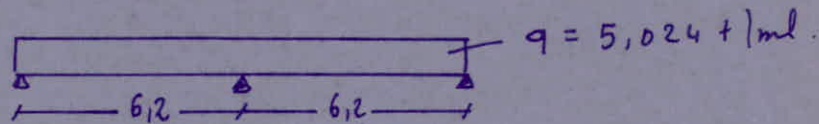
---

$G = 3,44 \text{ t/ml.}$

#### - Surcharges

$P = 0,14 \times 3,3 = 1,32 \text{ t/ml}$

$q = G + 1,2P = 5,024 \text{ t/ml.}$



$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 5,02 \cdot \frac{6,2^2}{8} = 24,14 \text{ t.m.}$

avec la condition  $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} > 1,15 M_0$  on détermine les moments aux appuis et en travée.

d'où :

$0,175 M_0 = 18,16 \text{ t.m}$

$0,16 M_0 = 14,5 \text{ t.m}$

$0,12 M_0 = 4,83 \text{ t.m}$

## 2. Calcul du ferrailage

1. En travée : les résultats sont donnés sous forme de tableau.

$\gamma$	$\gamma M_0$ t.m	$\mu$	$\alpha$	$\chi = \alpha h$ cm	$w$	$K$	$A$ cm <sup>2</sup> /ml	$n \phi$	$A_{eff}$ (cm <sup>2</sup> )
0,75	18,1	0,10243	0,1423	10,76	0,153	63	12,42	4T20	12,56

## 2. Aux appuis.

$\gamma$	$\gamma M_0$ t.m	$\mu$	K	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	w%	A cm <sup>2</sup> /ml	$n\phi$	A <sub>eff</sub> cm <sup>2</sup>
0,6	14,5	0,0991	24,9	145	0,755	10,37	2T20 2T16	10,3 cm <sup>2</sup>
0,2	4,83	0,033	4,9	57	0,239	3,35	2T16	4,02 cm <sup>2</sup>

### Effort Tranchant

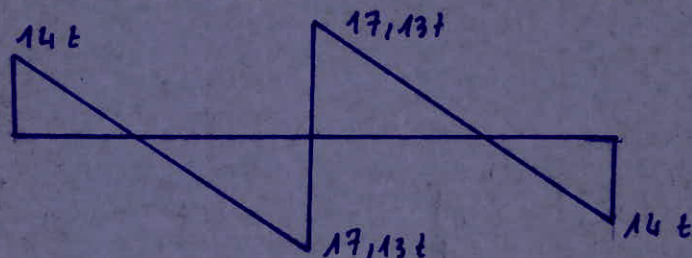
par les expressions déterminées précédemment on a:

$$T_1 = q \frac{l}{2} + \frac{M_{W1} - M_{e1}}{l} = 5,024 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{4,83 - 14,5}{6,2} = 14 \text{ t}$$

$$T_2 = q \frac{l}{2} + \frac{M_{e1} - M_{W1}}{l} = 5,024 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{14,5 - 4,83}{6,2} = 17,13 \text{ t}$$

$$T_3 = q \frac{l}{2} + \frac{M_{W2} - M_{e2}}{l} = 5,024 \cdot \frac{6,2}{2} + \frac{14,5 - 4,83}{6,2} = 17,13 \text{ t}$$

d'où le diagramme de l'effort tranchant.



### Vérifications

1. Condition de non fragilité.

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

a. aux appuis.

$$A > 0,69 \cdot 25 \cdot 56 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

b. En travée

$$A > 0,69 \cdot 145 \cdot 56 \cdot \frac{5,9}{4200} = 7,87 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$



## 2. Flèche.

condition préliminaire :

$$h_t > \frac{l}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 620 \cdot \frac{0,75}{10} = 46,5 < 60 = h_t \quad \text{Véifiée}$$

## 3. Condition de non fissuration.

a. En travée.

	4T20
A cm <sup>2</sup>	12,56
$\tilde{w}_f$	0,0628
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4629
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2019,5
$\max(\sigma_1, \sigma_2) > 2800$	

b. aux appuis.

	2T20+2T16	2T16
A cm <sup>2</sup>	10,3	4,02
$\tilde{w}_f$	0,0515	0,0201
$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	4079	3686,8
$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>	2019,5	2607
$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800$		

Donc pas de risque de fissuration

## 4. Influence de l'effort tranchant.

on doit vérifier :

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/3$$

A (cm <sup>2</sup> )	10,3	4,02
M (t.m)	14,5	4,83
T (t)	17,13	14
M/3	29,6	9,86
T+M/3	< 0	4,14
A $\bar{\sigma}_a$		12,65

la condition :  
 $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$  est vérifiée  
 donc l'ancrage n'est pas  
 nécessaire.



### 5. Condition d'adhérence.

$$\tau_d = \frac{T}{n p_3} \quad \text{avec } \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

	2T20+2T16	2T16
$T_{\max} (t)$	17,13	14
$n p$	25,13	10,05
$\tau_d$	13,90	14,21
	$\tau_d < \bar{\tau}_d$	

### 6. Armatures Transversales.

$$\tau_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{17,13 \cdot 10^3}{25 \cdot 49} = 14 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{24,9} = 112,5 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où: } \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{112,5}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 16,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b = 16,86 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérfifié.}$$

### Espacement des armatures.

on prend 2 cadres  $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2.$

$$t_{\text{réel}} = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \quad \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1600}{17,13 \cdot 10^3} = 9 \text{ cm.}$$

$$\bar{t}_{\max} \begin{cases} 0,12h = 11,2 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,13 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 16 \text{ cm.} \end{cases} \quad \bar{t} = 16 \text{ cm}$$

on a  $t < \bar{t}$ .

on prend  $t = 9 \text{ cm}$  à partir de l'appui puis on disposera les cadres selon la série de caquot.



### TYPE 3. Nervure à 1 travée.

1. détermination des charges : Plancher Commerce.

- charges permanentes

$$\bullet \text{ plancher : } 0,71 \times 3,3 = 2,34 \text{ t/ml.}$$

$$\bullet \text{ retombée : } 0,125(0,160 - 0,13) \cdot 2,15 = 0,13 \text{ t/ml.}$$

$$G = 2,64 \text{ t/ml.}$$

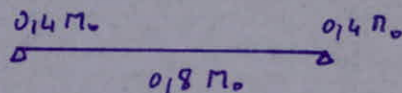
- Surcharges.

$$P = 0,5 \cdot 3,3 = 1,65 \text{ t/ml.}$$

$$q = G + 1,2P = 4,62 \text{ t/ml.}$$

2. Calcul des efforts.

on considère la poutre semi-encastree au niveau des appuis.



$$M_0 = q \cdot \frac{l^2}{8} = 4,62 \cdot \frac{0,8^2}{8} = 22,2 \text{ t.m.}$$

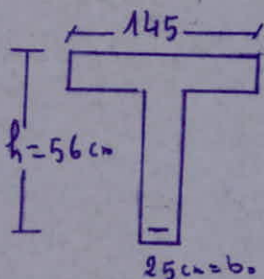
$$0,8 M_0 = 17,76 \text{ t.m}$$

$$0,4 M_0 = 8,9 \text{ t.m.}$$

3. Ferraillage.

a. En travée

le calcul se fait pour une section en T.



$$I_{130\text{cm} \times h_0} \quad \mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 17,76 \cdot 10^5}{2800 \cdot 145 \cdot 56^2} = 0,0209$$

$$\Rightarrow d = 0,1899 \quad K = 64 \quad w = 0,148.$$

$$x = d \cdot h = 10,63 < h_0 = 13\text{cm} \Rightarrow s^{\circ} \text{ rectangulaire}$$

$$A = \frac{w b h}{100} = \frac{0,148 \cdot 145 \cdot 56}{100} = 12,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } L T 20 \rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$$

## b. Sur appui

le calcul sera fait pour une section rectangulaire  
de dimensions :  $b = 25 \text{ cm}$   $h_t = 60 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 8,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 25 \cdot 56^2} = 0,0608 \Rightarrow \begin{cases} k = 33,9 \\ w = 0,453 \end{cases}$$

d'où :

$$A = \frac{w \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,453 \cdot 25 \cdot 56}{100} = 6,34 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,34 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T20 \rightarrow A_{eff} = 6,28 \text{ cm}^2$$

## Verifications

### 1. Contraintes

. travée :  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{64} = 43,75 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

. appui :  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{33,9} = 82,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

Vérifiée

### 2. Flèche

$$\frac{h_t}{l} = \frac{60}{620} = 0,097 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,08 \quad \text{Vérifiée}$$

Pas de justification de la flèche.

### 3. Condition de non fragilité

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

- En travée :

$$A > 0,69 \cdot 145 \cdot 56 \cdot \frac{5,9}{4200} = 7,87 \text{ cm}^2$$

- Sur appui

Vérifiée

$$A > 0,69 \cdot 25 \cdot 56 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2$$



#### 4. Condition de non fissuration.

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

- En travée.  $A = 12,56 \text{ cm}^2$   $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{12,56}{2 \times 14 \times 24} = 0,0628$

d'où :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot \frac{0,0628}{1 + 10 \cdot 0,0628} = 4629 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot 5,9} = 2019,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4629 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où :  $\bar{\sigma}_a = 2800 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4629 \text{ kg/cm}^2$   
Vérifiée

#### Sur appuis.

$$A = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,0314.$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot \frac{0,0314}{1 + 10 \cdot 0,0314} = 2867,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{20} \cdot 5,9} = 2019,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 2867,6 \text{ kg/cm}^2.$$

d'où :  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 < \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2867,6 \text{ kg/cm}^2$   
Vérifiée

donc pas de risque de fissuration.

## 5. Armatures Transversales.

effort tranchant :  $T_{\max} = q \cdot \frac{l}{2} = 4,62 \cdot \frac{6,2}{2} = 14,32 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_0 \cdot z} = \frac{14,32 \cdot 10^3}{25 \cdot 49} = 11,7 \text{ kg/cm}^2.$$

sur appui :

$$\sigma'_b = 82,6 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}_b = 19,4 \text{ kg/cm}^2$$

on a :  $\tau_b < \bar{\tau}_b$  vérifié.

## Calcul des espacements.

$$t_{\text{réel}} = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_a}{T_{\max}} \quad \text{on prend 2 cadres } \phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$t_{\text{réel}} = \frac{2,01 \cdot 49 \cdot 1600}{14,32 \cdot 10^3} = 11 \text{ cm.}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 11,2 \text{ cm} \\ h \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 56 \left( 1 - 0,3 \cdot \frac{11,7}{5,9} \right) = 22,7 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\bar{t} = 22 \text{ cm}$$

on a :  $t < \bar{t}$ .

on prend  $t = 11 \text{ cm}$  et on fait la répartition des cadres suivant la série de CAQUOT.

## 6. Influence de l'effort tranchant.

$$T + M/3 = 14,32 - \frac{8,9 \cdot 10^2}{49} = -3,8 < 0.$$

on a :  $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$  ancrage non nécessaire.



## CALCUL DU POTELET

Le potelet est un poteau de faibles dimensions et supportant des charges relativement importantes. Il est utilisé pour éviter les consoles des terrasses ou balcons. Le potelet est ferroillé sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre :  $G + 1,2P$ .

Charges reprises par le potelet.

1- charges permanentes

$$G = 2 \times 3,3 \times 0,53 + 0,5 \times 3,90 \times 0,53 + \frac{6,60 \times 3,90}{2} \times 0,72 = 13,8 \text{ t}$$

2- Surcharges

$$P = 0,200 \times \frac{6,60 \times 3,90}{2} = 2,57 \text{ t}$$

$$G + 1,2P = 17 \text{ t}$$

Calcul de l'élancement.

$$\lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{l_c}{\sqrt{I/A}} \text{ avec } l_c = l_0 = 3,5 \text{ m potelet articulé}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} \quad A = b \cdot h \quad \text{d'où : } \frac{I}{A} = \frac{bh^3}{12 \cdot b \cdot h} = \frac{h^2}{12}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{\sqrt{\frac{h^2}{12}}} = \frac{l_0 \sqrt{12}}{h} = \frac{350 \sqrt{12}}{30} = 40,4 < 50$$

$\lambda < 50$  donc le flambement n'est pas à craindre.

## Calcul des armatures longitudinales.

$$\sigma_m = \frac{N}{B} = \frac{17 \cdot 10^3}{30 \times 30} = 18,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b_0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ pas d'acier comprimé

Cependant on doit mettre la quantité minimale donnée par la relation suivante :

$$w' \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma_m}{\bar{\sigma}_{b_0}'} = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \frac{N'}{B'} \cdot \frac{1}{\bar{\sigma}_{b_0}'}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ poteau de façade}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{350}{4 \times 30 - 2 \times 3} = 4,07$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,51$$

$$\text{d'où : } w' = \frac{A'}{B'} \Rightarrow A' = w' B'$$

$$A' = B' w' = \frac{1,25}{1000} \times 1,4 \times 4,07 \times 1,51 \times \frac{17 \cdot 10^3}{30 \times 30} \times \frac{1}{68,5} = 2,66 \text{ cm}^2$$

$$w' = \frac{A'}{B'} \Rightarrow A' = w' B' = 2,66 \text{ cm}^2$$

on prendra : 4T12 → A<sub>eff</sub> = 4,52 cm<sup>2</sup>

## Aciers transversaux.

$$t = \min \begin{cases} (100 \phi_t - 15 \phi_l) \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) = (100 \times 0,4 - 15 \times 1,2) \left(2 - \frac{18,9}{68,5}\right) = 72 \\ 15 \left(2 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \phi_{l_{min}} = 15 \left(2 - \frac{18,9}{68,5}\right) 0,6 = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t = 15 \text{ cm.}$$

on prend des cadres  $\phi_6$  avec un espacement de 15 cm.



## Calcul des escaliers

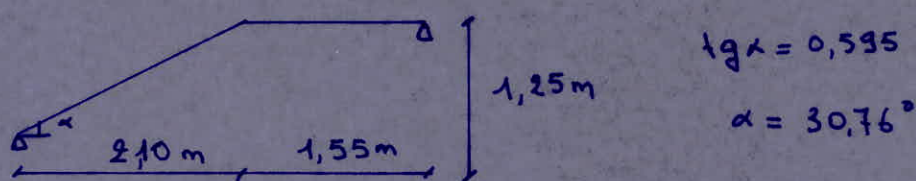
### Introduction

L'escalier à calculer est à paillasse adjacentes, comportant huit marches de 30 cm de largeur et 15,6 cm de hauteur pour les niveaux (89 ÷ 99).

Cet escalier sera coulé sur place.

Vue la grande portée de l'escalier il a été nécessaire de mettre des appuis supplémentaires constitués par des poutres noyées.

### Schema statique.



predimensionnement ; 1) La paillasse (e)

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

$$L = l + 155 \text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$13,3 \leq e \leq 19,9$$

on prend  $e = 15 \text{ cm}$

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

$$g = 30 \text{ cm}$$

} on doit vérifier la relation  $2h + g = 64 \text{ cm}$

$$\text{on a } 2h + g = 2 \times 15,6 + 30 = 61,2 \text{ cm} \quad \text{vérifiée}$$

pour le palier on prend  $e' = 17 \text{ cm}$ .

## Les charges et les surcharges.

### \* palier

$$q_2 = 0,585 \text{ t/m}^2 \quad \text{trouvé précédemment}$$

### \*\* paillassé

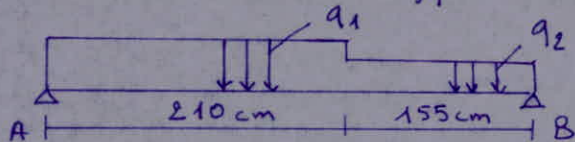
marbre	3 cm		0,084 t/m <sup>2</sup>
mortier	2 cm		0,04 t/m <sup>2</sup>
dalle	15 cm	$\frac{0,15 \times 2,5}{0,859}$	0,436 t/m <sup>2</sup>
marche		$0,156 \times 0,5 \times 2,5$	0,195 t/m <sup>2</sup>
enduit	2 cm	$\frac{0,02 \times 1,8}{0,859}$	0,042
			$\underline{q_1 = 0,797 \text{ t/m}^2}$

donc on a

$$q_1 = q_1 + 1,2P = 0,797 + 1,2 \times 0,4 = 1,27 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{paillassé}$$

$$q_2 = q_2 + 1,2P = 0,585 + 1,2 \times 0,4 = 1,065 \text{ t/m}^2 \rightarrow \text{palier}$$

## Détermination des efforts.



$$\text{RDM} \rightarrow R_A = 2,26 \text{ t/ml} \quad R_B = 2,07 \text{ t/ml}$$

### Moment flechissant

$$*/ 0 \leq x \leq 2,10$$

$$M(x) = 2,26x - 1,27 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,1) = 1,93 \text{ tm/ml} \end{cases}$$

$$T(x) = 2,26 - 1,27x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 2,26 \text{ t/ml} \\ T(2,1) = -0,42 \text{ t/ml} \end{cases}$$

$$M^{\max} = M(1,77) = 2 \text{ tm/ml}$$

$$*/ 0 \leq x \leq 1,55$$



$$M(x) = 2,07x - 1,065 \frac{x^2}{2} \rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,55) = 1,93 \text{ t m/ml} \end{cases}$$

$$T(x) = 2,07 - 1,065x \rightarrow \begin{cases} T(0) = 2,07 \text{ t/ml} \\ T(1,55) = 0,42 \text{ t/ml} \end{cases}$$

### Ferraillage

Le calcul sera fait par la méthode de P Charon

$$M = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 2 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,047 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} k = 39,4 \\ \varepsilon = 0,908 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,908 \cdot 15} = 5,24 \text{ cm}^2$$

Soit  $7T_{10}/\text{ml} \rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2$  avec  $e = 15 \text{ cm}$

### Armature de repartition.

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,24}{4} = 1,31 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T_8/\text{ml} \text{ avec } e = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{39,4} = 71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires  
Dans le lit supérieur, on prendra aussi des  
armatures de repartition (chopeaux):  $5T_8/\text{ml}$ .

### Verifications

#### 1°) contraintes

$$w = \frac{100A}{b \times h} = \frac{100 \times 5,49}{100 \times 15} = 0,366 \xrightarrow{\text{tab}} \varepsilon = 0,9064$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{2 \cdot 10^5}{5,49 \cdot 0,9064 \cdot 15} = 2679 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

#### 2°) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,45 \text{ cm}^2 \quad A = 5,49 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \quad \checkmark$$

Verifié

### 3°) condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\omega = \frac{A}{Bf} = \frac{5,49}{2 \times 100 \times 15} = 0,0137$$

$$\sigma_1 = 2891 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{on a } \max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration

### 4°) Effort tranchant

on doit vérifier

$$\tau_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b \omega} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b^{\max} = \frac{2,26 \times 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \times 15} = 1,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \quad \text{vérifié}$$

### 5°) fleche

La valeur de la fleche à mi-travée est donnée par:

$$f = \frac{5 q l^4}{384 EI} \quad \text{Arct 61 CCBA 68}$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$E_i = 345065,2 \text{ kg/cm}^2$$

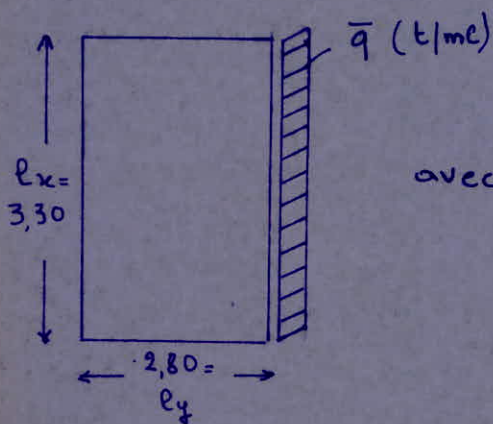
$$f = 0,30 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{365}{500} = 0,73$$

$$f < \bar{f} \quad \text{vérifié}$$



## calcul de palier



Convention  $l_x // \bar{q}$   
avec  $\bar{q} = R_A = 2,26 \text{ t/ml}$ .

D'après le livre bulgare (p 494) intitulé construction en béton armé Nissimov H.

on calcule  $q_0$

$$q_0 = \eta \frac{\bar{q}}{l_y} \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{280}{330} = 0,85 \xrightarrow{\text{tab}} \eta = 1,244$$

$$q_0 = 1,244 \times \frac{2,26}{2,8} = 1 \text{ t/m}^2$$

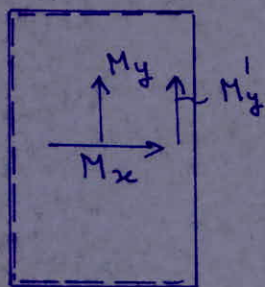
Charge totale qui s'exerce sur le palier.

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{palier}} + q_0$$

$$q_{\text{palier}} = 0,585 + 1,2 \times 0,4 = 1,065 \text{ t/m}^2$$

$$q_{\text{tot}} = 1,065 + 1 = 2,065 \text{ t/m}^2$$

On calcule les moments d'après le livre russe (p 711) intitulé construction en béton armé

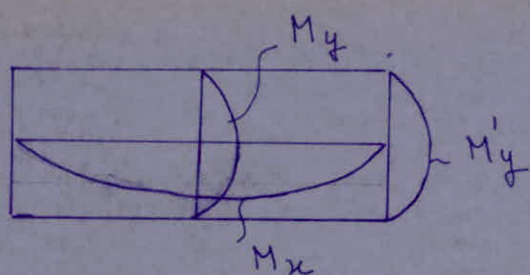


Dans ce cas  $l_y //$  à la charge.

$M_y$ : moment dans la direction de  $y$ .

$M_x$ : moment dans la direction de  $x$ .

$M'_y$ : moment s'exerçant sur le cote libre du palier.



on calcule  $\lambda$

$$\lambda = \frac{r_x}{r_y} = \frac{280}{330} = 0,848$$

D'après ce livre on tire les coefficients suivants

$$\lambda = 0,8 \Rightarrow \begin{aligned} k_x &= 0,0207 \\ k_y &= 0,0580 \\ k'_y &= 0,0922 \end{aligned}$$

Calcul des moments

$$M_x = k_x q_t l_y^2 = 0,465 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = k_y q_t l_y^2 = 1,30 \text{ tm/ml}$$

$$M'_y = k'_y q_t l_y^2 = 2,07 \text{ tm/ml}$$

Le ferrailage :

Le ferrailage se fait d'après la méthode p. charan

$b \times h$ cm <sup>2</sup>		M (tm/ml)	M	k	$\sigma'_b$ kg/l <sup>2</sup>	$\omega\%$	A(cm <sup>2</sup> )	ferrailage
100,17	$M_x$	0,465	0,011	91,5	30,6	0,077	1,15	5T <sub>10</sub> /ml e=20cm
	$M_y$	1,3	0,0309	51	54,9	0,223	3,34	6T <sub>10</sub> /ml e=17cm
	$M'_y$	2,07	0,0493	38,6	72,5	0,363	5,44	9T <sub>10</sub> /ml e=13cm

Remarque :

Dans le lit supérieur on prendra des armatures constructives (chapeaux) soit 5T<sub>8</sub>/ml avec e=20cm.



## Verifications

### 1°) contraintes

$$\omega = \frac{100A}{b \times h} = \frac{100 \times 3,92}{100 \times 15} = 0,261 \xrightarrow{f_{ab}} \begin{cases} \mu = 46,6 \\ \varepsilon = 0,9188 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,465 \cdot 10^5}{3,92 \times 0,9188 \cdot 15} = 860 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ verifie'}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\mu} = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifie'}$$

### 2°) Condition de non fragilite'

$$A \geq 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \frac{b \times h}{\sigma_{cn}} = 0,69 \times 5,9 \cdot \frac{100 \times 15}{4200} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \text{ verifie'}$$

### 3°) condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn}, \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} \right\}$$

$$\omega = \frac{A}{e b d} = 9,810^{-3}$$

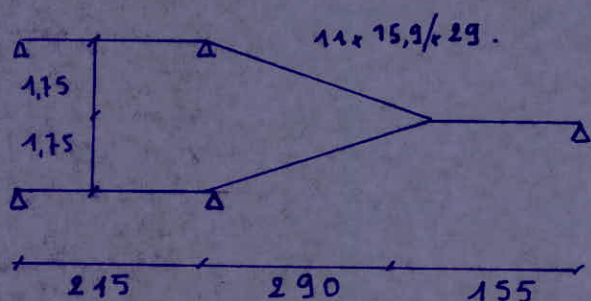
$$\sigma_1 = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

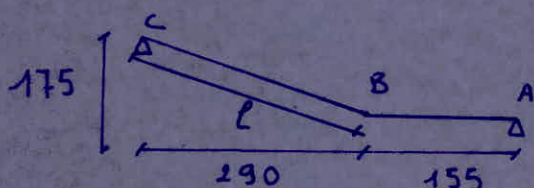
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration.

## Calcul des escaliers: du niveau 99 ÷ 113 /



### schéma statique



$$\operatorname{tg} \alpha = 0,60$$

$$\alpha = 31,10$$

$$\cos \alpha = 0,856$$

### predimensionnement

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 17,5 \text{ cm} \\ g = 29 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Verification de la relation de Blondel -

$$59 \leq 2h + g \leq 64 \Rightarrow 2h + g = 60,8 \text{ cm Verifiée.}$$

détermination de l'épaisseur du palier et de la pailasse.

#### palier

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec } L = l + BA = 494 \text{ cm}$$

$$0,16 \leq e \leq 0,24 \quad \text{on prend } e = 17 \text{ cm}$$

pour la pailasse on prend  $e' = 15 \text{ cm}$

### charges et surcharges

#### palier

- marbre 3cm	$0,03 \times 2,8$	$0,084 \text{ t/m}^2$
- mortier 2cm	$0,02 \times 2,0$	$0,04 \text{ t/m}^2$

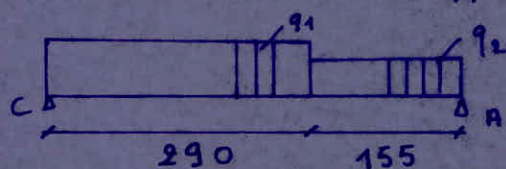


dalle 17 cm	$0,17 \times 2,50$	$0,425 \text{ t/m}^2$
enduit 2 cm	$0,02 \times 1,8$	$0,036 \text{ t/m}^2$
		$q_2 = 0,585 \text{ t/m}^2$

### Palasse

marbre 3 cm		$0,084 \text{ t/m}^2$
mortier 2 cm		$0,040 \text{ t/m}^2$
marche	$0,5 \times 0,159 \times 2,5$	$= 0,199 \text{ t/m}^2$
dalle 15 cm	$0,15 \times \frac{2,5}{0,856}$	$= 0,438 \text{ t/m}^2$
enduit 2 cm	$0,02 \times \frac{1,80}{0,856}$	$= 0,042 \text{ t/m}^2$
		$q_1 = 0,803 \text{ t/m}^2$

### Determination des efforts



Les surcharges sont estimées à  $p = 400 \text{ kg/m}^2$

$$q_1 = G_1 + 1,2p = 0,803 + 1,2 \times 0,4 = 1,28 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = G_2 + 1,2p = 0,585 + 1,2 \times 0,4 = 1,065 \text{ t/m}^2$$

$$\text{RDM} \rightarrow R_C = 2,79 \text{ t/ml} \quad , \quad R_A = 2,58 \text{ t/ml}$$

### Moment flechissant

$$*) \quad 0 \leq x \leq 2,90 \text{ m}$$

$$M(x) = 2,79x - 1,28 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(2,9) = 2,7 \text{ tm/ml} \end{cases}$$

$$M_{\text{mar}} = M(2,17) = 3 \text{ tm/ml}$$

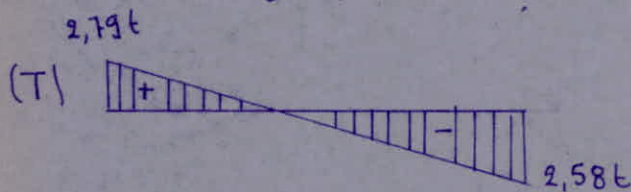
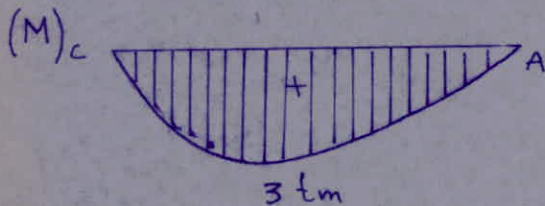
$$T(x) = 2,79 - 1,28x \quad \Rightarrow \quad T(0) = 2,79 \text{ t/ml}$$

$$* 0 \leq x \leq 1,55$$

$$M(x) = 2,58x - 1,065 \frac{x^2}{2} \quad \Rightarrow \quad M(1,55) = 2,72 \text{ tm/ml}$$

$$T(x) = 2,58 - 1,065x \quad \Rightarrow \quad T(1,55) = 0,93 \text{ t/ml}$$

### Diagramme des efforts



Le ferraillage se fait par la méthode de P. Charon.

$$M = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b R^2} = \frac{15 \times 3,0 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 15^2} = 0,0721 \xrightarrow{\text{tab}} \begin{cases} k = 30,5 \\ \varepsilon = 0,8901 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon R} = \frac{3 \times 10^5}{2800 \times 0,89 \times 15} = 8,10 \text{ cm}^2$$

soit 8T<sub>12</sub>/ml  $\rightarrow$  A = 9,04 cm<sup>2</sup> avec e = 13 cm

### Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{8,10}{4} = 2,02 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T_8/\text{ml}, e = 20 \text{ cm}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,5} = 91,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Dans le lit supérieur on mettra aussi des chapeaux soit 5T<sub>8</sub>/ml.



## \* Verifications

### 1) Contraintes

$$\omega = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 9,04}{100 \cdot 15} = 0,602 \xrightarrow{\text{tab}} \epsilon = 0,8853$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{3 \cdot 10^5}{9,04 \cdot 0,8853 \cdot 15} = 2524 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

verifié

### 2) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 9,04 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

### 3) Condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$\omega = \frac{A}{B_f} = \frac{9,04}{2 \cdot 100 \cdot 12} = 0,0226$$

$$\sigma_1 = 3686 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc pas de risque}$$

de fissuration.

### 4) Effort tranchant

$$\tau_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot h} = \frac{2,79 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 15} = 2,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{max} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ verifié}$$

### 5) flèche

$$f = \frac{59 l^4}{384 EI}$$

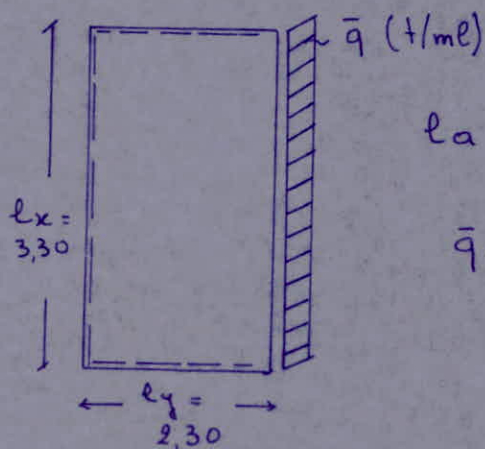
$$I = \frac{b h^3}{12} = 28125 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 0,67 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 0,89$$

$$\Rightarrow f < \bar{f} \text{ verifié}$$

## calcul du palier (niveau 99 ÷ 113)



La convention est que  $l_x // \bar{q}$

$$\bar{q} = R_c = 2,79 \text{ t/ml}$$

### calcul de $q_0$

$$q_0 = \eta \bar{q} \text{ [t/m}^2\text{]}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{230}{330} = 0,7 \xrightarrow{\text{tab}} \eta = 1,313$$

-d'où

$$q_0 = 1,313 \cdot \frac{2,79}{2,30} = 1,6 \text{ t/m}^2$$

Charge totale que  $\Delta$  exerce sur le palier

$$q_{\text{tot}} = q_{\text{ps}} + q_0 = 1,065 + 1,6 = 2,665 \text{ t/m}^2$$

calcul des moments. (d'après le livre russe)

\* calcul des coefficients  $k_x, k_y, k'_y$  à partir de  $\lambda$

on a

$$\lambda = 0,7 \Rightarrow \begin{cases} k_x = 0,0198 \\ k_y = 0,0505 \\ k'_y = 0,0848 \end{cases}$$

-d'où

$$M_x = k_x q_t l_y^2 = 0,575 \text{ tm/ml}$$

$$M_y = k_y q_t l_y^2 = 1,466 \text{ tm/ml}$$

$$M'_y = k'_y q_t l_y^2 = 2,46 \text{ tm/ml}$$



Le ferrailage se fait d'après la méthode de P. Charon

$b \cdot h$ cm <sup>2</sup>		M tm	$\mu$	K	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	w%	A cm <sup>2</sup>	ferrailage
100,17	$M_x$	0,575	0,0136	81,5	34,4	0,095	1,43	5T10/ml e = 20 cm
	$M_y$	1,466	0,0349	47,6	58,82	0,252	3,78	6T10 e = 17
	$M'_y$	2,46	0,058	34,7	80,7	0,435	6,52	9T10/ml e = 12 cm

Remarque

Dans le lit supérieur on mettra des armatures constructives (chapeaux selon l'art. 14) soit 5T8/ml, avec e = 20 cm.

Verifications

1°) Contraintes

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100,15} = 0,261 \xrightarrow{\text{Tab}} \begin{cases} k = 46,6 \\ \varepsilon = 0,9188 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,575 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,9188 \cdot 15} = 1064 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

2°) condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{\sigma_b}{\sigma_{cn}} b h = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,45 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

4°) condition de non fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{cn}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\}$$

$$w = \frac{A}{2bd} = \frac{3,92}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration

flèche

D'après la méthode de calcul roumaine on a une flèche maximale au bord libre de la dalle dont la valeur est :

$$f = k_0 (1 - \nu^2) \frac{q a^3}{E \nu^3}$$

$$k_0 = f(a) = f\left(\frac{b}{a}\right) = 0,69 \longrightarrow k_0 = 0,3158$$

$\nu$  : coefficient de poisson  $\nu = 0,15$ .

$q$  : réaction d'appui au bord de la dalle  $q = 2,79 \text{ t/ml}$ .

$a$  : longueur du palier.

d'où

$$f = 0,3158 (1 - 0,15^2) \frac{26,65 \cdot 330^3}{0,15^3 \times 345065,2} = 902$$

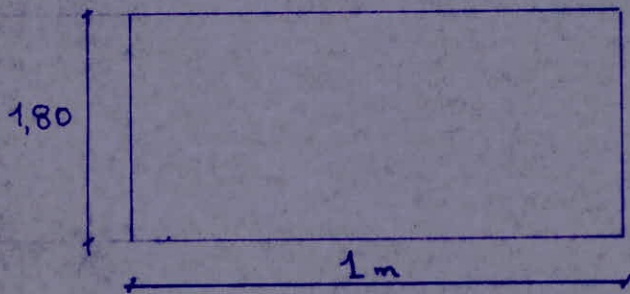
$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \text{ vérifié}$$



## Calcul du deuxième type d'escalier.

Ce type d'escaliers relie les blocs G1 et G2



$$\cos \alpha = 0,91$$

$$\beta = \frac{L_x}{L_y} =$$

### prédimensionnement

$$\left. \begin{array}{l} h = 15 \text{ cm} \\ g = 33 \text{ cm} \end{array} \right\} 2h + g = 63 \text{ cm}$$

La relation de Blondel  $2h + g_1 = 64 \text{ cm}$  est vérifiée

on prendra comme épaisseurs :

\* pour le palier :  $e = 17 \text{ cm}$

\* pour la pailleasse :  $e = 15 \text{ cm}$

Charges et surcharges

### palier

- marche 3 cm	$0,03 \times 2,8$	$= 0,084 \text{ t/m}^2$
- mortier 2 cm	$0,02 \times 2,00$	$= 0,040 \text{ t/m}^2$
- dalle 17 cm	$0,17 \times 2,5$	$= 0,425 \text{ t/m}^2$
- enduit 2 cm	$0,02 \times 1,80$	$= 0,036 \text{ t/m}^2$
		$g = 0,585 \text{ t/m}^2$

### pailleasse

- marche de 3 cm		$0,084 \text{ t/m}^2$
- mortier 2 cm		$0,040 \text{ t/m}^2$



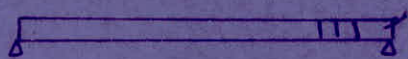
- marche  $0,5 \times 0,33 \times 2,5 = 0,4125 \text{ t/m}^2$
  - dalle 15cm  $\frac{0,15 \times 2,5}{0,91} = 0,412 \text{ t/m}^2$
  - enduit 2cm  $\frac{0,02 \times 1,8}{0,91} = 0,04 \text{ t/m}^2$
- $g_p = 0,988 \text{ t/m}^2 = 1 \text{ t/m}^2$

### Determination des efforts

Les surcharges sont de  $400 \text{ kg/m}^2$ .

Le calcul sera pour une bande de un mètre.

### Schema statique



$$q = 1,48 \text{ t/ml}$$

on considère des semi-encastrement au niveau des appuis

$$q = G + 1,2p = 1,48 \text{ t/ml}$$

### en travée

$$M_{tx} = \frac{q l_x^2}{10} = \frac{1,48 \times 1,8^2}{10} = 0,48 \text{ tm/ml}$$

### sur appui

$$M_{ap} = \frac{q l_x^2}{20} = \frac{1,48 \times 1,8^2}{20} = 0,24 \text{ tm/ml}$$

Ferraillage sera fait d'après la méthode de charbon pour une section de dimension  $100 \times 15 \text{ cm}^2$  sollicitée en flexion simple.

$$h_x = h_t - d - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 15 - 2 - \frac{1,2}{2} = 12,4 \text{ cm}$$

$$h_x = 12,4 \text{ cm}$$

Le ferraillage est donné sous forme de tableau.



b x h cm <sup>2</sup>		M tm	M	k	$\sigma_s$ kg/cm <sup>2</sup>	w%	A cm <sup>2</sup>	Ferraillage
100x15	M (tm) travée	0,48	0,0167	72,5	38,62	0,118	1,46	5T8/m → 2,51 m <sup>2</sup> t = 20 cm
	appui	0,24	0,0084	106	26,41	0,0585	0,72	5T8/m → 2,51 m <sup>2</sup> t = 20 cm

### Acier de reportition

$$A_t = \frac{A}{4} = 0,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 3T8/ml.

### Verifications

1) contraintes vérifiées

2) condition de non fragilité'

$$A \geq 0,69 b \times h \frac{(2-f)}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 1,03 \text{ cm}^2 \text{ Verifié}$$

3) Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

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

### Verification de la fleche

$$\Delta f_i = f_{g\infty} - f_{i0} + f_{g0} - f_{q0}$$

-  $f_{g0}$  et  $f_{g\infty}$  : fleches dues à l'ensemble des charges permanentes.

-  $f_{i0}$  : fleche due aux charges permanentes appliquées

au moment de la mise en oeuvre des cloisons

-  $f_{q0}$  : fleche.

### Determination de $f_{g0}$ et $f_{g\infty}$

$$f_{g0} = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f_{g\infty} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

avec

$$M = \frac{qL^2}{8} = 1,18 \frac{t \cdot m}{m} = 0,405 \text{ t} \cdot m / m$$

$$E_i = 21000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 21000 \sqrt{270} = 3,45 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma_{28}'} = 7000 \sqrt{270} = 1,15 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \lambda_i}, \quad I_t: \text{moment d'inertie de la section totale rendue homogène}$$

Calcul de  $I_{f_i}$ :

$$I_t = \frac{bh^3}{12} + nA(h-x)^2$$

$x$ : position de l'axe neutre  $x = \alpha h$

$$m = 0,096, \quad \alpha = 0,1321$$

$$I_t = 36107,6 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{\bar{\sigma}_b}{72(2 + 3\frac{b_0}{b})w} = 8,19$$

$$m = 1 - \frac{5\bar{\sigma}_b}{4w\bar{\sigma}_a + 3\bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot z} = 900 \text{ kg/cm}^2$$

$$m = -0,18 < 0 \Rightarrow m = 0$$

$$\text{donc } I_{f_i} = I_t = 36107,6 \text{ cm}^4$$

Calcul de  $I_{f_v}$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3\frac{b_0}{b})w} = 3,27$$

$$I_{f_v} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v} \quad \text{or } m = 0 \Rightarrow I_{f_v} = I_t = 36107,6 \text{ cm}^4$$

$$f_{q_0} = \frac{M \ell^2}{10 E_i I_{f_i}} = 0,010 \text{ cm}$$

$$f_{q_\infty} = \frac{M \ell^2}{10 E_v I_{f_v}} = 0,031 \text{ cm}$$

Determination de  $f_{q_0}$



$$f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10 E_c I_{f_i}} \quad q_0 = q + p = 1,4 \text{ t/ml.}$$

$$M_{q_0} = q_0 \frac{l^2}{8} = 0,57 \text{ tm/ml}$$

$$M_{q_0} = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b'}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_g} = 1260 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{q_0} < 0 \Rightarrow M_{q_0} = 0$$

$$I_{f_i} = I_t \text{ , car } M_{q_0} = 0$$

$$f_{q_0} = 0,014 \text{ cm}$$

### Determination de $f_{j_0}$

$$q_j = \text{poids propre + cloison} = 0,15 \cdot 2,5 + 0,150 = 0,525 \text{ t/ml.}$$

$$M_j = q_j \frac{l^2}{8} = 0,212 \text{ tm/ml.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_g} = 471 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_j = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b'}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = < 0 \Rightarrow M_j = 0$$

$$I_{f_i} = I_t \rightarrow M_j = 0$$

$$f_{j_0} = \frac{M_j l^2}{10 E_c I_{f_i}} = 0,0055 \text{ cm}$$

### Dou'

$$\Delta f_t = -f_{g_0} - f_{j_0} + f_{q_0} - f_{p_0}$$

$$\Delta f_t = 0,031 - 0,0055 + 0,014 - 0,010 = 0,0295 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,03 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{180}{500} = 0,36 \text{ cm}$$

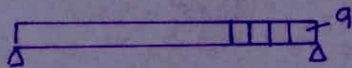
on  $\Delta f_t < \bar{f}$  Verifie'

## Calcul de la poutre palière

c'est une poutre appuyée sur les poteaux et supportant les escaliers de portée 3,30 m.

### a) Dimensionnement

on prend une poutre de  $h_f = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$



on considère que la poutre est semi encastree

### b) charges

- poids propre de la poutre  $0,3 \cdot 0,4 \cdot 2,500 = 0,3 \text{ t/ml}$
  - poids du mur  $0,38 \cdot 2,5 = 0,95 \text{ t/ml}$
  - réaction de l'escalier  $= 2,26 \text{ t/ml}$
- $$q = 3,51 \text{ t/ml}$$

### c) efforts

$$M_{travée} = \frac{q l^2}{10} = 3,51 \cdot \frac{3,3^2}{10} = 3,82 \text{ tm}$$

$$M_{appui} = \frac{q l^2}{30} = 3,51 \cdot \frac{3,3^2}{30} = 1,3 \text{ tm}$$

### d) ferraillage

$b \cdot h$ $\text{cm}^2$		M tm	$\mu$	K	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\omega$ %	$A_{\text{cm}^2}$	Ferraillage
	appui	1,3	0,0168	72	39	0,120	1,33	4 T12 $\rightarrow$ 4,52
	travée	3,82	0,0498	38,4	72,9	0,366	4,06	4 T14 $\rightarrow$ 6,16

### Verification

1°) contraintes normales : vérifiées

2°) contraintes tangentielles

$$T^{max} = \frac{q l}{2} = 3,51 \cdot \frac{3,3}{2} = 5,8 \text{ t}$$



$$\tau_b^{\max} = \frac{T}{b_0 z} = \frac{5,8 \cdot 10^3}{30,7 \cdot 37} = 5,97 \approx 6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_b'}{\bar{\sigma}_{b_0}'}\right) \bar{\sigma}_b = \text{car on a } \bar{\sigma}_{b_0}' < \sigma_b' < 2 \bar{\sigma}_{b_0}'$$

$$\bar{\sigma}_b = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \text{ verifié}$$

calcul des espacements

$$t = \frac{A + 3 \bar{\sigma}_b}{T^{\max}}$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ soit deux cadres } \phi 8$$

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

espacement admissible

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 7,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 25,7 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$E = 25 \text{ cm}$$

donc on prend  $t = 9 \text{ cm}$  à partir de l'appui puis on disposera les cadres d'après la série de coquot

Verifications

\* flexion

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0,4}{3,3} = 0,12 > 0,08 = \frac{M_t}{10 M_0} \text{ verifié}$$

condition aux appuis

$$\text{on doit avoir } A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$$

$$A \bar{\sigma}_a = 12656 \text{ kg}$$

$$T + M/3 = 1784 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/3 \text{ verifié}$$

condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{b h}{\sigma_{cn}} \bar{\sigma}_b = 0,69 \cdot 30 \cdot \frac{37}{4200} \cdot 5,9 = 1,1 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

## Condition de non fissuration

$$\sigma_1 w = 0,0342$$

$$\sigma_1 = 4368 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2414 \text{ kg/cm}^2$$

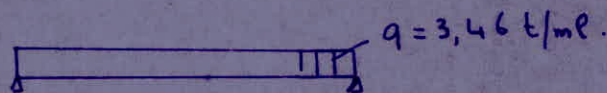
$$\text{on a } \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4368 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

verifié, pas de risque de fissuration

Calcul de la poutre supportant le palier

(appui supplémentaire)

### schema statique



c'est une poutre appuyée sur les poteaux de portée 6,6 m.

### a) Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 44 \leq h_t \leq 66 \text{ cm}$$

on prend  $h_t = 60 \text{ cm}$ ,  $b = 30 \text{ cm}$

### b) charges

poide propre de la poutre

$$0,3 \times 0,6 \times 2,5 = 0,45 \text{ t/ml}$$

poide du mur

$$2,5 \times 0,38 = 0,95 \text{ t/ml}$$

reaction de l'escalier

$$= 2,065 \text{ t/ml}$$

$$q = 3,46 \text{ t/ml}$$

### c) efforts

$$M_{tr} = \frac{q l^2}{10} = 15,1 \text{ tm}$$

$$M_{app} = \frac{q l^2}{30} = 5 \text{ tm}$$

### d) Ferrailage



$b \times h_t$ cm <sup>2</sup>		$M_{tm}$	$M$	$K$	$\sigma'_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\omega\%$	$A$ cm <sup>2</sup>	Ferrailage
$30 \times 60$	appui	0	0,0285	53,5	52,4	0,205	3,44	4T12 → 4,52 cm <sup>2</sup>
$30 \times 60$	travée	15,1	0,086	27,3	102,6	0,649	11	4T20 → 12,56 cm <sup>2</sup>

## Verifications

1) contraintes normales vérifiées

2) contraintes tangentielles

$$T^{max} = \frac{qL}{2} = 3,47 \times \frac{6,6}{2} = 11,5 \text{ t}$$

$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b_0 \delta} = 7,8 \text{ kg/cm}^2$$

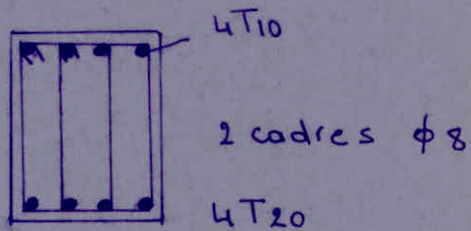
on a  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \tau_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$$\tau_b^{max} < \bar{\tau}_b \quad \text{verifié}$$

## calcul des espacements

$$t = \frac{A_t \times 3 \bar{\sigma}'_a}{T} = 13 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = 33 \text{ cm}$$



## flexion

### condition préliminaire

$$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{60}{660} = 0,09 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,08 \quad \text{verifié}$$

### condition aux appuis

on vérifie  $A \bar{\sigma}'_a \geq T + M/3$

$$A \bar{\sigma}'_a = 12656 \text{ kg}$$

$$T + M/3 = 11348 \text{ kg}$$

$$A \bar{\sigma}'_a > T + M/3 \quad \text{verifié}$$

condition de non fragilité

$$A > 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \cdot \text{verifié}$$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = 4099 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4099 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration



**ANALYSE**

**DES**

**MODES**

**PROPRIES**

# Analyse des modes propres

## Introduction

Toute structure soumise à une excitation variable dans le temps, effectue d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées, régies par des lois assez complexes, ils leur succèdent à la fin de l'excitation des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement

La détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée constitue le problème fondamental de la dynamique des structures. La connaissance de l'état de contrainte à tout instant dépend essentiellement des coefficients de réponse de la structure dont la valeur est principalement fonction de la période du mode fondamental d'oscillation

L'analyse des modes propres comporte :

- \* une analyse modale : calcul des vecteurs propres et des valeurs propres de la structure
- \* calcul de la réponse d'après un spectre ou un accélérogramme

Cette analyse est obligatoire car notre structure présente une dissymétrie dans son plan et des irrégularités dans son élévation qui dépassent les tolérances



fixées dans le règlement RPA.

Cette analyse a été faite par ordinateur au moyen du programme ETABS (Extended Tridimensionnel Analysis Building) et selon le spectre RPA

Le calcul manuel pour une telle structure est très laborieux, seulement pour faire une comparaison entre la réponse donnée par le calcul automatique, on a fait un calcul manuel pour la détermination de la période du premier mode de vibration par la méthode exposée dans le RPA

### Méthode de calcul

L'analyse dynamique ne peut se faire sur la structure telle qu'elle se présente, d'où le choix d'un modèle de calcul ayant des propriétés très voisines du système réel

#### a) Détermination des déplacements absolus de niveau

Ces déplacements  $\delta_i$  sont calculés à partir des rigidités relatives d'étage

#### b) Rigidité relative de niveau $i$ d'un portique

La rigidité relative du niveau  $i$  d'un portique représente l'effort tranchant de niveau qui produirait un déplacement relatif de niveau égal à l'unité

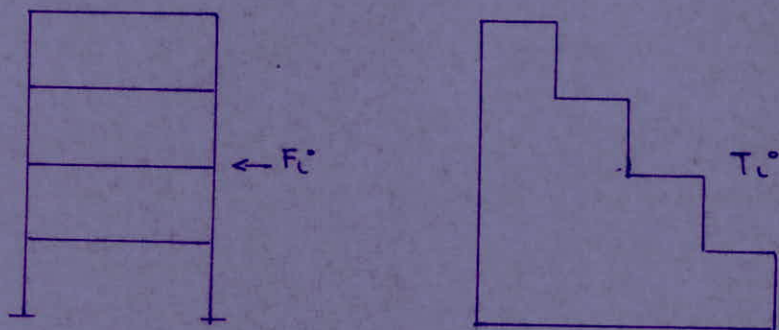
$$R_i = \frac{T_i}{\delta_i} \quad T_i: \text{effort tranchant de niveau}$$

$\delta_i$ : déplacement relatif de niveau

## Effort tranchant de niveau $T_i$

On appelle effort tranchant de niveau la somme des forces agissantes au dessus du niveau considéré.

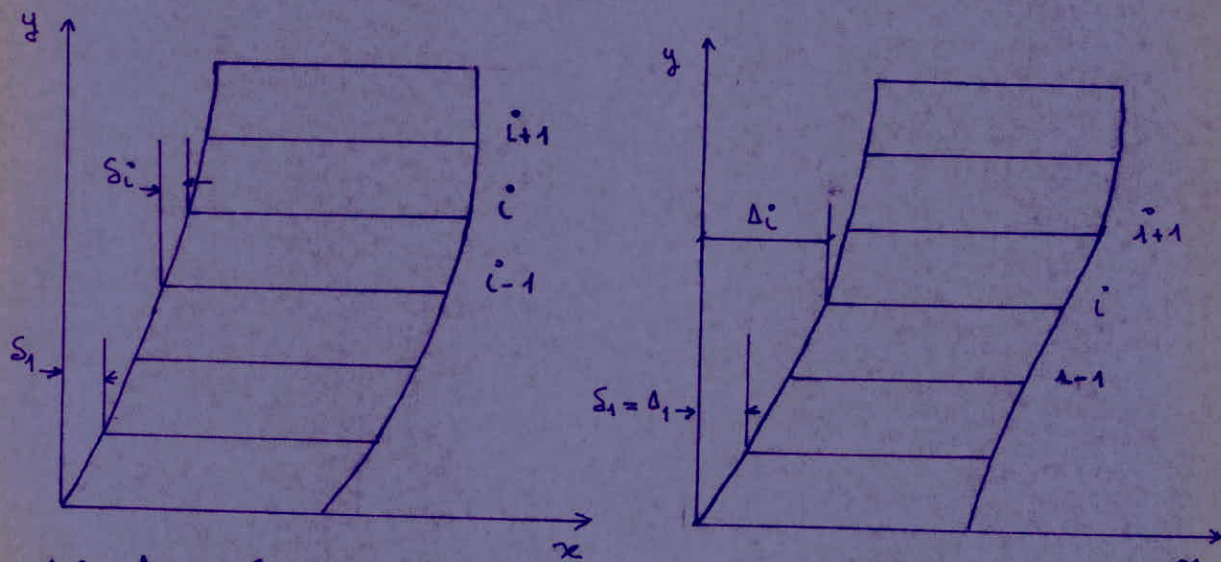
$$T_i = \sum_{k=1}^n F_k \quad F_k: \text{force appliquée au niveau } k \text{ du portique}$$



## Déplacement relatif de niveau

\* On appelle déplacement relatif  $S_i$  le déplacement du plancher  $i$  par rapport au plancher  $(i-1)$ .

\*\* On appelle déplacement absolu  $\Delta_i$  le déplacement du plancher  $i$  par rapport à la base, considérée fixe.



$$\Delta_i = \Delta_{i-1} + S_i$$

$$S_1 = \Delta_1$$



Rigidité relative d'étage  $i$  est donnée par

Sens x  $R_{ix} = \sum_{j=1}^m R_{ix}^j$  : m nombre de portiques dans le sens x

Sens y  $R_{iy} = \sum_{j=1}^k R_{iy}^j$  k: nombre de portiques dans le sens y

$R_{ix}^j$ : rigidité relative du niveau  $i$  du portique longitudinal

$R_{iy}^j$ : rigidité relative du niveau  $i$  du portique transversal

### Calcul de la période

D'après le RPA article 3.3.1.2.2 la période est donnée par la formule suivante

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i \Delta_i}}$$

$\Delta_i$ : déplacement absolu du niveau  $i$

$W_i$ : masse sismique du niveau  $i$

$F_i$ : force latérale appliquée au niveau  $i$

### Détermination de la période par le calcul manuel

\* Cheminement de calcul

#### 1) Pour chaque portique

1°) Les forces latérales  $F_i$  sont données par le programme ETABS d'où on déduit les efforts tranchants  $T_i$ .

2°) Les déplacements absolus  $\Delta_i$  de niveau sont donnés par le programme, on tire les déplacements relatifs.

$$\delta_i = \Delta_i - \Delta_{i-1}$$

3°) Calcul des rigidités de niveau

$$R_{ix}^* = \frac{T_i^*}{\delta_{ix}}, \quad R_{iy}^* = \frac{T_i^*}{\delta_{iy}}$$



## II) Pour la structure

1) calcul de la rigidité relative d'étage

$$R_{ix} = \sum R_{ix}^* \quad R_{iy} = \sum R_{iy}^*$$

La méthode utilisée est celle des approximations successives se basant sur la distribution triangulaire en prenant en première itération une distribution des forces latérales telle que  $F_i = W_i$  suivant les prescriptions du RPA.

### \* première itération

$F_i = W_i \rightarrow$  effort tranchant  $T_i$ , on calcule  $\delta_i = \frac{T_i}{R_i} \rightarrow \Delta_i$

d'où la période :  $T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_i^2}{g \sum W_i \Delta_i}} \rightarrow D_1$

A partir de la période  $T_1$  on calcule le coefficient d'amplification  $D_1$ , avec  $D_1 = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T_1}}$

### \* deuxième itération

on prendra à chaque niveau une force latérale

$$F_i = A B \phi D_1 W_i \eta_i \quad \text{avec}$$

$$\eta_i = \Delta_i \frac{\sum W_i \Delta_i}{\sum W_i \Delta_i^2} \quad \text{coefficient de distribution}$$

on calcule  $\delta_i$  donc  $\Delta_i$  donc la période  $T_2$

on fera autant d'itérations qu'il faut jusqu'à l'obtention d'une période proche de celle donnée par le calcul automatique pour le premier mode de vibration.



Sens x

Determination des rigidites relatives de niveau

Niveau	Pt H'		Pt I		Pt J		Pt entre (J et K)		Pt K		Pt entre (L et K)		Pt L	
	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm
7									0,0260	0,0008	0,0277	0,0009		
6					0,0222	0,0018	0,0236	0,0018	0,0252	0,0019	0,0268	0,0019		
5			0,0179	0,0025	0,0204	0,0027	0,0218	0,0028	0,0233	0,0029	0,0249	0,0031		
4			0,0154	0,0035	0,0177	0,0036	0,0190	0,0037	0,0204	0,0038	0,0218	0,0039		
3			0,0119	0,0028	0,0141	0,0032	0,0153	0,0034	0,0166	0,0037	0,0179	0,0039		
2	0,0077	0,0041	0,0091	0,0048	0,0109	0,0057	0,0119	0,0067	0,0129	0,0067	0,0140	0,0073	0,0151	0,0078
1	0,0036	0,0036	0,0043	0,0043	0,0052	0,0052	0,0057	0,0057	0,0067	0,0067	0,0068	0,0068	0,0073	0,0073

Sens y

Niveau	Pt 35'		Pt 36		Pt 37		Pt 38	
	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm	$\Delta_i$ cm	$\Delta_j$ cm
7			0,0186	0,0009	0,0163	0,0008		
6	0,0201	0,0021	0,0177	0,0017	0,0155	0,0013		
5	0,018	0,0026	0,0161	0,0023	0,0142	0,0018		
4	0,0154	0,0035	0,0138	0,0029	0,0125	0,0023		
3	0,0119	0,0028	0,0109	0,0023	0,0101	0,0019	0,0094	0,0016
2	0,0091	0,0045	0,0086	0,0042	0,0082	0,0004	0,0078	0,0037



## Détermination des rigidités relatives de niveau

Sens x

NIV	pt H'			pt I			pt J			pt entre (J et K)		
	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>
5							0,0018	12,5	6944,4	0,0018	8,9	4944,4
				0,0025	14,46	5784	0,0027	17,76	6577,8	0,0028	13,26	4735,7
				0,0035	19,25	5500	0,0036	23,41	6502,8	0,0037	20,33	5494,6
				0,0028	35,89	12818	0,0032	34,47	10771,8	0,0034	28,52	8388,2
	0,0041	17,95	4378	0,0048	44,75	9323	0,0057	44,55	7815,8	0,0062	34,10	5500
	0,0036	23,95	6657,7	0,0043	57,15	13290,7	0,0052	61,25	11778,8	0,0057	39,0	6847,4

Sens x

NIV	pt K			pt entre (K et L)			pt L		
	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>	S <sub>i,m</sub>	T <sub>i,t</sub> (t)	R <sub>i,t/m</sub>
7	0,0008	3,45	5562,5	0,0009	2,56	2844,4			
6	0,0019	7,47	3931,6	0,0019	4,55	2394,7			
5	0,0029	12,75	4396,5	0,0031	9,37	3022,6			
4	0,0038	18,83	4928,9	0,0039	13,47	3453,8			
3	0,0037	23,45	6337,8	0,0039	16,69	4279,8			
2	0,0067	25,69	3834,3	0,0073	18,29	2505,5	0,0078	11,79	1111,53
1	0,0062	27,82	4487	0,0067	19,87	2965,7	0,0073	13,82	1893,15



Sens y

NIV	Pt 35'			Pt 36			Pt 37			Pt 38		
	S <sub>i</sub> m	T <sub>i</sub> (t)	R <sub>i</sub> t/m	S <sub>i</sub> m	T <sub>i</sub> (t)	R <sub>i</sub> t/m	S <sub>i</sub> m	T <sub>i</sub> (t)	R <sub>i</sub> t/m	S <sub>i</sub> m	T <sub>i</sub> (t)	R <sub>i</sub> t/m
7				0,0009	3,43	3811,1	0,0008	3,29	4112,5			
6	0,0021	6,51	3100	0,0017	17,19	10111,7	0,0013	12,22	9400			
5	0,0026	19,39	7457	0,0023	31,0	13478,3	0,0018	23,98	13322,2			
4	0,0035	26,42	7548,6	0,0029	43,85	15120,7	0,0023	33,48	14556,5			
3	0,0028	36,08	12825,7	0,0023	54,72	23771	0,0019	42,0	22105,3	0,0016	11,1	6931,2
2	0,0045	52,88	11751,1	0,0042	67,68	16359,8	0,0004	53,76	134400	0,0037	16,49	4456,7
1	0,0046	61,0	13260,8	0,0044	86,0	19545,4	0,0042	63,78	15185,7	0,0011	20,16	4917,1



## Calcul des déplacements absolus de niveau

### a) détermination des masses de niveau

D'après l'article 3.3.15 du RPA la masse de niveau  $W_i$  est définie comme suit

\*  $W_i = G + 0,2p$  : plancher à faible surcharge

\*  $W_i = G + 0,5p$  : plancher à forte surcharge

où  $G$  est la totalité des charges permanentes et  $p$  la surcharge d'exploitation

#### I) Niveau 115,70

$$G = 45,74t$$

$$p = 2,24t$$

$$\Rightarrow W_7 = G + 0,2p = 46t$$

#### II) Niveau 113,00

$$G = 221t$$

$$p = 17,18t$$

$$\Rightarrow W_6 = G + 0,2p = 225t$$

#### III) Niveau 109,50

$$G = 310t$$

$$p = 36,67t$$

$$\Rightarrow W_5 = G + 0,2p = 318t$$

#### IV) Niveau 106,00

$$G = 312t$$

$$p = 35,59t$$

$$\Rightarrow W_4 = G + 0,2p = 319t$$

#### V) Niveau 102,50

$$G = 466t$$

$$p = 49t$$

$$\Rightarrow W_3 = G + 0,2p = 476t$$



## calcul des rigidités d'étage

Sens x

Niv	Pt H'	Pt I	Pt J	Pt (J+k)	Pt k	Pt (k+l)	Pt L	$\Sigma R_i$
	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m
7					5562,5	2844,4		8406,9
6			6944,4	4944,4	3931,6	2394,7		18215,2
5		5784	6577,8	4735,7	4396,5	3022,6		24516,6
4		5500	6502,8	5494,6	4928,9	3453,8		25880,1
3		12817,8	10771,8	8388,2	6337,8	4279,5		42595,2
2	4378,0	9322,9	7815,8	5500	3834,3	2505,5	1111,53	34468
1	6652,7	13290,7	11778,8	6847,4	4487,1	2965,7	1893,15	47915,6

Sens y

Niv	Pt 35'	Pt 36	Pt 37	Pt 38	$\Sigma R_i$
	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m	Ri t/m
7		3811,11	4112,5		7923,6
6	3100	10111,7	9400		22611,7
5	7457,7	13478,3	13322,2		34258,2
4	7548,6	15120,7	14556,5		37225,77
3	12885,7	23771,3	22105,3	6931,25	65693,5
2	11751,1	16352,38	134400	4456,7	166960,2
1	13260,86	19545,4	15185,7	4917	52909

VII) Niveau 99,00

$$G = 701 \text{ t}$$

$$p = 94,35 \text{ t}$$

$$\Rightarrow W_2 = G + 0,2p = 720 \text{ t}$$

VII) Niveau 94,00

$$G = 753 \text{ t}$$

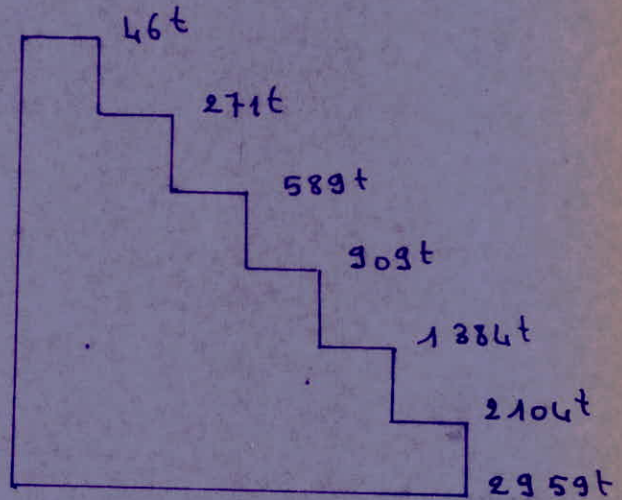
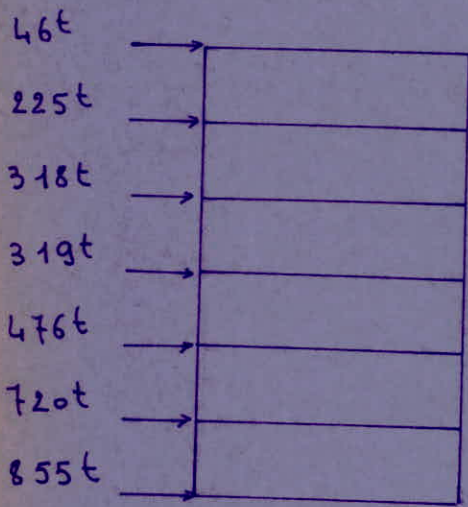
$$p = 203,79 \text{ t}$$

$$\Rightarrow W_1 = G + 0,5p = 855 \text{ t}$$

Distribution des forces laterales  $F_i$

Les forces laterales  $F_i$  sont réparties suivant la distribution des masses de niveau, pour le calcul de la période, on prend en premier lieu  $F_i = W_i$

$$F_i = W_i$$





## Determination des déplacements absolus

a) sens X

Niv	$R = \sum R_i / m$	$T_i (t)$	$\delta_i = \frac{T_i}{R}$	$\Delta_i (m)$	$\eta_i$
7	8406,94	46	0,0054	0,2343	1,455
6	18215,17	271	0,0147	0,2289	1,422
5	24516,61	589	0,0240	0,2142	1,330
4	25880,14	909	0,0351	0,1902	1,181
3	42595,26	1384	0,0324	0,1551	0,963
2	34468,04	2104	0,0610	0,1227	0,762
1	47915,59	2959	0,0617	0,0617	0,383

b) Sens Y

Niv	$R = \sum R_i / m$	$T_i (t)$	$\delta_i = \frac{T_i}{R}$	$\Delta_i (m)$	$\eta_i$
7	7923,61	46	0,0058	0,1487	1,522
6	22611,76	271	0,0119	0,1429	1,463
5	34258,17	589	0,0171	0,1310	1,341
4	37225,77	909	0,0244	0,1139	1,166
3	65693,52	1384	0,0210	0,0895	0,916
2	166960,2	2104	0,0126	0,0685	0,701
1	52909,1	2959	0,0559	0,0559	0,572

calcul de la période du premier mode de vibration

$$T_{1x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_i^2}{g \sum F_i \Delta_i}}$$

$$\sum W_i \Delta_{ix}^2 = 65,99$$

$$\sum F_i \Delta_{ix} = 409,99$$

$$T_{1x} = 0,805 \text{ s}$$

$$T_{1y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{iy}^2}{g \sum F_i \Delta_{iy}}}$$

$$\sum W_i \Delta_{iy}^2 = 25,06$$

$$\sum F_i \Delta_{iy} = 256,70$$

$$T_{1y} = 0,62 \text{ s}$$

deuxieme iteration

Calcul de la force sismique pour chaque niveau

$$F_i = ABQDW_i \eta_i$$

$$D_{1x} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,805}} = 1,576$$

$$D_{1y} = 2 \sqrt{\frac{0,5}{0,62}} = 1,796$$

Determination des déplacements absolus

Sens X

N	$R = \sum R_i$ (t/m)	$F_i$ (t)	$T_i$ (s)	$S_i = \frac{T_i}{R}$	$\Delta_i$ m	$\eta_i$
7	8406,94	5,142	5,142	0,00061	0,02017	0,119
6	18215,17	24,58	29,72	0,00163	0,01956	0,116
5	24516,6	32,49	62,22	0,00253	0,01793	0,106
4	25880,14	28,94	81,161	0,00352	0,0154	0,091
3	42595,26	35,21	126,37	0,00296	0,01188	0,070
2	34468	42,15	168,52	0,00488	0,00892	0,052
1	47915,6	25,159	193,68	0,00404	0,00404	0,023



Sensy

Niv	$R = \sum \frac{R_i}{t/m}$	$F_{ij}(t)$	$T_i(t)$	$\delta_i = \frac{T_i}{(m)R}$	$\Delta_i (m)$	$M_i$
7	7923,61	6,13	6,13	0,00077	0,01497	0,148
6	22611,76	28,82	34,95	0,00154	0,0141	0,139
5	34258,17	37,34	72,28	0,00211	0,01256	0,124
4	37225,77	32,56	104,85	0,00281	0,01045	0,103
3	65693,5	38,17	143,0	0,00217	0,00764	0,075
2	166960,2	44,19	187,21	0,00112	0,00547	0,054
1	52909,1	42,82	2390	0,00435	0,00435	0,043

calcul de la période

$$* T_{2x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{ix}^2}{g \sum F_i \Delta_{ix}}}$$

$$\sum W_i \Delta_{ix}^2 = 0,421$$

$$\sum F_i \Delta_{ix} = 2,50$$

$$T_{2x} = 0,82 \Delta$$

$$* T_{2y} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{iy}^2}{g \sum F_i \Delta_{iy}}}$$

$$\sum W_i \Delta_{iy}^2 = 0,205$$

$$\sum F_i \Delta_{iy} = 2,027$$

$$T_{2y} = 0,64 \Delta$$

troisième itération

calcul des déplacements absolus

$$D_{2x} = 1,56$$

Sens x

Niv	$R = \sum R_i$ (t/m)	$F_{Lx}$ (t)	$T_L$ (t)	$S_i = \frac{T_L}{R}$ (m)	$\Delta_i$ m
7	8406,94	0,416	0,416	0,000049	0,00153
6	18215,17	1,98	2,396	0,00013	0,00148
5	24516,6	2,56	4,95	0,0002	0,00135
4	25880,14	2,20	7,15	0,00027	0,00115
3	42585,2	2,53	9,68	0,00023	0,00088
2	34468	2,84	12,53	0,00036	0,00065
1	47915,6	1,49	14,0	0,00029	0,00029

$D_y = 1,76$

Sens y

Niv	$R = \sum R_i$ (t/m)	$F_{Ly}$ (t)	$T_L$ (t)	$S_i = \frac{T_L}{R}$ (m)	$\Delta_i$ (m)
7	7923,61	0,584	0,584	0,000074	0,00131
6	22611,76	2,68	3,27	0,000144	0,00123
5	34258,7	3,38	6,65	0,000194	0,00109
4	37225,7	2,82	9,47	0,000254	0,000898
3	65693,5	3,06	12,53	0,00019	0,000644
2	166960,2	3,33	15,87	0,000095	0,000454
1	52909,1	3,154	19,02	0,000359	0,000359



calcul de la periode

$$T_{3x} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{ix}^2}{g \sum F_i \Delta_{ix}}}$$

$$\sum W_i \Delta_{ix}^2 = 2,34 \cdot 10^{-3}$$

$$\sum F_i \Delta_{ix} = 0,011$$

$$T_{3x} = 0,925 \Delta$$

$$T_{3y} = \sqrt{\frac{\sum W_i \Delta_{iy}^2}{\sum F_i \Delta_{iy}}}$$

$$\sum W_i \Delta_{iy}^2 = 1,51 \cdot 10^{-3}$$

$$\sum F_i \Delta_{iy} = 0,0105$$

$$T_{3y} = 0,761 \Delta$$

\* Resultats donnes par le calcul automatique

Le programme ETABS a donne les resultats suivants pour les valeurs propres.

mode	1	2	3	4	5
$T_x (\Delta)$	0,9628	0,3708	0,1964	0,1484	0,1038
$T_y (\Delta)$	0,7890	0,3306	0,1784	0,1360	0,1000

periodes du premier mode de vibration donnees par le calcul manuel

$$T_x = 0,925 \Delta$$

$$T_y = 0,761 \Delta$$

Conclusion

Les periodes donnees par le calcul automatique et le calcul manuel, pour le premier mode de vibration sont tres proches.

**ETUDE**

**AU**

**S'EISME**



## Introduction.

Le tremblement de terre correspond à une vibration du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente. Ceci provoque une instabilité du sol qui entraîne des déplacements importants de la surface, il en résulte généralement des dégâts considérables dans la structure.

Les constructions doivent être conçues et construites d'une manière adéquate pour résister aux effets sismiques.

Dans ce but le CTC (Organisme de contrôle Algérien) a mis au point un règlement : RPA (Regles Parasismiques Algériennes)

Ce règlement est applicable à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le but de ce règlement est de prévoir les mesures nécessaires à la conception et à l'exécution des constructions de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Le règlement prévoit deux niveaux de secousses sismiques.

### 1. Secousse sismique maximale possible :

Ce niveau a une probabilité d'occurrence très faible dans un site de construction donné pendant la durée de vie supposée de la construction.

### 2. Secousse sismique maximale probable.

Ce niveau a une probabilité d'occurrence raisonnable pendant la durée de vie supposée de la construction.



Un système de contreventement doit être choisi pour reprendre les forces sismiques.

- Dans les zones II et III le système de contreventement doit être de même nature dans les deux directions.
- Les changements de système de contreventement d'un niveau à l'autre est à déconseiller.

Dans notre cas le contreventement est assuré par les portiques dans les deux sens (structure auto-stable).

L'étude au séisme fait suite à l'analyse dynamique où on a déterminé la période de vibration du mode fondamental selon le spectre RPA.

### Principe de Calcul.

Dans la conception du présent règlement (RPA) les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique. Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projecteur. Dans le cas général ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont



inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- Une ductilité suffisante.
- la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

### Force Sismique Minimum ( formule de base )

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

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

V: force latérale totale ou effort tranchant à la base.

A: coefficient d'accélération de la zone considérée.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

B: facteur du comportement de la structure considérée.

$$\left. \begin{array}{l} \text{portique autostable} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} B = 1/4.$$

Q: facteur de qualité.

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

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

$$Q = 1,3.$$



D: facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction du type du sol et de la période T du bâtiment

le facteur D sera donné par les formules suivantes :

- Pour un sol meuble :  $D = 2 \sqrt{\frac{0,15}{T}}$

- Pour un sol ferme :  $D = 2 \sqrt{\frac{0,13}{T}}$

Dans le sens transversal (sens x) on a :

$$T_x = 0,962 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2 \sqrt{\frac{0,15}{0,962}} = 1,442.$$

Dans le sens longitudinal (sens y) on a :

$$T_y = 0,789 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2 \sqrt{\frac{0,15}{0,789}} = 1,592$$

-  $W = \sum_{i=1}^7 W_i = 2959 \text{ t}$  (calculé précédemment).

Valeurs de la force sismique minimum

Sens X :

$$V_x = A \cdot B \cdot \varphi \cdot D_x \cdot W$$

$$V_x = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1,442 \cdot 2959 = 208 \text{ t.}$$

Sens Y :

$$V_y = A \cdot B \cdot \varphi \cdot D_y \cdot W$$

$$V_y = 0,15 \cdot 0,25 \cdot 1,3 \cdot 1,592 \cdot 2959 = 229,65 \text{ t.}$$

### Distribution des forces latérales au niveau des étages.

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n f_i$$

La force  $F_t$  concentrée au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante, où T (période exprimée en secondes).



$$F_t = 0,07 T \cdot V, \text{ avec } F_t \leq 0,25 V.$$

$F_t$  peut être prise égale à zéro si  $T \leq 0,17 s$ .

la partie restante de l'effort horizontal  $V$  doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule:

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n h_i \cdot W_i}$$

- $F_k$  étant l'effort horizontal au niveau  $k$ .
- $W_k$  : masse du niveau  $k$ .
- $h_k$  : hauteur à partir de la base du niveau  $k$ .
- $h_i$  : hauteur d'étage (donnée à partir de la base).

### Effet de la translation.

L'effet de translation suppose que les forces horizontales sismiques agissent à chaque niveau dans le centre de torsion de niveau aussi bien dans le sens transversal que dans le sens longitudinal.

Distribution de la force sismique au niveau des étages

- Sens X.

Niveau	$W_i (t)$	$h_i (m)$	$W_i \cdot h_i (t \cdot m)$	$F_k^x (t)$
1	855	5,60	4788	24,28
2	720	10,60	7632	39,71
3	476	14,10	6711,6	34,04
4	319	17,60	5614,4	28,47
5	318	21,10	6709,8	34,03
6	225	24,60	5535	28,07
7	46	27,30	1255,8	6,36

$$F_k^x = \frac{(V_x - F_t^x) W_k \cdot h_k}{\sum W_i h_i}$$

$$F_t^x = 0,07 \cdot T_x \cdot V_x.$$

$$F_t^x = 0,07 \times 0,962 \times 208$$

$$F_t^x = 14 t$$

$$F_t^x < 0,25 V_x = 52 t.$$



- Sens Y.

Niveau	$W_i (t)$	$h_i (m)$	$W_i \cdot h_i (t \cdot m)$	$F_k^y (t)$
1	855	5,60	4788	27,16
2	720	10,60	7632	43,29
3	476	14,10	6711,6	38,07
4	349	17,60	5614,4	31,85
5	318	21,10	6709,8	38,06
6	225	24,60	5535	31,39
7	46	27,30	1255,8	7,12

$$F_k^y = \frac{(V_y - F_t^y) W_k \cdot h_k}{\sum W_i \cdot h_i}$$

$$F_t^y = 0,07 T_y \cdot V_y$$

$$F_t^y = 0,07 \times 0,789 \times 229,65$$

$$F_t^y = 12,68 t$$

$$F_t^y < 0,25 \cdot 229,65 = 57,4 t$$

### Distribution de la force sismique sur les portiques.

La force sismique  $F_k$  dans chaque niveau sera distribuée aux différents portiques proportionnellement à leur rigidité suivant la relation suivante :

$$F_k^i = F_k \cdot \frac{R_k^i}{\sum R_k^i} (t) \quad \text{où : } F_k : \text{force latérale au niveau } k.$$

$R_k^i$  : rigidité du portique  $i$  au niveau  $k$ .

- Sens X.

niveau	PT: H	PT: I	PT: J	PT: J+K	PT: K	PT: K+L	PT: L
1	3,37	6,73	5,96	3,46	2,27	1,50	0,96
2	4,91	10,47	8,77	6,17	4,30	2,81	1,24
3		10,24	8,60	6,70	5,06	3,42	
4		6,05	7,15	6,04	5,42	3,79	
5		8,02	9,13	6,57	6,10	4,19	
6			10,70	7,62	6,05	3,69	
7					4,20	2,15	



Sens Y.

Niveau	PT:35'	PT:36	PT:37	PT:38
1	6,80	10,03	7,79	2,52
2	3,04	4,24	34,84	1,15
3	7,46	13,77	12,81	4,01
4	6,45	12,94	12,45	
5	8,28	14,97	14,80	
6	4,30	14,03	13,05	
7		3,42	3,69	

## EFFET DE LA TORSION.

La force sismique due à la torsion est donnée par la formule:

$$F_{k,i}^{tors,x} = \frac{R_{k,i}^x d_{x,i}^k M_{k,x}^t}{J_k} \quad \text{suivant } x.$$

$$F_{k,j}^{tors,y} = \frac{R_{k,j}^y d_{y,j}^k M_{k,y}^t}{J_k} \quad \text{suivant } y.$$

où :

$R_{k,i}^x$  : rigidité du portique  $i$  au niveau  $k$  dans le sens  $x$ .

$R_{k,j}^y$  : rigidité du portique  $j$  au niveau  $k$  dans le sens  $y$ .

$M_k^t$  : moment de torsion au niveau  $k$ .

$$M_k^t = F_k \cdot e$$

$F_k$  : force sismique de translation.

$e$  : excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion.



$d_{k,i}^z$ : distance prise sur la normale du centre de torsion au portique  $i$  dans le sens  $x$  au niveau  $k$ .

$d_{k,j}^y$ : distance prise sur la normale du centre de torsion au portique  $j$  dans le sens  $y$  au niveau  $k$ .

$J_k$ : moment d'inertie polaire.

$$J_k = \sum \left[ R_{k,j}^y d_{k,j}^y + R_{k,i}^x d_{k,i}^z \right]$$

### DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE ET DU CENTRE DE TORSION.

#### - Centre de masse: G

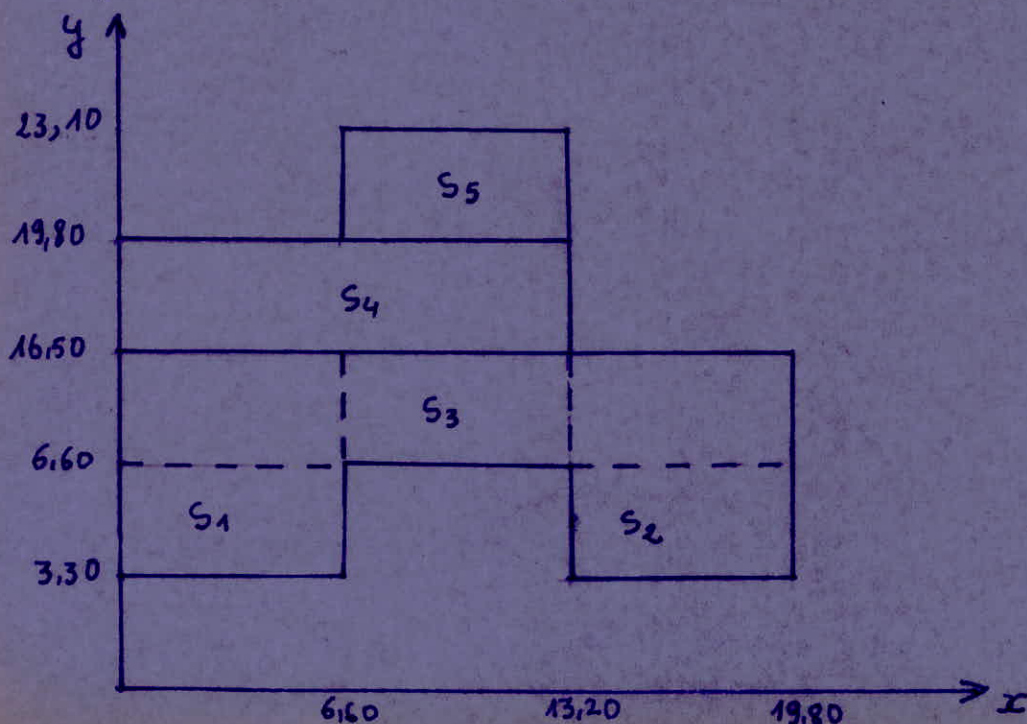
les coordonnées du centre de masse pour chaque niveau sont données par:

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

où:  $S_i$  est l'aire de la partie  $i$  de l'étage.

$(x_i, y_i)$  coordonnées du centre de masse  $G_i$  de la partie  $i$ .

On prendra comme exemple le niveau 102,50





$$S_1 = S_2 = S_5 = 6,6 \times 3,3 = 21,78 \text{ m}^2.$$

$$S_3 = 19,80 \times 9,9 = 196,02 \text{ m}^2.$$

$$S_4 = 13,20 \times 3,30 = 43,56 \text{ m}^2.$$

$$X_G = \frac{21,78 \times 3,30 + 21,78 \times 16,50 + 196,02 \times 9,9 + 43,56 \times 6,6 + 21,78 \times 9,9}{21,78 \times 3 + 196,02 + 43,56} = 9,43 \text{ m}$$

$$X_G = 9,43 \text{ m}.$$

$$Y_G = \frac{21,78 (4,95 \times 2 + 21,45) + 196,02 \times 11,55 + 43,56 \times 18,15}{304,92} = 12,25 \text{ m}$$

$$Y_G = 12,25 \text{ m}.$$

Tableau donnant les centres de masse de tous les niveaux.

Niveau	94,00	99,00	102,50	106,00	109,5	113,00	115,00
$X_G$ (m)	8,75	8,75	9,43	6,96	6,96	7,05	9,9
$Y_G$ (m)	11,74	11,74	12,25	14,11	14,11	15,48	21,45

### Centre de torsion.

les coordonnées du centre de torsion sont données par :

$$X_{CT} = \frac{\sum X_i R_{i,k}^x}{\sum R_{i,k}^x}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum Y_j R_{j,k}^y}{\sum R_{j,k}^y}$$

avec :

$R_{i,k}$  : rigidité du portique  $i$  au niveau  $k$ .

$(X_i, Y_j)$  : coordonnées des portiques  $i$  respectivement  $j$ .

$R_{j,k}$  : rigidité du portique  $j$  au niveau  $k$ .

$\sum R_{i,k}^x$  : rigidité du niveau  $k$  dans le sens  $x$ .

$\sum R_{j,k}^y$  : rigidité du niveau  $k$  dans le sens  $y$ .

On prendra comme exemple le niveau 102,50 et on mettra les autres resultats sous forme de tableau.

$$X_{CT} = \frac{23771,3 \times 6,6 + 22105,26 \times 13,2 + 6931,25 \times 19,8}{65693,52} = 8,91m$$

$$Y_{CT} = \frac{12817,85 \times 6,6 + 10771,87 \times 13,2 + 8388,23 \times 16,5 + 6337,83 \times 19,8 + 4279,48 \times 23,1}{42595,26}$$

$$Y_G = 13,84 m$$

Niveau	94,00	99,00	102,5	106,0	109,5	113	115,7
X <sub>CT</sub> (m)	8,06	11,80	8,91	7,84	7,73	9,43	10,02
Y <sub>CT</sub> (m)	11,76	12,14	13,84	15,07	14,69	16,82	20,91

### Calcul des excentricités

Pour toutes les structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'a chaque niveau et dans chaque direction la resultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau L.
- l'excentricité théorique résultant des plans

$$e_x = \max ( |X_{CT} - X_{cm}| , 5\% L )$$

$$e_y = \max ( |Y_{CT} - Y_{cm}| , 5\% L )$$

d'où le tableau suivant :



NIVEAU excentricité	94,0	98,0	102,5	106,0	109,5	113,0	115,70
$X_G$ (m)	8,75	8,75	9,43	6,96	6,96	7,05	9,9
$X_{CT}$ (m)	8,06	11,80	8,91	7,84	7,73	8,43	10,02
$ X_{CT} - X_G $ (m)	0,69	3,05	0,52	0,88	0,77	1,38	0,12
5% L (m)	1,55	1,55	0,99	0,82	0,82	0,66	0,33
$e_x$ (m)	1,55	3,05	0,99	0,88	0,82	1,38	0,33
$Y_G$ (m)	11,74	11,74	12,25	14,11	14,11	15,48	21,45
$Y_{CT}$ (m)	11,76	12,14	13,84	15,07	14,68	16,82	20,91
$ Y_{CT} - Y_G $ (m)	0,02	0,40	1,59	0,96	0,57	1,34	0,54
5% L (m)	1,55	1,55	0,99	0,82	0,82	0,66	0,33
$e_y$ (m)	1,55	1,55	1,59	0,96	0,82	1,34	0,54

### Calcul des moments de torsion.

Le moment de torsion sera calculé pour chaque niveau par la formule suivante :  $M^t = F_k \cdot e$  où :  $e$  est l'excentricité de niveau et  $F_k$  force sismique de niveau.

Sens x			
Niveau	$F_k$ (t)	$e_x$ (m)	$M^t$ (t.m)
1	24,28	1,55	37,63
2	39,71	3,05	119,06
3	34,04	0,99	33,69
4	28,47	0,88	25,05
5	34,03	0,82	27,90
6	28,07	1,38	39,74
7	6,36	0,33	2,109

Sens y			
Niveau	$F_k$ (t)	$e_y$ (m)	$M^t$ (t.m)
1	27,16	1,55	42,09
2	43,29	1,55	67,09
3	38,07	1,59	60,53
4	31,85	0,96	30,57
5	38,06	0,82	31,20
6	31,39	1,34	40,06
7	7,12	0,54	3,84



Calcul des moments d'inerties polaires :  $J_k$ .

$$J_k = \sum [R_{k,j}^y d_{k,j}^{y^2} + R_{k,i}^x d_{k,i}^{x^2}]$$

determination des distances  $d_{k,i}^x$  et  $d_{k,j}^y$ .

$$d_{k,j}^y = |x_{CT,k} - x_{j,k}| \quad \text{et} \quad d_{k,i}^x = |y_{CT} - y_{i,k}|$$

Calcul des distances  $d_{k,j}^y$  et  $d_{k,i}^x$ .

Sens y  $\rightarrow d_{k,j}^y$  en(m)

niveau	PT 35'	PT 36	PT 37	PT 38
1	8,06	1,46	5,14	11,74
2	11,80	5,2	1,4	8,0
3	8,91	2,31	4,29	10,89
4	7,84	1,24	5,36	
5	7,73	1,13	5,47	
6	8,43	1,93	4,77	
7		3,42	3,19	

Sens X  $\rightarrow d_{k,i}^x$  en(m)

niveau	PT: H'	PT: I	PT: J	PT: entre J et K	PT: K	PT: entre K et L	PT: L
1	11,76	5,16	1,44	4,74	8,04	11,34	14,64
2	12,14	5,54	1,06	4,36	7,66	10,96	14,26
3		7,24	0,64	2,66	5,96	9,26	
4		8,47	1,87	1,43	4,73	8,03	
5		8,08	1,48	1,82	5,12	8,42	
6			3,62	0,32	2,98	6,28	
7					1,11	2,19	



Calcul du moment d'inertie polaire total de chaque niveau : Jk.

Niveau	Sens X							Sens Y							
	PT: H'	PT: I	PT: J	PT: entm J+K	PT: K	PT: entm K+L	PT: L	PT: 35'	PT: 36	PT: 37	PT: 38				
	$R_{x_i}^2 d_{i,i}^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R_{x_i}^2 d_{i,j}^2$	$R d^2$	$R d^2$	$R d^2$				
1	92002,16	353921,6	24441,6	153913,76	29002,4	381322,44	40522,76	86442,2	4643,09	41080,19	81482,8				5011430,15
2	105253,74	286134,76	8391,81	101552,8	241991,42	30094,44	26626,95	163622,47	44228,93	21412,24	285522,84				4423721,6
3		621890,9	44121,46	59547,4	225129,9	36695,11		102297,2	126844,9	410892,14	821946,12				3706366,9
4		391571,9	13239,55	11235,81	110234,7	202306,2		46392,44	23249,19	41208,19					1666921,6
5		324646,5	14107,9	15686,55	115252,9	214290,9		415619,6	172793,9	396628,8					1598695,7
6			91002,2	50631	34919,9	94441,2		203042	3282,3	213822,3					688908,98
7					65335,5	13642,21			415236,44	421892,14					106659,27



determination des forces sismiques dues à la torsion.

Sens X.

$$F_{k,i}^{\text{torsion}, X} = \frac{R_{k,i}^X d_{k,i}^X M_{k,i}^t}{J_k}$$

Niveau 94 (1)

	PT: H'	PT: I	PT: J	PT: entre J et K	PT: K	PT: entre K et L	PT: L
$R_{k,i} (1/2)$	6652,77	13290,69	11779,94	6947,36	4497,09	2965,67	1899,15
$d (m)$	11,76	5,16	1,44	4,74	8,04	11,34	14,64
$M_{k,i}^t (t-m)$	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63	37,63
$J_k (t-m)$	50114305	50114305	50114305	50114305	50114305	50114305	50114305
$F_{k,i} (t)$	0,59	0,59	0,12	0,24	0,27	0,25	0,20

Niveau 99 (2)

	PT: H'	PT: I	PT: J	PT: entre J et K	PT: K	PT: entre K et L	PT: L
$R_{k,i} (1/2)$	4378,04	9322,9	7945,78	5500	3934,32	2505,47	1111,53
$d (m)$	12,14	5,54	1,06	4,36	7,66	10,96	14,26
$M_{k,i}^t (t-m)$	119,06	119,06	119,06	119,06	119,06	119,06	119,06
$J_k (t-m)$	44232216	44232216	44232216	44232216	44232216	44232216	44232216
$F_{k,i} (t)$	1,42	1,37	0,22	0,64	0,78	0,73	0,42

Niveau 102,5 (3)

	PT: H'	PT: I	PT: J	PT: J et K	PT: K	PT: K et L	PT: L
$R_{k,i} (1/2)$		18917,95	10721,99	9999,23	6377,93	4279,48	
$d (m)$		7,24	0,64	2,66	5,96	9,26	
$M_{k,i}^t (t-m)$		33,69	33,69	33,69	33,69	33,69	
$J_k (t-m)$		37063667	37063667	37063667	37063667	37063667	
$F_{k,i} (t)$		0,84	0,106	0,120	0,134	0,136	



Niveau 106,10 (4)

	Pt: I	Pt: J	Pt: J+K	Pt: K	Pt: K+L
$R_{k,i}(H)$	5500	6502,77	5494,59	4229,94	3453,74
$d(m)$	8,47	1,87	1,43	4,73	8,03
$M^+(t_m)$	25,05	25,05	25,05	25,05	25,05
$J_k(t_m)$	1666961,6	1666961,6	1666961,6	1666961,6	1666961,6
$F_{k,i}(t)$	0,70	0,18	0,11	0,30	0,41

Niveau 109,50 (5)

	Pt: I	Pt: J	Pt: J+K	Pt: K	Pt: K+L
$R_{k,i}(H)$	5784	6577,77	4735,71	4396,55	3022,58
$d(m)$	8,08	1,48	1,82	5,12	8,42
$M^+(t_m)$	27,90	27,90	27,90	27,90	27,90
$J_k(t_m)$	1598695,7	1598695,7	1598695,7	1598695,7	1598695,7
$F_{k,i}(t)$	0,81	0,16	0,15	0,4	0,44

Niveau 113 (6)

	Pt: J	Pt: J+K	Pt: K	Pt: K+L
$R_{k,i}(H)$	6944,44	4944,44	3931,57	2994,73
$d(m)$	3,62	0,32	2,98	6,28
$M^+(t_m)$	38,74	38,74	38,74	38,74
$J_k(t_m)$	689908,9	689908,9	689908,9	689908,9
$F_{k,i}(t)$	1,41	0,88	0,66	1,05

Niveau 115 (7)

	Pt: K	Pt: K+L
$R_{k,i}(H)$	5562,5	2844,44
$d(m)$	1,11	2,19
$M^+(t_m)$	2,09	2,09
$J_k(t_m)$	106659,27	106659,27
$F_{k,i}(t)$	0,12	0,12



Sens: y

$$F_{k,j}^{tor,y} = \frac{R_{k,j}^y d_{k,j}^y}{J_k} M_k^{tor,y}$$

Niveau: 1				
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37	Pt: 38
$R_{k,j}(H)$	13260126	1954545	1518571	497707
$d(m)$	8,06	1,46	5,14	11,74
$M^+(t-w)$	42,09	42,09	42,09	42,09
$J_k(t-w)$	50114305	50114305	50114305	50114305
$F_{k,j}(t)$	0,91	0,24	0,66	0,49

Niveau: 2				
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37	Pt: 38
$R_{k,j}(H)$	1175111	16352139	134400	445675
$d(m)$	11,80	5,20	1,40	8,00
$M^+(t-w)$	67,09	67,09	67,09	67,09
$J_k(t-w)$	44237216	44237216	44237216	44237216
$F_{k,j}(t)$	2,10	1,28	2,85	0,54

Niveau: 3				
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37	Pt: 38
$R_{k,j}(H)$	1298571	2377130	22105126	6931125
$d(m)$	8,91	2,31	4,29	10,89
$M^+(t-w)$	60,53	60,53	60,53	60,53
$J_k(t-w)$	37063667	37063667	37063667	37063667
$F_{k,j}(t)$	1,87	0,89	1,55	1,23

Niveau: 4			
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37
$R_{k,j}(H)$	754957	15120118	1455652
$d(m)$	7,84	1,24	5,36
$M^+(t-w)$	30,57	30,57	30,57
$J_k(t-w)$	16669616	16669616	16669616
$F_{k,j}(t)$	1,08	0,34	1,43

Niveau: 5			
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37
$R_{k,j}(H)$	7457189	13479126	13320122
$d(m)$	7,73	1,13	5,47
$M^+(t-w)$	31,20	31,20	31,20
$J_k(t-w)$	15986957	15986957	15986957
$F_{k,j}(t)$	1,12	0,29	1,42

Niveau: 6			
	Pt: 35'	Pt: 36	Pt: 37
$R_{k,j}(H)$	3100	1011176	9400
$d(m)$	8,43	1,83	4,77
$M^+(t-w)$	40,06	40,06	40,06
$J_k(t-w)$	68990899	68990899	68990899
$F_{k,j}(t)$	1,52	1,07	2,60

Niveau: 7		
	Pt: 36	Pt: 37
$R_{k,j}(H)$	381111	411215
$d(m)$	3,42	3,19
$M^+(t-w)$	3,84	3,84
$J_k(t-w)$	1066592	1066592
$F_{k,j}(t)$	0,47	0,47



## Détermination de la force sismique totale.

### effet de la translation + effet de la torsion.

L'effort  $F_{k,i}$  d'un portique  $i$  au niveau  $k$  dans le sens  $x$  (respectivement  $y$ ) est égal à la somme des efforts dus à la translation (forces laterales) et à la torsion (due à l'excentricité).

D'après l'article 3.3.5 du R.P.A : les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés.

$$F_{k,i}^{\text{totale}} = F_{k,i}^{\text{translation}} + F_{k,i}^{\text{torsion}}$$



determination de la force sismique totale:

Sens x.

$$F_{x,i}^x = F_{x,i}^{trans,x} + F_{x,i}^{torsion,x}$$

	pt: H'			pt: I			pt: J			pt: J et K			pt: K			pt: K et L			pt: L		
Niv.	$F_{(H')}^{trans}$	$F_{(H')}^{tor.}$	$F_{(H')}^{tot.}$	$F_{(I)}^{trans}$	$F_{(I)}^{tor.}$	$F_{(I)}^{tot.}$	$F_{(J)}^{trans}$	$F_{(J)}^{tor.}$	$F_{(J)}^{tot.}$	$F_{(J \& K)}^{trans}$	$F_{(J \& K)}^{tor.}$	$F_{(J \& K)}^{tot.}$	$F_{(K)}^{trans}$	$F_{(K)}^{tor.}$	$F_{(K)}^{tot.}$	$F_{(K \& L)}^{trans}$	$F_{(K \& L)}^{tor.}$	$F_{(K \& L)}^{tot.}$	$F_{(L)}^{trans}$	$F_{(L)}^{tor.}$	$F_{(L)}^{tot.}$
1	3,37	0,58	3,95	6,73	0,51	7,24	5,96	0,12	6,08	3,46	0,24	3,7	2,27	0,27	2,54	1,50	0,25	1,75	0,96	0,20	1,16
2	4,91	1,42	6,33	10,47	1,37	11,84	8,77	0,22	8,99	6,17	0,64	6,81	4,30	0,78	5,08	2,81	0,73	3,54	1,24	0,42	1,66
3				10,24	0,94	11,18	8,60	0,06	8,66	6,70	0,20	6,90	5,06	0,34	5,4	3,42	0,36	3,78			
4				6,05	0,7	6,75	7,15	0,19	7,33	6,04	0,11	6,15	5,42	0,30	5,72	3,79	0,41	4,20			
5				8,02	0,81	8,83	9,13	0,16	9,29	6,57	0,15	6,72	6,10	0,4	6,5	4,19	0,44	4,63			
6							10,7	1,41	12,11	7,62	0,08	7,70	6,05	0,66	6,71	3,69	1,05	4,74			
7													4,20	0,12	4,32	2,15	0,12	2,27			



determination de la force sismique totale.

Sens y.

$$F_{k,i}^y = F_{k,i}^{trans,y} + F_{k,i}^{tor,y}$$

	Pt: 35'			Pt: 36			Pt: 37			Pt: 38		
Niv	F <sub>(t)</sub> <sup>trans</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tor.</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tot</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>trans</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tor.</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tot</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>trans</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tor.</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tot</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>trans</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tor.</sup>	F <sub>(t)</sub> <sup>tot</sup>
1	6,80	0,91	7,71	10,03	0,24	10,27	7,79	0,66	8,45	2,52	0,49	3,01
2	3,04	2,10	5,14	4,24	1,28	5,52	34,84	2,85	37,69	1,15	0,54	1,69
3	7,46	1,87	9,33	13,77	0,89	14,66	12,81	1,55	14,36	4,01	1,23	5,24
4	6,45	1,09	7,53	12,04	0,34	12,38	12,45	1,43	13,88			
5	8,28	1,12	9,40	14,01	0,29	15,26	14,90	1,42	16,22			
6	4,30	1,52	5,82	14,03	1,07	15,1	13,05	2,60	15,65			
7				3,42	0,47	3,89	3,69	0,47	4,16			

### Vérification des déplacements d'étages

D'après l'article 3.3.71 du R.P.A : Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par  $\frac{1}{2B}$  pour obtenir le déplacement relatif.

Le rapport  $\frac{1}{2B}$  ne doit pas être plus petit que 1.

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

B : facteur de comportement de la structure .

$$B = 0,25 \Rightarrow \mu = \frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \times 0,25} = 2 > 1.$$

$$\mu = 2.$$

$$\sigma_{k, relatif}^{real} = \sigma_{k, relatif}^{Fk} \times \mu.$$

$$\sigma_{k, relatif}^{Fk} = \frac{Tk}{Rk} \quad (m).$$

déplacement admissible.

$$\sigma_{k, relatif}^{real} = 0,0075 h_k.$$

$h_k$  : hauteur d'étage .



Sens x.

Niv	$F_x^{trans}$ (t)	$T_x$ (t)	$R_x^x$ (t/m)	$\bar{\sigma}_x$ relatif	$\frac{\sigma_{x,relat}}{\sigma_{x,relat}^{ref}}$	$\bar{\sigma}_x$ (m)
1	24129	193196	47915159	0,00401	0,0080	0,042
2	39171	169169	34469104	0,0049	0,0099	0,037
3	34104	130197	42595126	0,0031	0,0062	0,026
4	29147	96193	25190114	0,0037	0,0074	0,026
5	34103	69146	24516161	0,0028	0,0056	0,026
6	29107	34143	18215117	0,0019	0,0038	0,026
7	6136	6136	9406114	0,0007	0,0014	0,020

Sens y.

Niv.	$F_y^{tran}$ (t)	$T_y$ (t)	$R_y^y$ (t/m)	$\bar{\sigma}_y$ relatif	$\frac{\sigma_{y,relat}}{\sigma_{y,relat}^{ref}}$	$\bar{\sigma}_y$ (m)
1	27116	216194	52909109	0,0041	0,0082	0,042
2	43129	199179	166960124	0,0043	0,0026	0,037
3	39107	146149	65603112	0,0022	0,0044	0,026
4	31185	108142	37225173	0,0029	0,0058	0,026
5	39106	76157	34259117	0,0022	0,0044	0,026
6	31139	39151	22641176	0,0017	0,0034	0,026
7	7112	7112	79231161	0,0009	0,0018	0,020

Conclusion.

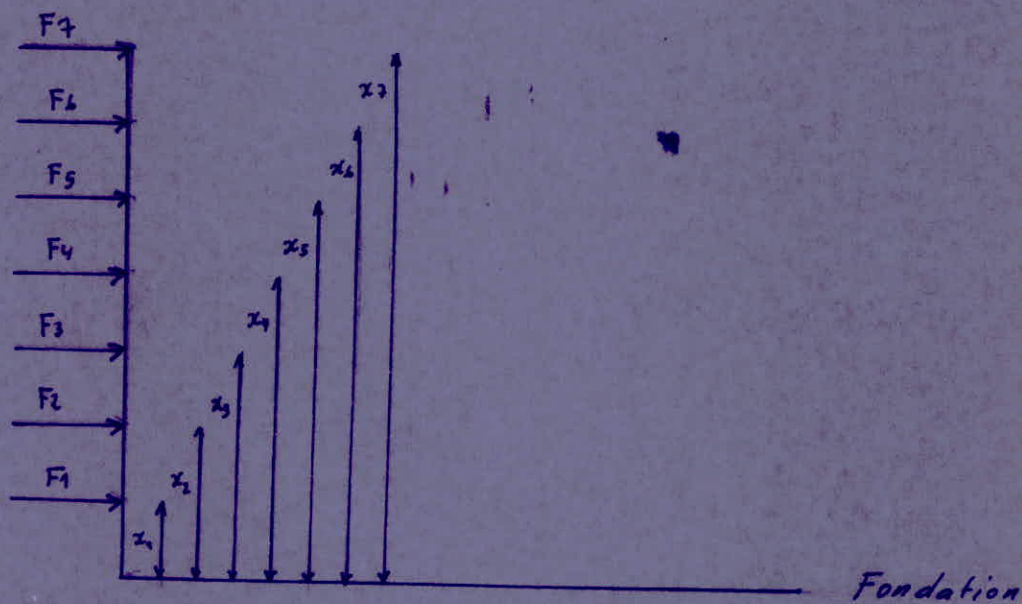
Les déplacements latéraux dus aux forces sismiques sont admissibles dans les deux sens (x et y) et ceci assure la rigidité de la structure vis à vis de ces forces.

## VERIFICATION AU RENVERSEMENT.

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

on doit vérifier:

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1,5.$$



détermination de l'effort tranchant à la base

$$V = \sum_{i=1}^7 F_i$$

Le moment en console (au niveau des fondations).

$$M_{\text{con}} = \sum_{i=1}^7 F_i \cdot x_i$$

Le moment résistant:

sens x :  $M_{\text{resist}} = \sum_{i=1}^7 W_i \cdot X_{G_i}$

sens y :  $M_{\text{resist}} = \sum_{i=1}^7 W_i \cdot y_{G_i}$

$(X_{G_i}, y_{G_i})$  les coordonnées du centre de masse du niveau  $i$ .



Sens x.

moment en console :  $M_c^x = \sum_{i=1}^7 F_i \cdot x_i$

$$M_c^x = 24,28 \times 5,6 + 38,71 \times 10,6 + 34,04 \times 14,10 + 28,47 \times 17,60 + 34,03 \times 21,10 + 29,07 \times 24,60 + 6,36 \times 27,30 = 3109,51 \text{ t.m.}$$

$$M_c^x = 3109,51 \text{ t.m.}$$

moment résistant :  $M_{resist}^x = \sum w_i \cdot X_{Gi}$

$$M_R^x = 855 \times 8,75 + 720 \times 8,75 + 476 \times 9,43 + 319 \times 6,96 + 318 \times 6,96 + 225 \times 7,05 + 46 \times 9,9 = 24745,1 \text{ t.m.}$$

$$M_R = 24745,1 \text{ t.m.}$$

on doit vérifier :  $\frac{\text{Moment résistant}}{M_{ut}^x \text{ de renversement}} > 1,5$

$$\frac{24745,1}{3109,51} = 7,95 > 1,5 \quad \text{donc la structure est stable dans le sens x.}$$

Sens y.

$$M_c^y = 27,16 \times 5,6 + 43,29 \times 10,6 + 38,07 \times 14,10 + 31,85 \times 17,6 + 38,06 \times 21,1 + 31,39 \times 24,60 + 7,12 \times 27,30 = 3477,95 \text{ t.m.}$$

$$M_R^y = \sum w_i \cdot y_{Gi}$$

$$M_R^y = 855 \times 11,74 + 720 \times 11,74 + 476 \times 12,25 + 319 \times 14,11 + 318 \times 14,11 + 225 \times 15,48 + 46 \times 21,45 = 37779,27 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{ut}^y \text{ résistant}}{M_{ut}^y \text{ de renversement}} = \frac{37779,27}{3477,95} = 10,86 > 1,5.$$

la stabilité est vérifiée dans le sens y.

La structure est stable dans l'ensemble.

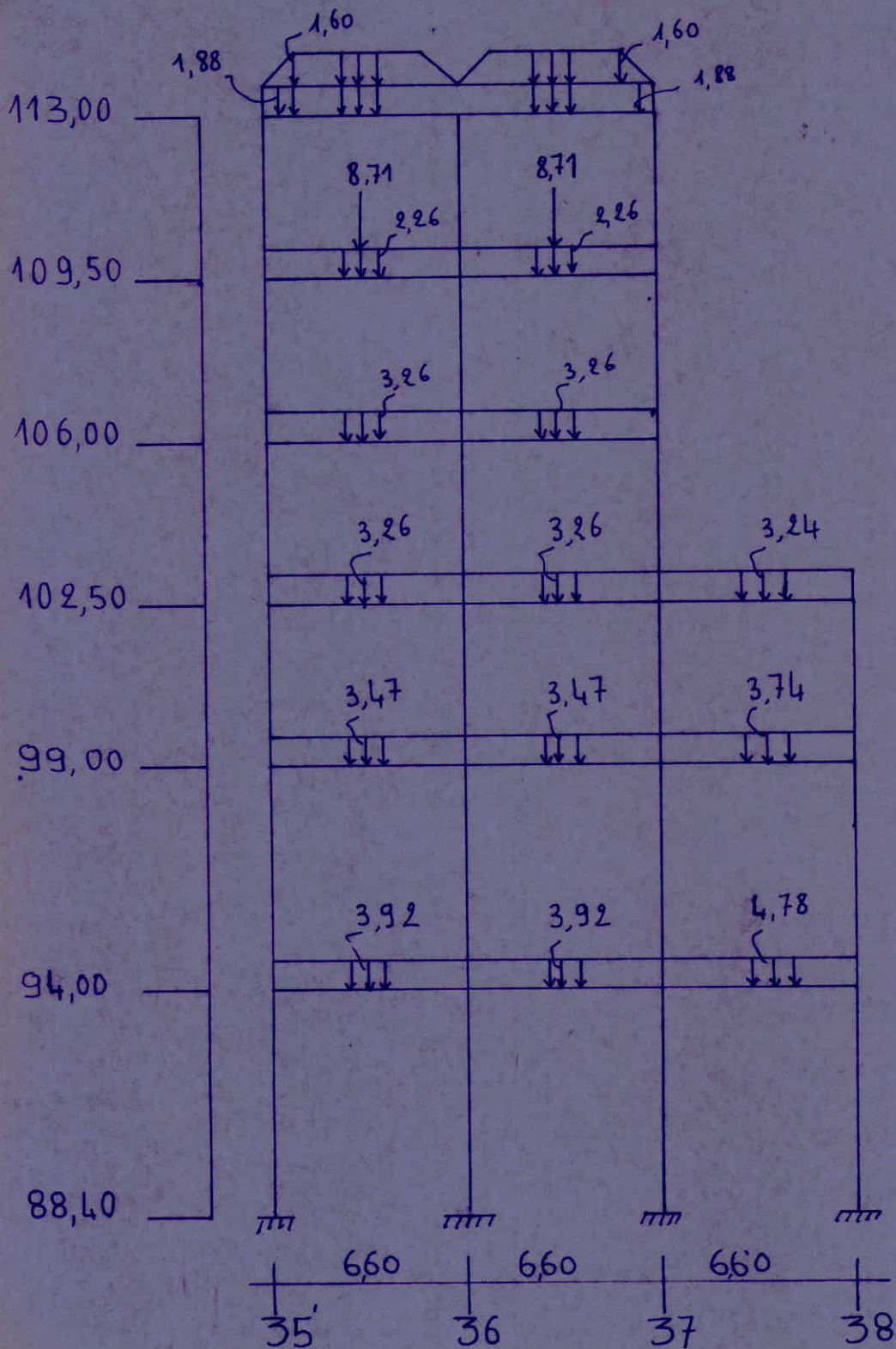
**EFFORTS**

**DANS**

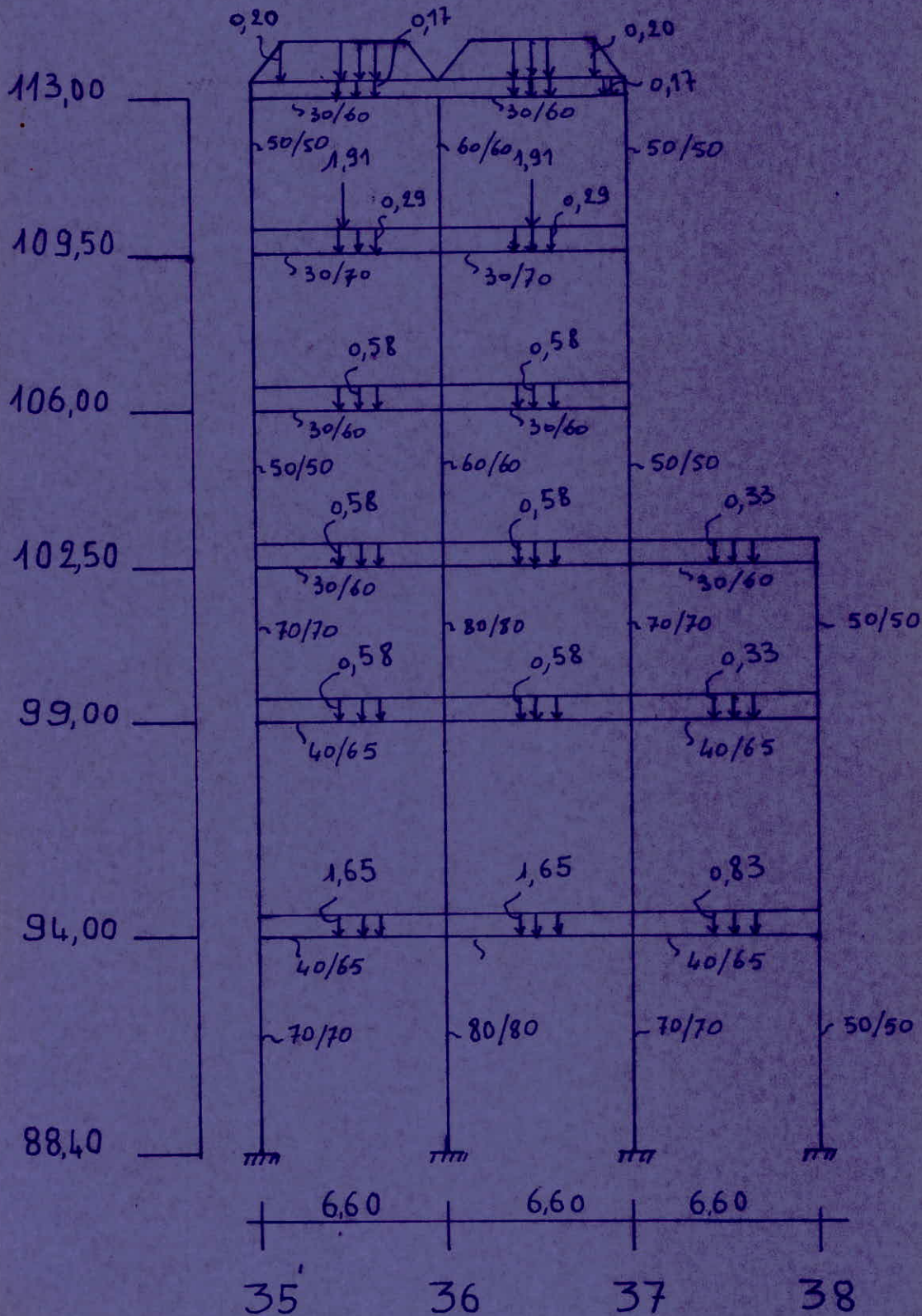
**LES PORTIQUES**



portique sur axe J  
charges permanentes



portique sur axe J  
Surcharges.





avec

F: vecteur forces.

U: vecteur déplacements

R: matrice de rigidité de dim (n,n)  
de la structure =  $\{r_{ij}\}$

Les coefficients  $\{r_{ij}\}$  représentent les forces à appliquer au niveau des noeuds pour avoir les déplacements unitaires correspondants.

### Matrice de masse

On considère les masses concentrées au niveau des noeuds, les forces d'inertie ont pour valeur.

Soit  $F = M\ddot{U}$  avec

$$\ddot{U} = \begin{pmatrix} \ddot{U}_1 \\ \ddot{U}_2 \\ \vdots \\ \ddot{U}_n \end{pmatrix} \quad \text{vecteur accélération}$$

$$M = \begin{pmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 \\ & \ddots & & \\ & & m_j & \\ & & & \ddots \\ 0 & & & & m_n \end{pmatrix} \quad \text{matrice des masses}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} f_1 = m_1 \ddot{U}_1 \\ \vdots \\ f_j = m_j \ddot{U}_j \\ \vdots \\ f_n = m_n \ddot{U}_n \end{cases}$$

### \* valeurs propres

Les valeurs propres sont calculées à partir:  $\det([R] - [M]\omega^2) = 0$

### \* vecteurs propres

A chaque valeur propre  $\omega_k$  correspond un vecteur propre

$$\phi_i \text{ tel que : } |[R] - \omega_k[M]| - [\phi_i] = 0$$

## EFFORTS DANS LES PORTIQUES

### introduction

Les efforts dans les portiques nous ont été donnés par le programme ETABS (EXTENDED TRIDIMENSIONNEL Analysis Building system) qui calcule les structures aux sollicitations statique et/ou dynamique dues au seisme dans le domaine élastique du matériau constituant.

Après avoir introduit toutes les données relatives à la structure le calcul s'effectue de la manière suivante.

- Détermination de la matrice de rigidité ainsi que des valeurs et vecteurs propres (déplacements et rotations des nœuds).
- Calcul des éléments de réduction (M, N, T) dans les poteaux et poutres.

Soit une structure à  $p$  nœuds comportant au total  $n$  degrés de liberté ( $n=6p$ ) qu'on assimile à un oscillateur multiple et soumise à un système de forces extérieures  $F_i$  qui engendre des déplacements  $U_j$ .

### \* Matrice de rigidité

En supposant la structure élastique il existe des relations linéaires entre les forces extérieures et les déplacements :

$$F = RU$$



**FERRAILLAGE  
DES  
POUTRES**



## EFForts dans les poutres

Les combinaisons utilisées pour le calcul des poutres, selon le RPA sont les suivantes.

$$G + 1,1P$$

$$G + P + SI$$

$$G + P - SI$$

$$0,8G + SI$$

$$0,8G - SI$$

### Moment flechissant

1° Moment sur appuis

Les moments sur appuis sont donnés par le programme ETABS, pour les différentes combinaisons utilisées

\*\* Les combinaisons suivantes nous donnent la valeur négative du moment

$$G + 1,2P \quad 1^{\text{er}} \text{ genre } (SP_1)$$

$$G + P \pm SI \quad 2^{\text{ème}} \text{ genre } (SP_2)$$

par contre on obtient la valeur positive du moment pour les combinaisons :  $0,8G \pm SI$

La valeur du moment servant pour le calcul est telle que :

$1,5 (SP_1) > SP_2$  on prendra la valeur donnée par  $SP_1$ , sinon on prendra la valeur donnée par  $SP_2$ .



### 2) Moment en travée

Le moment maximum en travée est obtenu par la relation classique de la RDM sous les sollicitations du 1<sup>er</sup> genre  $SP_1$ .



Niveau 94,00 Moments et efforts tranchants dans les poutres du portique J

comb	travée 1-2				travée 2-3				travée 3-4			
	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)
1	18,59	-22,52	18,97	20,06	20,97	-22,13	19,29	19,64	23,69	-15,62	20,59	17,53
2	-13,67	-82,08	8,42	23,34	-9,67	-49,05	9,48	27,28	-1,51	-35,05	13,00	24,02
3	48,84	9,62	27,24	9,52	49,20	7,12	26,91	9,85	47,22	8,55	26,96	10,06
4	-21,24	-42,71	0,66	20,04	-18,46	-40,24	1,45	19,24	-8,88	-30,52	6,59	18,55
5	41,26	13,99	19,48	1,22	40,41	15,92	18,88	1,21	39,69	12,68	20,55	4,69

Niveau 99,00

comb	travée 1-2				travée 2-3				travée 3-4			
	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)	$M_i$ (tm)	$M_j$ (tm)	$T_i$ (t)	$T_j$ (t)
1	14,85	-14,88	13,74	13,75	14,59	-15,52	13,61	13,88	15,11	-13,29	13,92	13,37
2	-11,39	-40,04	5,57	21,16	-10,81	-39,34	5,77	20,96	-7,34	-34,04	7,16	19,70
3	40,23	11,10	21,14	5,59	39,22	9,19	20,70	6,03	37,14	7,96	20,26	6,60
4	-15,98	-35,5	1,36	16,96	-15,22	-34,76	1,62	16,70	-11,16	-30,42	3,57	16,17



Niveau 102,50

comb	travée 1-2				travée 2-3				travée 3-4			
	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_i(t)$	$T_j(t)$	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_i(t)$	$T_j(t)$	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_i(t)$	$T_j(t)$
1	13,77	-14,33	12,97	13,14	13,77	-15,07	12,86	13,25	13,93	-9,98	12,59	11,40
2	-1,75	-29,01	8,01	17,33	-1,48	-29,00	8,05	17,29	1,15	-20,88	8,79	14,77
3	28,50	1,19	17,17	8,17	28,23	-0,27	16,91	8,44	26,20	1,29	15,95	7,61
4	-6,02	-24,53	3,98	13,23	-5,77	-24,34	4,04	13,17	-2,59	-18,18	5,41	11,7
5	24,24	5,67	13,14	4,07	23,93	4,49	12,99	4,31	22,46	3,99	12,56	4,54

Niveau 106,00

comb	travée 1-2				travée 2-3			
	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_i(t)$	$T_j(t)$	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_i(t)$	$T_j(t)$
1	12,23	-15,18	12,61	13,5	14,74	-12,52	13,39	12,72
2	-1,55	-28,16	8,17	17,17	0,58	-25,95	8,83	16,52
3	25,28	-1,32	16,3	9,04	28,03	1,66	17,17	8,17
4	-5,39	-23,46	4,24	12,98	-4,01	-22,05	4,66	12,55
5	21,45	3,38	12,37	4,84	23,44	5,56	13,00	4,21

Niveau 109,50

Comb	travée 1-2				travée 2-3			
	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_c(t)$	$T_d(t)$	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_c(t)$	$T_d(t)$
1	15,38	-19,48	13,48	14,73	19,01	-15,83	14,60	13,62
2	2,35	-31,53	9,30	18,15	5,64	-28,21	10,30	17,14
3	27,53	-6,33	16,94	10,51	31,40	-2,60	18,01	9,36
4	-2,38	-25,56	5,21	13,68	-0,28	-23,42	-5,86	13,04
5	22,80	-0,37	12,85	6,05	25,47	2,20	13,64	5,26

Niveau 113,00

Comb	travée 1-2				travée 2-3			
	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_c(t)$	$T_d(t)$	$M_i(t_m)$	$M_j(t_m)$	$T_c(t)$	$T_d(t)$
1	9,95	-14,38	10,48	11,83	14,47	-9,85	11,86	10,46
2	3,76	-20,11	8,47	13,43	8,05	-15,78	9,78	12,12
3	15,71	-8,16	12,1	9,81	20,35	-3,53	13,50	8,40
4	0,97	-16,30	5,62	10,26	4,16	-13,08	6,59	9,29
5	12,92	-4,35	9,24	6,64	16,46	-83	10,31	5,57



# Ferraillage des poutres

## Introduction

Les poutres sont soumises à des efforts tranchants, à des moments flechissants et à des efforts normaux négligeables. L'étude sera faite en flexion simple sous les sollicitations du premier genre et du deuxième genre, le ferraillage adopté sera donné par la sollicitation la plus défavorable.

## Méthode de calcul

Pour le calcul du ferraillage on utilisera les tableaux de P. Charon, donnant la quantité d'acier nécessaire en fonction du moment capable

avec  $M_{cap} = \frac{\sigma_s h^2 b}{15}$  et à partir du moment capable

on a les valeurs de :  $\omega, k, \mu, \sigma'_s, A$

\* Pour les aciers inférieurs sur appuis on prendra le moment maximum positif.

## Armature transversale

Les armatures transversales reprennent l'effort tranchant dans les poutres et empêchent les fissurations.

## Contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b z} \quad z = \frac{7}{8} h$$

## Contrainte de cisaillement admissible



$$\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

on doit vérifier que  $\tau_b^{max} \leq \bar{\tau}_b$

### Calcul des espacements

$$t = \frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{\tau_b^{max}}, \quad A_t \text{ section d'armature transversale}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{cn} \quad \text{avec}$$

$$\rho_{at} = \frac{2}{3} : \text{ sans reprise de bétonnage.}$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}, \left( 1 - \frac{\tau_b}{3 \bar{\sigma}_b} \right) \right\} \quad \text{avec reprise de bétonnage}$$

### Espacements admissibles

$$t \leq \min (0,3h, 12\phi) \quad \text{zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h \quad \text{en dehors de la zone nodale.}$$

### Verifications.

On doit effectuer les vérifications suivantes

1) condition de non fragilité art 52-1 CCBA 68

pour les poutres flexées

$$A \geq b_0 h \psi_u \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_x}{h} \right)^2 \quad \psi_u = 0,54 \quad \text{acier écroui}$$

A: section d'armature tendue

$b_0$ : largeur de la nervure (b pour une section rectangulaire)

2) Vérification de la flèche : art 61.21 CCBA 68

on peut se dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées.



$$* \quad h_t \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \ell$$

$M_t$ : moment en travée

$$** \quad A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}}$$

$\ell$ : distance entre nus d'appuis

$\sigma_{en}$  exprimée en bars.

$$*** \quad \frac{h_t}{\ell} \geq \frac{1}{16}$$

3°) Condition aux appuis art 35-32 CCBA 68

$$* \text{ pour les aciers on vérifie } A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta}$$

\*\* pour le béton

Pour que  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_{b0}$  s'at à dire pour ne pas avoir écrasement du béton, on vérifie sur appuis continus

$$c_0 \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}'_{b0} 1,5}$$

$b_0$ : largeur de la poutre

$c$ : distance du nu de l'appui au point où commence l'ancrage

d'où

$$c = a - (d+r) : a: \text{dimension du poteau}$$

$$r = 5\phi \div 5,5\phi$$

4°) Vérification de la fissuration art 49.22 CCBA 68

on détermine  $\sigma_1$  et  $\sigma_2$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \bar{\sigma}_0}{\phi}} \quad , \quad \omega_f = \frac{A}{8f} = \frac{A}{2bd}$$

on vérifie alors  $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} \leq \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \}$

5°) Condition de non entrainement des barres: art 29.11

$$\text{on vérifie } \tau_d = \frac{T}{MP3} \leq \bar{\tau}_d$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_0$$

$$\psi = 1,5 \quad , \quad \beta = \frac{7}{8} h$$

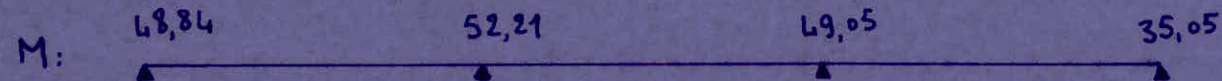
$$\text{d'où } \bar{\tau}_d = 1,5 \times 2,5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_1$$

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \times 17,7 = 26,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{sous } SP_2$$

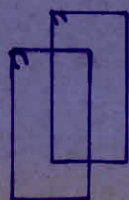


bloc	Direct	AXE	Niveau	section
G2	X	J	94,00	40/65

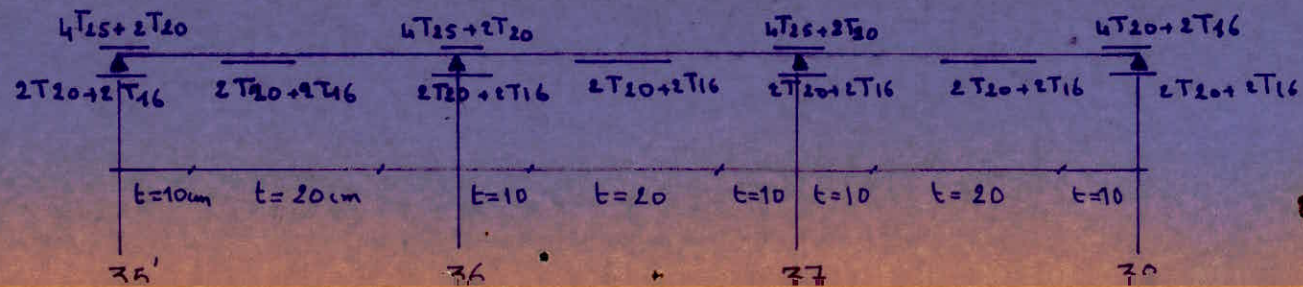
M sur appui	G + 1,2 P	-18,6	-22,51	-21	-22,13	-23,7	-13,62
	G + p + SI		-52,1		-49,05		-35,05
	G + p - SI	-48,84		-49,20		-47,22	
	0,8G + SI	21,24		18,46		18,88	
	0,8G - SI			19		15,91	



M en travée	1	11,6		10,56		13,03	
Ø	G + 1,2 P	18	-20,0	19,3	-19,65	20,59	-17,54
	1,25 (G + p ± SI)	34,05	-35,43	33,64	-34,12	33,7	-30,0



2 cadres  
Ø 10



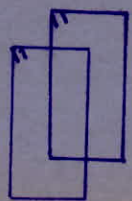


bloc	Direct	AXE	Niveau	Section
G2	X	J	99,00	40/65

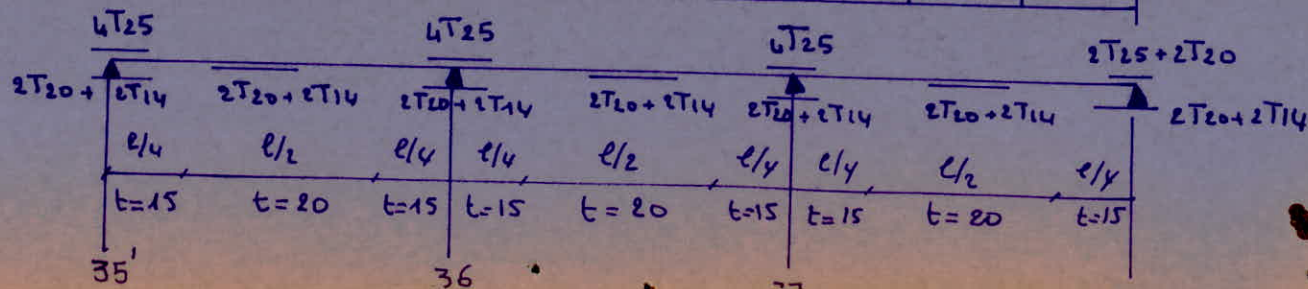
M sur appui	G+1,2P	-14,85		-14,88	-14,6		-15,52	-15,11		-13,29
	G+p+SI			-40,0			-39,34			-34,0
	G+p-SI	-40,23			-39,22			-37,14	-37,14	
	0,8G+SI	15,98			15,22				11,16	
	0,8G-SI			15,64				13,97		11,57



M en travée			7,78		7,6		8,3			
Q	G+1,2P	13,74		-13,75	13,61		-13,89	13,92		-13,37
	0,5(G+p±SI)	26,42		-26,45	25,87		-26,2	25,32		-24,62

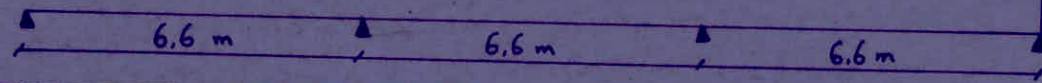


2 cadres  
Φ10

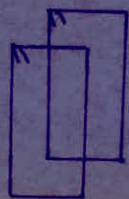


bloc	Direct	AXE	Niveau	Section
G <sub>2</sub>	X	J	102,5	30/60

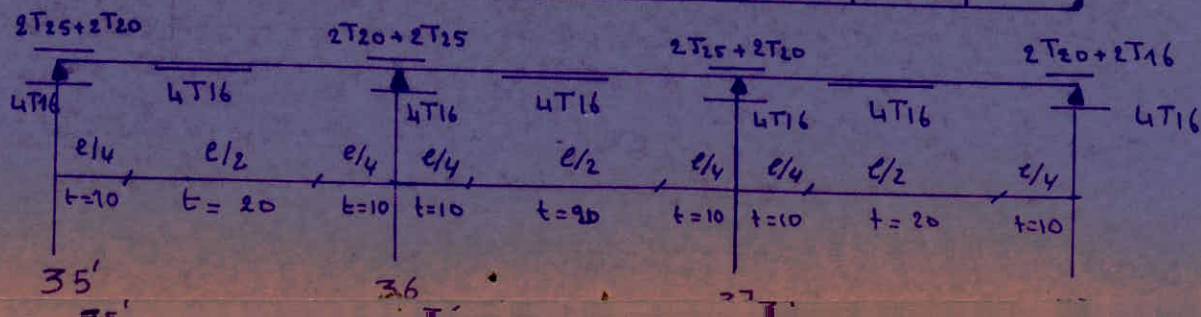
M sur appui	G + 1,2P	-13,77	-14,33	-13,77	-15,0	-13,93	-9,98
	G+p+SI		-29,0		-29		-20,88
	G+p-SI	-28,50		-28,23		-26,2	
	0,8G+SI	6,0		5,78		2,59	
	0,8G-SI		5,67			4,39	4



M en travée			7,47		7,11		7,8	
Q	G + 1,2P	12,97	-13,14	12,86	-13,25	12,56	-11,4	
	1,25(G+p±SI)	21,46	-21,66	21,37	-21,61	19,94	-18,46	



2 cadres  
φ 8





bloc	Direct	AXE	NIVEAU	Sect
G2	X	J	109,5	30/70

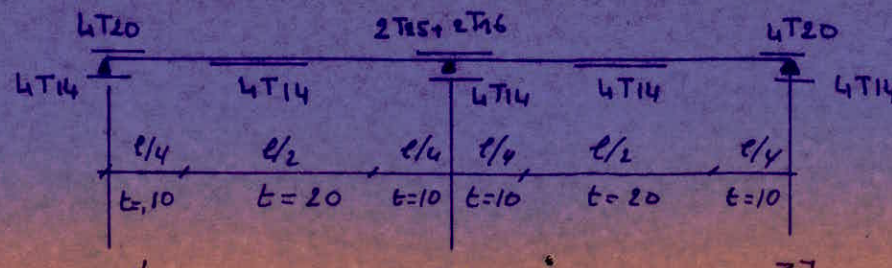
M sur appui	G + 1,2 P	-15,38		-19,48	-19,1		15,83
	G+P + SI			-31,53			-28,21
	G+P - SI	-27,53			-31,4		
	0,8G + SI	2,38			0,28		
	0,8G - SI			0,37			2,19



M en travée			5,88			5,83	
φ	G + 1,2 P	13,49		-14,73	14,6		-13,61
	1/4 (G+P ± SI)	21,17		-22,68	22,61		-21,42



2 cadres  
φ 8



70cm



2T14



blog	Direct	Axe	Niveau	Sect
G2	X	J	113,00	30/60

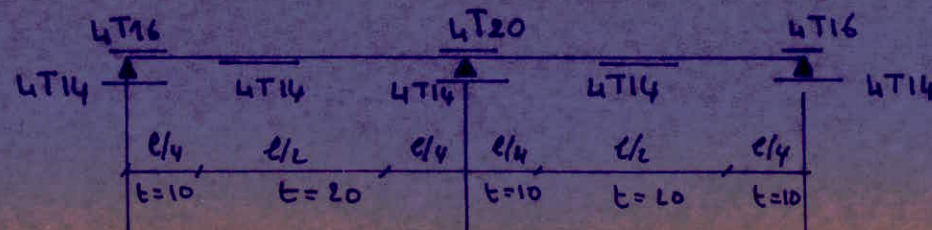
M sur appui	G+1,2P	-9,95		-14,39	-14,47		-9,85
	G+P+SI			-20,11			-15,79
	G+P-SI	-15,71			-20,36		
	0,8G+SI	0,97			4,16		
	0,8G-SI			4,35			0,83



M en travée			8,12			8,12	
Q	G+1,2P	10,49		-11,83	11,80		-10,46
	1/5(G+P±SI)	15,12		-16,78	16,87		-15,15



2 cadres  
φ 8





n : le nombre de barres dans un lit

p : perimetre adherent des barres

Pour un paquet de deux barres :  $p = \phi(\pi+1)$

## Verifications

### Niveau 94,00

#### 1) condition de non fragilité

$$A \geq b h \psi_u \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{p_{lt}}{R} \right)^2 = 40,61 \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{65}{61} \right)^2 \cdot 0,54 = 3,15 \text{ cm}^2$$

on a bien sur toute la poutre  $A_{min} < A$

#### 2) flèche

\*  $h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0}$  le cas le plus defavorable est :  $M_t = M_0$

$$h_t \geq \frac{590}{10} = 59 < 65 \quad \text{verifie}$$

$$** \quad A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{en}} = \frac{40 \cdot 61 \cdot 43}{4120} = 25,46 \text{ cm}^2$$

$$\max A < 25,46 \text{ cm}^2 \quad \text{verifie}$$

$$*** \quad \frac{p_{lt}}{l} = \frac{65}{590} = 0,11 > \frac{1}{16} \quad \text{verifie}$$

Les trois conditions sont remplies donc la flèche est verifiée

#### 3) Condition aux appuis

a) pour les aciers on verifie  $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$

appuis	1	2	3	4
T(t)	34,0	35,4	34,25	30,0
M tm	-48,44	-52,10	-49,0	-35
$T + \frac{M}{3}$	< 0	< 0	< 0	< 0

pour tous les appuis on a  $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{3}$

b) beton

appuis	1	4
c (cm)	53	33,5
c <sub>0</sub> cm	9,18	8,5

on a pour les appuis  $c > c_0$   
donc pas d'ecroisement de  
beton.

4°) Verification de la fissuration

A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{\omega}_f$ %	$\sigma_1$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2$ kg/cm <sup>2</sup>
10,3	0,032	2909	2019

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{en}$  donc pas de risque de fissuration

5°) Condition de non entrainement des barres

on doit avoir  $\tau_d^{max} = \frac{T^{max}}{m p_3}$   $\bar{\tau}_d = \begin{cases} 17,7 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow SP_1 \\ 26,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow SP_2 \end{cases}$

d'ou le tableau suivant

appuis	1	2	3	4
T <sub>max</sub> (t)	34	35,4	34	30
m <sub>p</sub> (cm)	33,13	33,13	33,13	33,13
$\tau_b$ kg/cm <sup>2</sup>	19,25	20	19,29	16,98

on bien  $\tau_d < \bar{\tau}_d$  verifie'



## Armature transversale

L'effort tranchant maximum est donné par  $SP_2$   $T^{\max} = 35,4^t$

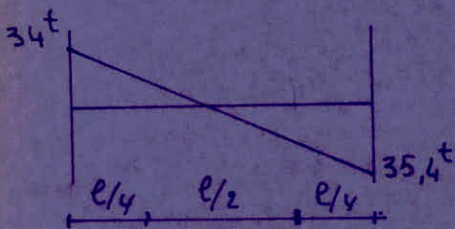
$$\bar{z}^{\max} = \frac{T^{\max}}{b \cdot z} = \frac{35,4 \cdot 10^3}{40 \cdot 53,37} = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma'_{bII} = 195,4 \text{ kg/cm}^2$  donnée par le tableau

$$\sigma'_{bII} > 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{z}_b = \left(4,5 \cdot \frac{\sigma'_{bII}}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 23 \text{ kg/cm}^2$$

$$z_b^{\max} < \bar{z}_b$$

## Calcul des espacements



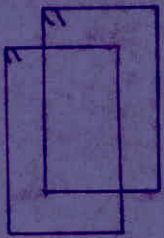
$$a_t = \frac{T \cdot t}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}'_{b0} \cdot 1,5}$$

$$n = 4$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$a_t = 0,69$$

On prend deux cadres  $\phi_{10}$  sur une distance de  $l/4$  de chaque appui espacés de 10 cm.



2 cadres  $\phi_{10}$

Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement  $t$  correspondant.

$$a_t = 0,69$$

on prendra aussi deux cadres  $\phi_{10}$  avec un espacement de 20 cm.

Les espacements admissibles sont donnés par :

$$t \leq \min(0,3h, 12\phi) = 18 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h = 30 \text{ cm} \quad \text{ailleurs}$$

$$t < \bar{t} \quad \text{vérifié}$$



## Niveau 99,00

### Verifications

#### 1) Condition de non fragilité

$$A \geq b h \psi_v \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{R} \right)^2 = 3,15$$

on a bien sur toute la poutre  $A_{min} < A$

#### 2) flèche

Comme précédemment on vérifie

$$* R_t = 65 > \frac{590}{10} = 59$$

$$** A \leq \frac{b h^3 l_3}{\sigma_{cn}} = \frac{40 \cdot 61,43}{4220} = 25,46$$

$$\max A < 25,46 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

$$*** \frac{h_t}{l} = \frac{65}{590} = 0,11 > \frac{1}{16} \quad \text{Vérifié}$$

Les trois conditions sont vérifiées donc la flèche est vérifiée.

#### 3) Condition aux appuis

a) pour les aciers on vérifie  $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

Appuis	1	2	3	4
T(t)	26,42	26,45	26,2	24,6
M(t.m)	-40,23	-40	-39,3	-34
$T + M/3$	< 0	< 0	< 0	< 0

$A \bar{\sigma}_a > T + M/3$  pour tous les appuis

#### b) beton



appuis	1	4
L (cm)	53,5	33,5
L <sub>0</sub> (cm)	12,85	11,98

$L > L_0$  pour les deux appuis donc pas d'écrasement du béton

#### 4) Verification de la fissuration

$$A = 9,36 \text{ cm}^2 \quad \omega = 0,02925$$

$$\sigma_1 = 2715 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2019 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} \quad \text{verifié}$$

#### 5) Condition de non entrainement des barres

On doit avoir  $\tau_d^{\max} = \frac{T^{\max}}{mp_3} \leq \bar{\tau}_d$

appuis	1	2	3	4
T <sup>max</sup> (t)	26,42	26,45	26,2	24,62
mp (cm)	31,41	31,41	31,41	31,41
$\tau_d$ kg/cm <sup>2</sup>	15,76	15,77	15,63	14,68

$$\tau_d < \bar{\tau}_d \quad \text{verifié}$$

#### Armature transversale

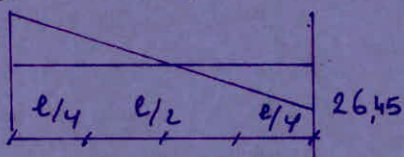
T<sup>max</sup> est donné par  $Ap_2$ ,  $T^{\max} = 26,45 \text{ t}$

$$\tau_b^{\max} = \frac{T^{\max}}{b_0 z} = \frac{26,45 \cdot 10^3}{40 \cdot 53,37} = 12,4 \text{ kg/cm}^2$$

d'après le tableau  $\sigma'_{bt} = 163,5 \text{ kg/cm}^2 > 1,5 \sigma'_{bo} = 103 \text{ kg/cm}^2$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_{bt}}{1,5 \sigma'_{bo}} \right) \cdot 1,5 \sigma'_{bo} = 25,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$26,42 \quad \tau_b^{\max} < \bar{\tau}_b \quad \text{verifié}$$



$$a_t = \frac{T \cdot t}{\frac{3}{8} h \sigma_a \cdot 1,5}$$

$$n = 4$$

$$a_t = 0,77$$

On prendra deux cadres  $\phi 10$  pour un espacement de 10cm sur une distance de  $l/4$  à partir de chaque appui

Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement  $t$ .

$$\text{Sout } a_t = 0,64$$

on prendra deux cadres  $\phi 10$  avec un espacement de 20cm.

### Espacements admissibles

$$t \leq \min(0,3h, 12\phi) = 18 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h = 30 \text{ cm} \quad \text{ailleurs}$$

$$t < \bar{t} \quad \text{verifié}$$

### Niveau 102,50

#### 1°) condition de non fragilité

$$A \geq bh \psi_y \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \quad \text{sur toute la poutre, verifié}$$

#### 2°) flèche

$$* \quad h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow h_t = 60 > \frac{590}{10} = 59 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$** \quad A < \frac{43bh}{\bar{\sigma}_a} = \frac{43 \times 56,30}{4120} = 17,53$$

$$\max A = 8,04 < 17,53 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

$$*** \quad \frac{h_t}{l} = \frac{60}{590} = 0,10 > \frac{1}{16} \quad \text{verifié}$$

donc la flèche est vérifiée



3°) Condition aux appuis

a) Acier: on vérifie  $A\bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

appuis	1	2	3	4
T (t)	21,46	21,66	21,61	18,46
M (tm)	-28,50	-29	-29	-20,88
$T + M/3$	< 0	< 0	< 0	< 0

pour tous les appuis on  $T + M/3 < A\bar{\sigma}_a$ .

b) beton

appuis	1	4
c (cm)	53	33,5
$c_0$ cm	16,7	12

$c > c_0$  pour les deux appuis  
donc pas d'écroisement  
du béton

4°) Vérification de la fissuration

$A = 8,04 \text{ cm}^2$

$\omega = 0,0335$

$\sigma_1 = 3764 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2257,8 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{5} \sigma_{cn}$

pas de risque de fissuration

5°) Condition de non entrainement des barres.

appuis	1	2	3	4
$T_{\max}$ (t)	21,46	21,66	21,61	18,46
$m_p$ (cm)	31,41	31,41	31,41	31,41
$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	13,94	14	14	12

$Z_b^{\max} < \bar{Z}_b$   
Vérifié

## Armature transversale

$T^{max}$  est donné par  $SP_2$ ,  $T^{max} = 21,66 \text{ t}$

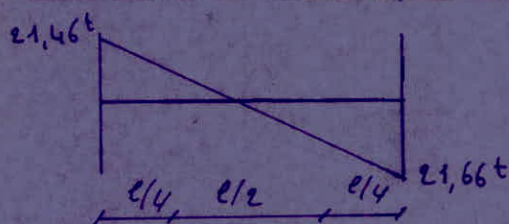
$$\bar{\tau}_b^{max} = \frac{T^{max}}{b_0 z} = \frac{21,66 \cdot 10^3}{30,49} = 14,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bII} = 178 \text{ kg/cm}^2 > 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma'_{b0}}{1,5 \bar{\sigma}'_{b0}} \right) \bar{\sigma}'_{b0} \cdot 1,5 = 24,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{max} < \bar{\tau}_b \quad \text{verifié}$$

## Calcul des espacements



$$a_t = \frac{T t}{\frac{7}{8} f_h \bar{\sigma}'_{b0} 1,5 n}$$

$$n = 4$$

$$a_t = 0,46$$

on prendra deux cadres  $\phi 8$  avec un espacement de 10 cm sur une longueur de  $l/4$  à partir de chaque appui.

Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement

$$\text{on a } a_t = 0,65$$

on prendra aussi deux cadres  $\phi 8$  espacés de 20 cm  
\* espacements admissibles

$$t \leq \min(0,3h, 12\phi) = 16 \text{ cm} \quad \text{zone modale}$$

$$t \leq 0,5h = 28 \text{ cm} \quad \text{ailleurs}$$

$$t < \bar{t} \quad \text{verifié}$$



Niveau 106,00

1) condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h_f \cdot \psi_s \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left( \frac{h_f}{h} \right)^2 = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \text{ vérifié}$$

2) flèche

$$* \text{ r } h_f \geq \frac{l}{10} \frac{M_1}{M_0} \quad h_f = 60 \text{ cm} = \frac{l}{10} \frac{M_1}{M_0} = 60 \text{ cm.} \text{ vérifié}$$

$$** A \leq \frac{b h^3}{\sigma_{cn}} = \frac{43,56,30}{4120} = 17,53 \text{ cm}^2$$

$$*** \frac{h_f}{l} = \frac{60}{600} = 0,1 > \frac{1}{16} \text{ vérifié}$$

3) Condition aux appuis

appuis	1	2	3
T (k)	20,37	21,46	20,65
M (k.m)	-25,29	-28,04	-25,95
T + M/3	< 0	< 0	< 0

pour les trois appuis

$$A \bar{\sigma}_a > T + M/3$$

b) beton

appuis	1	3
c (cm)	33,5	33,5
c <sub>0</sub> (cm)	13,21	13,4

$c > c_0$  pour les deux appuis

donc pas d'écrasement

du béton.

4) verification de la fissuration

$$A = 8,04 \text{ cm}^2 \quad \omega = 0,0335$$

$$\sigma_1 = 3764 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2257 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn}$$

pas de risque de fissuration



5) Condition de non entrainement des barres

On doit avoir  $\tau_d^{max} < \bar{\tau}_d$

appuis	1	2	3
$T_{max}$ (t)	20,37	21,46	20,65
mp cm	31,46	31,41	31,41
$\tau_b$ kg/cm <sup>2</sup>	13,23	13,94	13,41

$\tau_d^{max} < \bar{\tau}_d$  pas d'entrainement des barres

Armature transversale

$T_{max}$  est donné par SP<sub>2</sub> .  $T_{max} = 21,46$  t

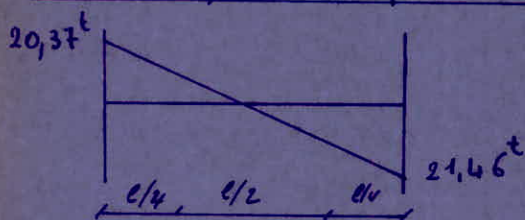
$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b \cdot z} = \frac{21,46 \cdot 10^3}{30,49} = 14,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_{bII} = 174,9 \text{ kg/cm}^2 > 1,5 \bar{\sigma}'_{bII} = 103 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_b = (1,5 - \frac{\sigma'_{bII}}{\bar{\sigma}'_{bII} \cdot 1,5}) \cdot 1,5 \bar{\sigma}'_{bII} = 24,76 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{max} < \bar{\tau}_b \quad \text{verifié}$$

Calcul des espacements



$$a_t = \frac{T_s t}{\frac{3}{8} h \cdot 1,5 \bar{\sigma}_a n} \quad n=4$$

$$a_t = 0,45 \text{ cm}^2$$

on prendra deux cadres  $\phi 8$  pour un espacement de 10cm sur une distance de  $l/4$  à partir de chaque appui.

Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement.



on a  $a_t = \frac{Tt}{\frac{7}{8}h \cdot 1,5\bar{\sigma}_a} = 0,45 \text{ cm}^2$

on prendra aussi deux cadres  $\phi 8$  pour un espacement de 20 cm  
espacements admissibles

$t \leq \min(0,3h, 12\phi) = 16 \text{ cm}$  zone nodale

$t \leq 0,5h = 28 \text{ cm}$  ailleurs

$t < \bar{t}$  Verifié

Niveau 109,50

1) condition de non fragilité

$A > b \cdot h \cdot \psi_u \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 2,53 \text{ cm}^2$

$A_{\min} < A$  vérifié

2) flexion

\*  $h_t > \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0}$   $h_t = 70 > \frac{l}{10} = 60,5 \text{ cm}$

\*\*  $A \leq \frac{43 b h^3}{\sigma_{en}} = \frac{30,66 \cdot 163}{4120} = 20,66 \text{ cm}^2$

$\max A < 20,66 \text{ cm}^2$

\*\*\*  $\frac{h_t}{l} = \frac{70}{605} = 0,11 > \frac{1}{16}$  vérifié

Les trois conditions sont vérifiées donc la flexion est vérifiée

3) condition aux appuis

a) acier on vérifie  $T_1 M/3 < A \bar{\sigma}_a$

appuis	1	2	3
T (t)	21,17	22,68	21,42
M tm	-27,53	-31,53	-28,21
T+M/3	< 0	< 0	< 0

pour les trois appuis on a  $A\bar{\sigma}_a > T+M/3$

b) beton

appuis	1	3
C (cm)	13,74	13,9
c <sub>0</sub> (cm)	33,5	33,5

pour les deux appuis  $c > c_0$  donc pas d'écrasement du béton

4) Verification de la fissuration

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 \quad \omega = 0,01925$$

$$\sigma_1 = 2861 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2413 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn}$$

pas de risque de fissuration

5) condition de non entrainement des barres

on verifie  $\tau_d^{max} = \frac{T^{max}}{npz} \leq \bar{\tau}_d$

appuis	1	2	3
T <sup>max</sup> (t)	21,17	22,68	21,42
np (cm)	25,13	25,13	25,13
$\tau_d$ kg/cm <sup>2</sup>	14,6	15,62	14,76

$$\tau_d^{max} < \bar{\tau}_d$$

verifie'



## Armature transversale

$T^{max}$  est donné par  $SP_2$   $T^{max} = 22,68 t$

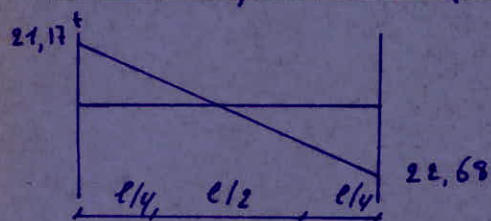
$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b_0 z} = \frac{22,68 \cdot 10^3}{30 \cdot 57,75} = 13,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bII}' = 152,3 \text{ kg/cm}^2 > 1,5 \bar{\sigma}_{b_0}' = 103 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left( 4,5 - \frac{\sigma_b'}{1,5 \bar{\sigma}_{b_0}'} \right) 1,5 \bar{\sigma}_b = 26,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{max} < \bar{\tau}_b \text{ vérifié}$$

## calcul des espacements



$$a_t = \frac{T t}{\frac{z}{8} h 1,5 \bar{\sigma}_{a,4}} = 0,409$$

on prendra deux cadres  $\phi 8$  sur une distance de  $l/4$  de chaque appui avec un espacement de 10cm. Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement.

$$\text{On a } a_t = 0,409$$

on prendra deux cadres  $\phi 8$  avec un espacement de 20cm.

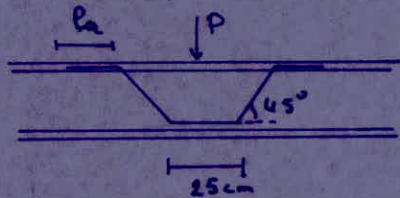
## espacements admissibles.

$$t \leq \min(0,3h, 12\phi) = 19 \text{ cm} \quad \text{zone nodale}$$

$$t \leq 0,5h = 33 \text{ cm} \quad \text{ailleurs}$$

$$t < \bar{t} \text{ vérifié}$$

Calcul des aciers (en forme de bateau) sous la charge concentre p (nervure)



L'effort tranchant sous la charge p est  $T = 4,9t$

$$A_t = \frac{T}{\bar{\sigma}_a \cdot 2 \sin 45} = \frac{4,9 \cdot 10^3}{2800 \cdot 2 \cdot \frac{\sqrt{2}}{2}} = 1,24 \text{ cm}^2$$

on prendra 2T14 soit  $A = 3,08 \text{ cm}^2$

calcul de la longueur d'ancrage  $l_a$

$$l_a = \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_d = 24 \bar{\sigma}_b \quad \text{pour les poutres}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,1, 5, 9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_a = \frac{1,4 \cdot 2800}{4 \cdot 17,7} = 55 \text{ cm} \quad \text{on prendra } 70 \text{ cm.}$$

### Niveau 113,00

1) Condition de non fragilité'

$$A \geq b r h \psi_u \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{l_t}{h} \right)^2 = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A \quad \text{verifie'}$$

2) fleche

$$* \quad h_t \geq \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0} \quad \text{verifie'}$$

$$** \quad A \leq \frac{43 \cdot b h_t^2}{\sigma_{cn}} = 17,53 \text{ cm}^2$$

$$\max A < 17,53 \text{ cm}^2$$

verifie'

$$*** \quad \frac{l_t}{l} = \frac{60}{605} = 0,1 > \frac{1}{16}$$

verifie'

donc la fleche est verifie'



3°) Condition aux appuis

a) acier

appuis	1	2	3
T (t)	10,49	11,86	10,46
M (tm)	-9,95	-14,47	-9,85
$T + M/3$ (t)	< 0	< 0	< 0

pour les trois appuis  $A\bar{\sigma}_0 > T + M/3$  . Verifie'

b) beton

appuis	1	3
C (cm)	10,2	10,18
$C_0$ (cm)	33,5	33,5

$C > C_0$  pour les deux appuis . donc pas d'ecroisement  
du beton

4°) Verification de la fissuration

$A = 6,16 \text{ cm}^2$        $w = 0,01925$

$\sigma_1 = 2861 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2413 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{en}$       Verifie'

pas de risque de fissuration

5°) Condition de non entrainement des barres

appuis	1	2	3
$T^{max}$ (t)	10,49	11,86	10,46
mp (cm)	20,1	20,1	20,1
$\tau_d^{max}$	10,65	12	10,62

$\tau_d^{max} < \bar{\tau}_d$

pas d'entrainement  
des barres

## Armature transversale

$T^{max}$  est donné par SP<sub>1</sub>  $T^{max} = 11,86 \text{ t}$

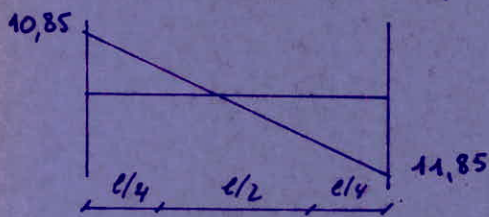
$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b \cdot z} = \frac{11,86 \cdot 10^3}{30 \cdot 49} = 6,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{bI}' = 76,9 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_{bo}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$$

$$\bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma_{bI}'}{\bar{\sigma}_{bo}}\right) \bar{\sigma}_b = 19,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b^{max} < \bar{\tau}_b \text{ vérifié}$$

## Calcul des espacements



$$a_t = \frac{T \cdot t}{\frac{7}{8} R \bar{\sigma}_b \cdot 4} = 0,38 \text{ cm}^2$$

on prendra deux cadres  $\phi 8$  avec un espacement de 10 cm sur une distance de  $l/4$  à partir de chaque appui,

Sur la distance  $l/2$  on calcule  $T(l/4)$  et on détermine l'espacement.

on trouve  $a_t = 0,38 \text{ cm}^2$ .

donc on prend aussi deux cadres  $\phi 8$  avec un espacement de 20 cm.

## espacements admissibles

$$t \leq \min(0,3R, 12\phi) = 18 \text{ cm}$$

$$t < 0,5R = 28 \text{ cm}$$

$$t < \bar{t} \text{ vérifié}$$

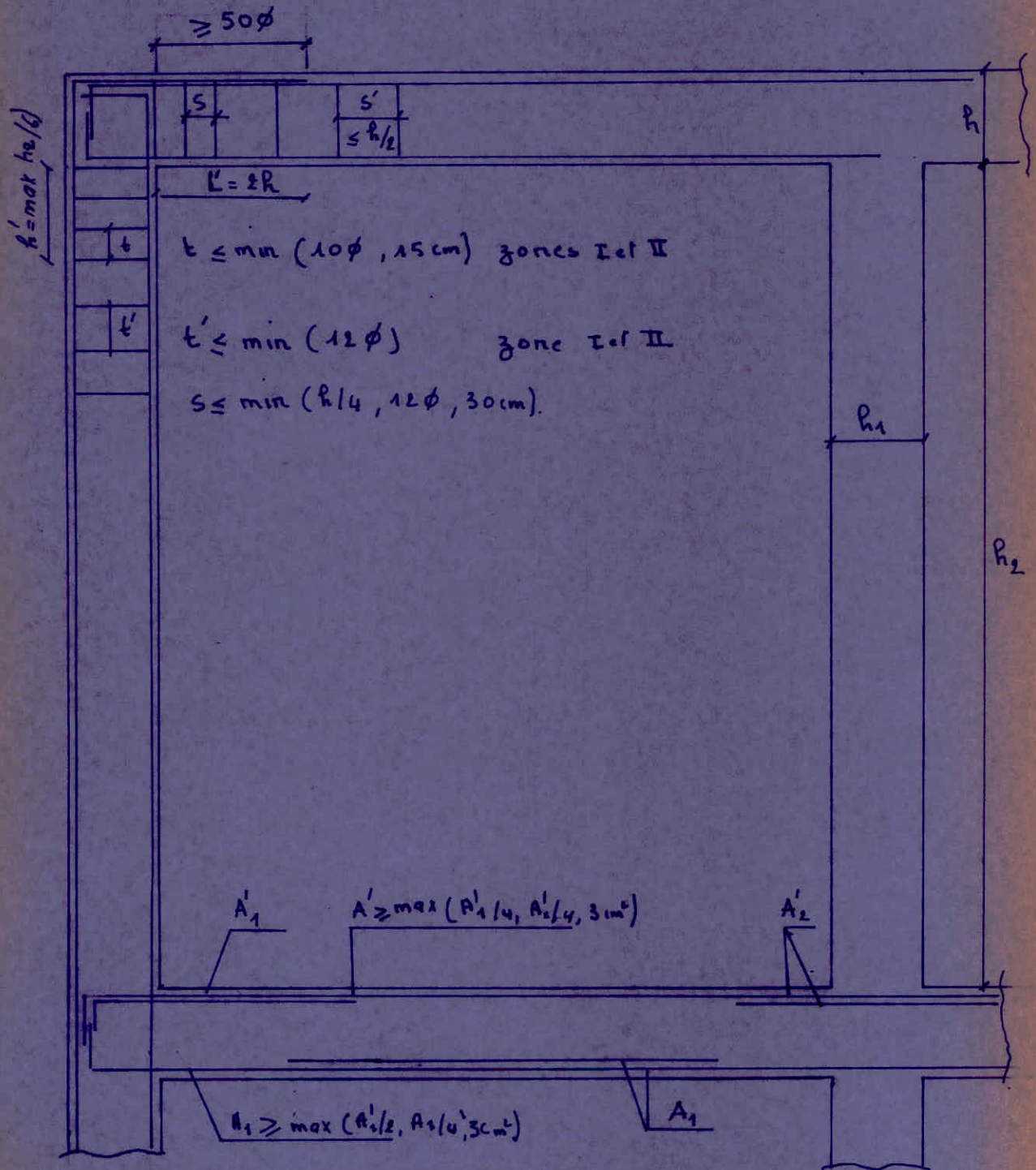
zone nodale

ailleurs



**FERRAILLAGE  
DES  
POTEAUX**

# Dispositions Constructives





## Determination des efforts

On fera le calcul pour deux portiques.

- un portique transversal (J)  $P_{TJ}$
- un portique longitudinal (35')  $P_{L35'}$

### EFForts dans les poteaux.

Les efforts ont été obtenus par le programme pour les différentes combinaisons.

Pour le calcul des poteaux on utilisera les combinaisons suivantes données par le RPA.

- \*  $G + 1,2 P$
- \*  $0,8 G + S I$
- \*  $0,8 G - S I$
- \*  $G + P + 1,2 S I$
- \*  $G + P - 1,2 S I$

Le calcul du ferrailage est obtenu par les efforts suivants, donnés par les combinaisons citées ci-dessus.

- \*  $(N^{\max}, M^{\text{cor}})$
- \*  $(M^{\max}, N^{\text{cor}})$
- \*  $(N^{\min}, M^{\text{cor}})$



## Efforts dans les poteaux axe J

séisme sens X.

\* Sous SP<sub>1</sub>

Niveau 94,00

file	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$ (t)	$M^{\text{cor}}$ (tm)
35'	70.70	184,03	8,16
36	80.80	306,6	0,95
37	70.70	256,7	0,91
38	50.50	103,6	5,84

Niveau 99,00

file	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$ (t)	$M^{\text{cor}}$ (tm)
35'	70.70	138,6	10,43
36	80.80	232,2	0,82
37	70.70	179,9	0,66
38	50.50	57,14	7,78

Niveau 102,50

file	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$ (t)	$M^{\text{cor}}$ (tm)
35'	70.70	106,5	9,7
36	80.80	181,1	0,056
37	70.70	125,3	1,12
38	50.50	26,94	9,98



Niveau 106,00

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$ (t)	$M^{cor}$ (t.m)
35'	50.50	76,9	5,56
36	60.60	134,3	0,49
37	50.50	76,3	4,91

Niveau 109,50

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$	$M^{cor}$ (t.m)
35'	50.50	45,84	6,73
36	60.60	83,18	0,68
37	50.50	47,51	7,61

Niveau 113,00

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N = N_L + N_T$ (t)	$M^{cor}$ (t.m)
35'	50.50	10,32	9,95
36	60.60	20,05	0,27
37	50.50	10,60	9,85



## EFForts dans les poteaux axe J

dans y

\* Sous  $SP_1$

Niveau 94,00

pile	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	70.70	184,03	5,25
36	80.80	306,6	9,93
37	70.70	256,67	6,43
38	50.50	103,61	3,20

Niveau 99,00

pile	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	70.70	138,6	7,35
36	80.80	232,21	12,42
37	70.70	179,93	7,62
38	50.50	57,14	5,56

Niveau 102,50

pile	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	70.70	106,51	8,43
36	80.80	181,10	11,69
37	70.70	125,33	13,47
38	50.50	26,94	7,49



Niveau 106,00

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	76,9	3,57
36	60,60	134,3	7,66
37	50,50	76,3	5,40

Niveau 109,50

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	45,84	8,48
36	60,60	83,18	15,83
37	50,50	47,51	8,16

Niveau 113,00

file	$b_r h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	10,32	5,8
36	60,60	20,05	8,23
37	50,50	10,60	4,29



Détermination des sollicitations de calcul.  
sens xy.

\* Sous  $SP_1$   
file 35'

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	solliat	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70,70	180	8,16	4,43	11,66	EC	77,17
2,3	70,70	138,6	10,43	7,52	11,66	EC	83,4
4,5,6	50,50	10,32	9,95	96	8,33	PC	137

file 36

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	sollie	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	80,80	306,6	9,93	3,23	13,33	EC	74
2,3	80,80	232,21	12,42	5,34	13,33	EC	113,4
4,5,6	60,60	83,18	15,83	19	40	PC	111,9

file 37

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	sollie	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70,70	256,7	6,43	2,5	11,66	EC	74
2,3	70,70	125,3	13	10,42	11,66	EC	88,9
4,5,6	50,50	10,6	9,85	93	8,3	PC	137

file 38

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{max}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	sollie	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	103,6	5,84	5,6	8,3	EC	84
2,3	50,50	26,94	9,98	37	8,3	PC	137



## EFForts dans les poteaux

Sens X

\* Sous SP<sub>2</sub>

Niveau 94,00

file	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (tm)	$N^{lor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{lor}$ (tm)
35'	70.70	58,69	216,51	92,21	44,22
36	80.80	96,32	299	202,64	79
37	70.70	60,57	234	158,6	50,91
38	50.50	20,77	122	56,17	12,96

Niveau 99,00

file	$b \times h_t$ cm <sup>2</sup>	$M^{max}$ (tm)	$N^{lor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{lor}$ tm
35'	70,70	30,10	161,9	77,59	14,76
36	80,80	43,88	238,16	162,85	36,22
37	70,70	35,2	189,97	114,62	29,87
38	50,50	21,38	68,44	31,60	7,42

Niveau 102,50

file	$b \times h_t$ cm <sup>2</sup>	$M^{max}$ (tm)	$N^{lor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{lor}$ (tm)
35'	70,70	19,13	121,4	61,85	2,84
36	80.80	19,91	177	124,3	16,6
37	70,70	22,15	110,2	78,52	19,29
38	50,50	23,1	30,81	19,95	4,44



Niveau 106,00

file	$b \times h_f$ cm <sup>2</sup>	$M^{max}$ (tm)	$N^{cor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	15,95	87	45,3	5,37
36	60,60	21,48	131	92,7	17,89
37	50,50	16	86,7	44,5	8,22

Niveau 109,50

file	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$M^{max}$ (tm)	$N^{cor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	16,28	51,77	27,22	3,75
36	60,60	20,48	87,20	57,71	16,98
37	50,50	17,11	53,76	28,25	3,20

Niveau 113,00

file	$b \times h_f$ cm <sup>2</sup>	$M^{max}$ (tm)	$N^{cor}$ (t)	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)
35'	50,50	16,91	12,58	5,5	0,97
36	60,60	14,61	23,69	16,98	12,15
37	50,50	17	12,34	5,36	0,83



Efforts dans les poteaux  
Sens y

\* Sous SP<sub>2</sub>

Niveau 94,00

file	b.h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (tm)
35'	70,70	60,87	148,72	101,64	50,29
36	80,80	94,2	248,47	162,41	77,36
37	70,70	52,93	287,6	139,95	47,67
38	50,50	18,52	86,27	60,41	15,0

Niveau 99,00

file	b.h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (tm)
35'	70,70	39,16	111	78,17	31,65
36	80,80	53,10	192,4	131,67	43
37	70,70	40,67	151,51	105	32,83
38	50,50	19,32	49,3	35,86	15,23

Niveau 102,50

file	b.h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (tm)
35'	70,70	38,32	83,12	58	30,81
36	80,80	37,23	153,2	105	29,84
37	70,70	35,	107,63	76,36	27,54
38	50,50	18,17	25	18,33	14,45



Niveau 106,00.

file	b, h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (t.m)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (t.m)
35'	50,50	24,15	62,41	44	19,65
36	60,60	33,28	115,77	80,17	26,61
37	50,50	19,63	65,31	46,35	15,70

Niveau 109,50

file	b, h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (t.m)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (t.m)
35'	50,50	23,1	37,44	26,5	18,25
36	60,60	34,1	72,3	50,3	26,38
37	50,50	19,65	40,7	29	15,44

Niveau 113,00

file	b, h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	M <sup>max</sup> (t.m)	N <sup>cor</sup> (t)	N <sup>min</sup> (t)	M <sup>cor</sup> (t.m)
35'	50,50	14	6,0	4,0	10,94
36	60,60	17,41	18,53	20,4	6,74
37	50,50	10,57	7,42	5,14	8,34



Determination des sollicitations de calcul  
 Suivant XY

\* Sous SP<sub>2</sub>  
 file 35'

Niveau	b.h <sub>1</sub> (cm)	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>max</sup> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	solli	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	70,70	60,87	148,12	40	11,66	pc	205,5
2,3	70,70	39,16	111,0	35,26	11,66	pc	205,5
4,5,6	50,50	24,15	62,15	38,94	8,33	pc	205,5

file 36

Niveau	b.h <sub>1</sub> (cm)	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>max</sup> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	solli	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	80,80	96,32	299	32,2	13	pc	187,5
2,3	80,80	53,71	192,4	27,91	13	pc	176,28
4,5,6	60,60	34,1	72,3	47,14	10	pc	205,5

file 37

Niveau	b.h <sub>1</sub> (cm)	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>max</sup> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	solli	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	70,70	60,57	234	25,87	11,66	pc	178,7
2,3	70,70	40,67	151,51	26,84	11,66	pc	181,5
4,5,6	50,50	19,65	40,73	48,24	8,33	pc	205,5

file 38

Niveau	b.h <sub>1</sub> (cm)	M <sup>max</sup> (tm)	N <sup>max</sup> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	solli	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	50,50	20,77	122	17	8,33	pc	172,7
2,3	50,50	23,1	30,81	74,96	8,33	pc	205,5



file 35'

Niveau	$b \cdot h_1 \text{ cm}^2$	$N^{min} (t)$	$M^{tot} (tm)$	$e_0 (cm)$	$e_1 (cm)$	Soll	$\bar{\sigma}'_b \text{ kg/cm}^2$
1	70,70	101,64	50,28	49,47	11,66	pc	205,5
2,3	70,70	78,17	31,65	40,48	11,66	pc	205,5
4,5,6	50,50	105	19,65	18,69	8,33	pc	179,6

file 36

Niveau	$b \cdot h_1 \text{ cm}^2$	$N^{min} (t)$	$M^{tot} (tm)$	$e_0 (cm)$	$e_1 (cm)$	Soll	$\bar{\sigma}'_b \text{ kg/cm}^2$
1	80,80	202,64	79,0	39,11	13	pc	205,5
2,3	80,80	131,67	43,1	32,53	13	pc	188,4
4,5,6	60,60	80,17	26,6	33,18	10	pc	205,5

file 37

Niveau	$b \cdot h_1 \text{ cm}^2$	$N^{min} (t)$	$M^{tot} (tm)$	$e_0 (cm)$	$e_1 (cm)$	Soll	$\bar{\sigma}'_b \text{ kg/cm}^2$
1	70,70	158,6	50,91	32,10	11,66	pc	197
2,3	70,70	105	32,83	31,26	11,66	pc	194,6
4,5,6	50,50	66,35	15,69	33,95	8,33	pc	205,5

file 38

Niveau	$b \cdot h_1 \text{ cm}^2$	$N^{min} (t)$	$M^{tot} (tm)$	$e_0 (cm)$	$e_1 (cm)$	Soll	$\bar{\sigma}'_b \text{ kg/cm}^2$
1	50,50	60,41	15,0	24,94	8,33	pc	205,5
2,3	50,50	35,86	15,23	42,47	8,33	pc	205,5



## Ferraillage des poteaux

### Introduction

Les poteaux sont soumis aux sollicitations suivantes, effort normal, effort tranchant, moment flechissant en tête et à la base, dans les deux sens. Ils seront calculés en flexion composée.

Le calcul se fera sous  $G+1,2P$  et sous la combinaison la plus défavorable du 2<sup>ème</sup> genre.

On tiendra compte de la plus grande section d'acier obtenue.

Le calcul se fera pour une section rectangulaire sollicitée en flexion composée avec les efforts suivants  $(N^{max}, M^{cor})$  : donne la section pour avoir une contrainte maximale dans le béton.

$(M^{max}, N^{cor})$ , donne la section d'acier maximale.

$(N^{min}, M^{cor})$ , : calcul des armatures tendues.

### Méthode de calcul

La contrainte de compression admissible du béton est donnée par :

$$* \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \quad \text{avec } e_0 = \frac{M}{N}$$

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

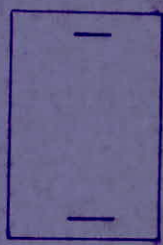
On calcule donc  $e_0 = \frac{M}{N}$  et  $e_1 = \frac{h_t}{6}$

On peut avoir trois cas possibles



- \* si  $e_0 > e_1 \rightarrow$  section partiellement comprimée.
- \* si  $e_0 \leq e_1 \rightarrow$  section entièrement comprimée.
- \* si  $e_0 = 0 \rightarrow$  compression simple.

Pour le calcul des sections et la vérification des contraintes on a utilisé la méthode simple de (Victor DAVIDOVICI) exposée dans l'aide mémoire de béton armé. Elle est basée sur l'utilisation des tableaux, et applicable pour les sections partiellement comprimées ou partiellement tendues.



$N, M$  connus

on choisit  $A = A'$  et on calcule

$$k_c = \frac{N}{M} f_{ct}$$

$$k_a = \frac{M}{\sigma_a b h_0^2}$$

}  $\xrightarrow{\text{tableau}}$   $w\%$ , donc  $A, k_b, k$

d'où

$$\sigma'_b = \frac{M}{k_b b h_0^2}, \quad \sigma_a = k \sigma'_b$$

si la valeur de  $w$  ( $w$  en %) donnée par les tableaux est négative ou si elle est inférieure à la valeur minimale donnée par le RPA, on prendra le pourcentage d'acier imposé par le RPA qui est égal à 1%.

### Section entièrement comprimée

On utilisera la méthode de P. Sidoron

$$(M, N) \rightarrow \rho = \frac{\sigma'_b b h_0}{N}, \quad \beta = \frac{6M}{k_f N} = \frac{6e_0}{h_0} \quad \text{avec} \quad S' = \frac{d'}{h_0}$$



$$\omega' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4EC}}{2C}$$

$$A = A' = \frac{\omega' b h_t}{100}$$

$$C = 0,27(1 - 2s')^2 \rho$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1 - \rho)(1 - 2s')^2$$

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

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{h_t^2} \left( k + e_0 \frac{R}{h_t} \right)$$

$$\text{avec } k = \frac{1}{1 + 2n\omega}$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N'}{h_t^2} \left( k - e_0 \frac{R}{h_t} \right)$$

$$R = \frac{1}{2 \left[ \frac{1}{12} + 2n\omega \left( \frac{1}{2} - s' \right)^2 \right]}$$

Si  $\omega'$  est négatif ou inférieur à la valeur minimale on prendra la valeur minimale donnée par le RPA ✓

\* Prescriptions du RPA relatives aux armatures longitudinales pour les poteaux.

- Les armatures transversales doivent être sans crochet
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales sera de 1% en zone II.
- Les armatures longitudinales doivent être des barres à haute adhérence (HA).
- Le diamètre minimum des barres est de 14mm en zone II.
- La longueur de recouvrement minimum est de  $50\phi$  en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II et I.

## Flambement des poteaux

La longueur de flambement est déterminée en fonction de la longueur du poteau  $l_0$  et de la liaison des ses extrémités.

Pour un bâtiment à étages multiples on aura  $l_c = 0,7l_0$  et il faut vérifier la relation

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4 \quad \text{avec } a: \text{ largeur du poteau}$$

$a$ (cm)	$l_0$ (cm)	$l_c = 0,7l_0$ (cm)	$l_c/a$	$a$ (cm)	$l_0$ (cm)	$l_c = 0,7l_0$ (cm)	$l_c/a$
50	350	245	4,9	70	500	350	5
60	350	245	4,08	80	500	350	4,37
70	350	245	3,5	50	560	392	7,84
80	350	245	3,06	70	560	392	5,6
50	500	350	7	80	560	392	4,9

Dans tous les cas on  $\frac{l_c}{a} < 14,4$

L'article 33-21 du CCBA 68 préconise que dans ce cas là, la pièce est justifiée uniquement en flexion composée sans tenir compte de l'effet de flambement

## Armatures transversales

Les armatures transversales dans les poteaux servent à reprendre l'effort tranchant dû au séisme, à s'opposer au flambement des armatures longitudinales et à les maintenir



Les aciers transversaux sont calculés avec la formule

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25T}{h_1 \sigma_{cn}} \quad \text{avec } h_1 : \text{largeur du poteau}$$

où

$$T = 2T^{cal} \quad \text{si } d \geq 15$$
$$T = 3T^{cal} \quad \text{si } d < 15$$

article 4.2.21 RPA

$d$  étant l'élongement mécanique du poteau

$$d = \frac{l_c}{\sqrt{\frac{I_{pot}}{b \cdot h_1}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh_1^3}{12bh_1}}} = \frac{0,7l_0 \sqrt{12}}{h_1}$$

$S$  : espacement entre cours successifs d'armatures  
transversales

\* zone nodale  $S \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$

$\phi$  : diamètre de la plus petite dimension des  $A_L$

\*\*  $S \leq 12\phi_L$  en zone courante

Contrainte de cisaillement dans le béton

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{\frac{7}{8} h b_0} \quad \text{et } \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma'_{28}$$



Ferrailage sous la sollicitation SP1  
 section entierement comprimée

file 35

Niveau	b <sub>akt</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N (t)	$\bar{\sigma}_c$ kg/cm <sup>2</sup>	f	s'	$\beta$	c	D	E	w%	w% adopté	A (cm <sup>2</sup> )
1	70,70	8,16	184	77,17	2,05	0,05	0,37	0,448	1,27	0,68	<	1	69
2,3	70,70	10,43	138,6	83,4	2,94	0,05	0,64	0,64	2,10	1,3	<0	1	69

file 36

Niveau	b <sub>akt</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N (t)	$\bar{\sigma}_c$ kg/cm <sup>2</sup>	f	s'	$\beta$	c	D	E	w%	w% adopté	A (cm <sup>2</sup> )
1	80,80	9,93	306,6	74	1,54	0,05	0,24	0,336	0,78	0,3	<0	1	64
2,3	80,80	12,62	232,3	113,37	3,12	0,05	0,14	0,68	2,36	1,72	<0	1	64

file 37

Niveau	b <sub>akt</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N (t)	$\bar{\sigma}_c$ kg/cm <sup>2</sup>	f	s'	$\beta$	c	D	E	w%	w% adopté	A (cm <sup>2</sup> )
1	70,70	6,63	256,7	73,9	1,61	0,05	0,21	0,30	0,65	0,2	<0	1	69
2,3	70,70	13,07	125,3	88,9	3,47	0,05	0,89	0,75	2,57	1,58	<0	1	69

file 38

Niveau	b <sub>akt</sub> (cm <sup>2</sup> )	M (tm)	N (t)	$\bar{\sigma}_c$ kg/cm <sup>2</sup>	f	s'	$\beta$	c	D	E	w%	w% adopté	A (cm <sup>2</sup> )
1	50,50	5,84	103,6	83,9	2,02	0,08	0,67	0,38	1,05	0,35	<0	1	25



## Ferrailage sous $SP_1$

### Section partiellement comprimée

file 35

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	N (t)	M (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	A (cm <sup>2</sup> )
4, 5, 6	50,50	10,3	9,95	0,52	0,0028	0,27	6,75

file 36

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	N (t)	M (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	A (cm <sup>2</sup> )
4, 5, 6	60,60	83,18	15,83	3,15	0,0026	1	36

file 37

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	N (t)	M (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	A (cm <sup>2</sup> )
4, 5, 6	50,50	10,59	9,85	0,53	0,0028	0,27	6,75

file 38

Niveau	$b \times h_f$ (cm <sup>2</sup> )	N (t)	M (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	A (cm <sup>2</sup> )
2, 3	50,50	26,94	9,98	1,35	0,0028	0,15	3,75



## Ferrailage sous $sp_2$ ( $M^{max}$ , $N^{cor}$ )

Section partiellement comprimée

file 35'

Niveau	$b \cdot h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{cor}$ (t)	$M^{max}$ (tm)	$K_a$	$K_e$	$w\%$	$A$ cm <sup>2</sup>
1	70,70	148,7	60,87	0,0042	1,71	0,19	9,31
2,3	70,70	111	39,16	0,0027	1,98	1 CTC	49
4,5,6	50,50	62,15	24,15	0,0065	1,28	0,3	7,5

file 36

Niveau	$b \cdot h_f$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{cor}$ (t)	$M^{max}$ (tm)	$K_e$	$K_a$	$w\%$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
1	80,80	298,9	96,32	2,48	0,00447	1 CTC	64
2,3	80,80	192,38	53,71	2,86	0,00269	1 CTC	64
4,5,6	60,60	72,28	34,1	1,27	0,0037	0,24	8,64

file 37

Niveau	$b \cdot h_f$ cm <sup>2</sup>	$N^{cor}$ (t)	$M^{max}$ tm	$K_e$	$K_a$	$w\%$	$A$ cm <sup>2</sup>
1	70,70	234	60,57	2,70	0,0042	1 CTC	49
2,3	70,70	151,51	40,67	2,60	0,0028	1 CTC	49
4,5,6	50,50	40,73	19,65	1,03	0,0037	0,28	7

file 38

Niveau	$b \cdot h_f$ cm <sup>2</sup>	$N^{cor}$ (t)	$M^{max}$ (tm)	$K_e$	$K_a$	$w\%$	$A$ cm <sup>2</sup>
1	50,50	122	20,77	2,9	0,0039	1 CTC	25
2,3	50,50	30,809	23,1	0,66	0,0063	0,35	8,75



Ferraillage sous  $SP_2$  ( $N^{min}$ ,  $M^{cor}$ )

Section partiellement comprimée

file 35'

Niveau	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	$A$ cm <sup>2</sup>
1	70,70	101,64	50,28	1,61	0,0034	0,15	7,35
2,3	70,70	78,17	31,65	1,73	0,002	1 (etc)	49
4,5,6	50,50	105,1	19,65	2,6	0,0037	1 (etc)	25

file 36

Niveau	$b \times h_t$ (cm <sup>2</sup> )	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
1	80,80	202,63	79	2,05	0,0036	1 (etc)	64
2,3	80,80	131,47	43,1	2,44	0,002	1 (etc)	64
4,5,6	60,60	80,17	26,61	1,8	0,0029	1 (etc)	36

file 37

Niveau	$b \times h_t$ cm <sup>2</sup>	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	$A$ (cm <sup>2</sup> )
1	70,70	158,6	50,91	2,18	0,0035	1 (etc)	49
2,3	70,70	105	32,83	2,23	0,002	1 (etc)	49
4,5,6	50,50	46,35	15,69	1,47	0,0029	0,14	3,5

file 38

Niveau	$b \times h_t$ cm <sup>2</sup>	$N^{min}$ (t)	$M^{cor}$ (tm)	$k_c$	$k_a$	$\omega\%$	$A$ cm <sup>2</sup>
1	50,50	60,41	15,05	2,00	0,0028	1 (etc)	25
2,3	50,50	35,86	15,23	1,77	0,0029	0,21	5,25



## Armatures longitudinales

file 35'

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage adopté
1	A <sub>1</sub> = 49	16T <sub>20</sub> → A = 50,26 cm <sup>2</sup> , 5T <sub>20</sub> sur chaque face
2,3	A <sub>1</sub> = 49	16T <sub>20</sub> → A = 50,26 cm <sup>2</sup> , 5T <sub>20</sub> sur chaque face
4,5,6	7,5	4T <sub>16</sub> sur chaque face, A = 8,04

file 36

Niveau	A cm <sup>2</sup>	Ferraillage adopté
1	A <sub>1</sub> = 64	8T <sub>25</sub> + 8T <sub>20</sub> → A = 64,39 cm <sup>2</sup> , 3T <sub>25</sub> + 2T <sub>20</sub> sur chaque face.
2,3	A <sub>1</sub> = 64	8T <sub>25</sub> + 8T <sub>20</sub> → A = 64,39 cm <sup>2</sup> , 3T <sub>25</sub> + 2T <sub>20</sub> sur chaque face.
4,5,6	A <sub>1</sub> = 36	4T <sub>25</sub> + 8T <sub>16</sub> → A = 35,71, 2T <sub>25</sub> + 2T <sub>16</sub> sur chaque face

file 37

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage adopté
1	A <sub>1</sub> = 49	16T <sub>20</sub> → A = 50,26 cm <sup>2</sup> → 5T <sub>20</sub> sur chaque face
2,3	A <sub>1</sub> = 49	16T <sub>20</sub> → A = 50,26 cm <sup>2</sup> → 5T <sub>20</sub> sur chaque face
4,5,6	7	4T <sub>16</sub> sur chaque face, A = 8,04 cm <sup>2</sup>

file 38

Niveau	A (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage adopté
1	A <sub>1</sub> = 25	4T <sub>8</sub> + 8T <sub>16</sub> → A = 28,64 cm <sup>2</sup> , 2T <sub>20</sub> + 2T <sub>16</sub> sur chaque face
2,3	8,75	3T <sub>20</sub> → A = 9,42 cm <sup>2</sup> , 3T <sub>20</sub> sur chaque face.



## Armatures transversales

file 35'

Niveau	b, h <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$T^{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{Z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t adop <sub>cm</sub>
1	70x70	19,39	18,94	37,68	9,32	40,5	3,01	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
2,3	70x70	12,12	18,89	56,67	14	40,5	4,71	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
4,5,6	50x50	16,97	12,89	25,78	12,8	40,5	3,14	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 19$	10 15

file 36

Niveau	b, h <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	$\lambda$	$T^{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{Z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t adop (cm)
1	80x80	16,97	28	56	10,52	40,5	4,71	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
2,3	80x80	10,60	21,07	63,21	11,88	40,5	4,71	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
4,5,6	60x60	16,14	17,98	53,94	11,34	40,5	3,14	7	$Z_u: 15$ $Z_c: 19$	10 15

file 37

Niveau	b, h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T^{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{Z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t adop
1	70x70	19,39	18,55	37,1	9,17	40,5	3,01	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
2,3	70x70	12,12	18,34	55	13,61	40,5	4,71	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	10 15
4,5,6	50x50	16,97	10,95	21,9	10,88	40,5	3,14	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 19$	10 15

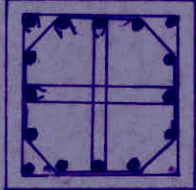
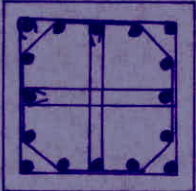
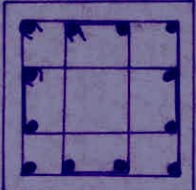
file 38

Niveau	b, h <sub>t</sub> cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T^{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{Z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A_s$ cm <sup>2</sup>	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t adop
1	50x50	27,15	6,95	13,9	6,9	40,5	2,01	10	$Z_u: 15$ $Z_c: 19$	10 15
2,3	50x50	16,97	12,10	24,2	12	40,5	3,14	12	$Z_u: 15$ $Z_c: 24$	12 15

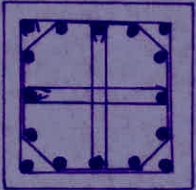
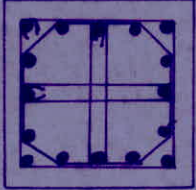
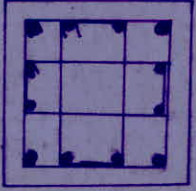


## Disposition des armatures

file 35'

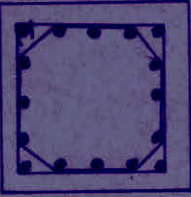
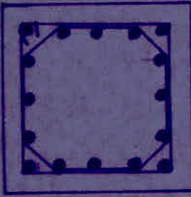
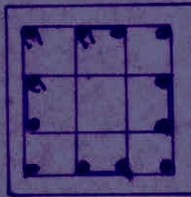
Niveau	bsht cm <sup>2</sup>		
1	70,70		5T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi_8$
2,3	70,70		5T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi_{10}$
4,5,6	50,50		4T16 sur chaque face 2 cadres $\phi_{10}$

file 36

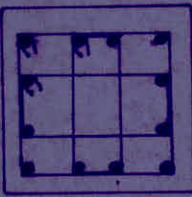
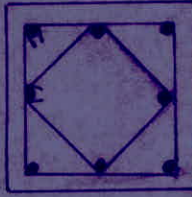
Niveau	bsht cm <sup>2</sup>		
1	80,80		3T25 + 2T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi_{10}$
2,3	80,80		3T25 + 2T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi_{10}$
4,5,6	60,60		2T25 + 2T16 sur chaque face 2 cadres $\phi_{10}$



file 37

Niveau	bit cm <sup>2</sup>		
1	70,70		5 T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi 8$
2,3	70,70		5 T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi 10$
4,5,6	50,50		4 T16 sur chaque face cadres $\phi 10$

file 38

Niveau	bit cm <sup>2</sup>		
1	50,50		2 T20 + 2 T16 sur chaque face. cadres $\phi 8$
2,3	50,50		3 T20 sur chaque face 2 cadres $\phi 10$

## Verification des contraintes

file 35'

Niveau	b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> ) choisie	ω%	k <sub>c</sub>	k <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	k	σ <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>
2,3	70,70	15,70	0,32	1,98	0,11	103,8	13,45	1396
4,5,6	50,50	8,04	0,32	1,28	0,11	175,6	22,53	3957

file 36

Niveau	b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> ) choisie	ω%	k <sub>c</sub>	k <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	k	σ <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>
1	80,80	21,0	0,328	2,48	0,11	171	9,0	1539
2,3	80,80	21,0	0,328	2,86	0,12	87,7	7,2	631
4,5,6	60,60	13,8	0,384	3,15	0,14	52,4	5,7	299,4

file 37

Niveau	b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> ) choisie	ω%	k <sub>c</sub>	k <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	k	σ <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>
1	70,70	15,70	0,320	2,7	0,11	160,5	7,22	1159,0
2,3	70,70	15,70	0,320	2,6	0,11	107,8	9,0	970
4,5,6	50,50	8,04	0,321	1,04	0,11	143	26,2	3751

file 38

Niveau	b <sub>1</sub> h <sub>1</sub> cm <sup>2</sup>	A (cm <sup>2</sup> ) choisie	ω%	k <sub>c</sub>	k <sub>b</sub>	σ <sub>b</sub> ' kg/cm <sup>2</sup>	k	σ <sub>a</sub> kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	10,3	0,412	2,9	0,14	118,7	5,72	679
2,3	50,50	9,42	0,376	0,66	0,16	115,5	27,56	3182



## Portique sur axe 35'

Pour le portique 35' nous donneront seulement les résultats obtenus, l'exemple détaillé a été fait pour le portique J

### I/ efforts dans les poteaux

a) Détermination des sollicitations de calcul sous  $SP_1$

Sens XY

pile H'

Niv	$b \times h$ $cm^2$	$N_{mar}$ (t)	$M_{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	58,2	5,75	9,8	8,33	pc	95,36
2	50x50	27,7	11,3	40,79	8,33	pc	137

pile I

Niv	$b \times h$ $cm^2$	$N_{mar}$ (t)	$M_{cor}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	141	37,8	26,8	11,66	pc	120,88
2	70x70	127	10,7	8,42	11,66	EC	84,98
3	70x70	74,9	12,5	16,68	11,66	pc	101,2
4,5	50x50	48,6	7,2	14,8	8,33	pc	109

pile J

Niv	$b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{mar}$ (t)	$M_{cor}$ (tm)	$e_0$ (tm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	184	8,2	4,45	11,66	EC	72,2
2	70x70	138,6	10,4	7,5	11,66	EC	83,2
3	70x70	106,5	9,7	9,1	11,66	EC	86,3
4,5,6	50x50	76,8	5,5	7,16	8,33	EC	88,1



file entre (Jct k)

Niv	brkt (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (tm)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	107	16,1	15	8,33	pc	109,6
2	50,50	81	8,7	10,7	8,33	pc	98
3	50,50	61,4	7,2	11,7	8,33	pc	100,5
4,5,6	50,50	64,7	6,4	14,3	8,33	pc	104,7

file k

Niv	brkt (cm <sup>2</sup> )	N <sub>max</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (tm)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	123,6	16,2	13,1	8,33	pc	104,4
2	50,50	74,1	10,4	14	8,33	pc	106,8

file L

Niv	brkt cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (tm)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	59,6	14,7	24,66	8,33	pc	136
2	50,50	28,1	9	32	8,33	pc	137

file M

Niv	brkt cm <sup>2</sup>	N <sub>max</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (tm)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	15,6	9,7	62,17	8,33	pc	137
2	50,50	9,5	2,2	23,15	8,33	pc	132



Determination des sollicitations de calcul sous  $SP_2$  Sen

Sens XY

file H'

NIV	$b \times h_f$ ( $cm^2$ )	$M_{max}$ (tm)	$N_{max}$ (t)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	solle	$\bar{\sigma}_s$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	19,7	72	27,36	8,33	pc	205,5
2	50x50	28,5	33,45	85,20	8,33	pc	205,5

file I

NIV	$b \times h_f$ $cm^2$	$M_{max}$ (tm)	$N_{max}$ (t)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	solle	$\bar{\sigma}_s$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	58	164	35,36	11,66	pc	205,5
2	70x70	37,7	104	36,25	11,66	pc	205,5
3	70x70	25,6	90,25	28,36	11,66	pc	186
4,5	50x50	24,6	27,55	96,72	8,33	pc	205,5

file J

NIV	$b \times h_f$ ( $cm^2$ )	$M_{max}$ (tm)	$N_{max}$ (t)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	solle	$\bar{\sigma}_s$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	60,8	148,7	40,88	11,66	pc	205,5
2	70x70	39,1	111	35,22	11,66	pc	205,5
3	70x70	38,5	83	44,14	11,66	pc	205,5
4,5,6	50x50	24,1	62,35	38,65	8,33	pc	205,5



file entre Jet k

NIV	brht (cm)	H <sub>mar</sub> (tm)	N <sub>cor</sub> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soll	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	21,2	113,9	18,6	8,33	pc	179
2	50,50	20,5	120	17	8,33	pc	172,6
3	50,50	18,5	98,6	18,76	8,33	pc	179,8
4,5,6	50,50	17,2	63,4	32,2	8,33	pc	205,5

file k

NIV	brht (cm)	H <sub>mar</sub> (tm)	N <sub>cor</sub> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soll	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	23,2	145,6	15,9	8,33	pc	168
2	50,50	30	64,15	46,7	8,33	pc	205,5

file L

NIV	brht (cm)	H <sub>mar</sub> (tm)	N <sub>cor</sub> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soll	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	25	71,5	34,9	8,33	pc	205,5
2	50,50	28	32,5	86,15	8,33	pc	205,5

file M

NIV	brht (cm)	H <sub>mar</sub> (tm)	N <sub>cor</sub> (t)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soll	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50,50	11,8	15,6	75,64	8,33	pc	205,5
2	50,50	2,7	7,8	34,62	8,33	pc	205,5



file H'

NIV	brht cm <sup>2</sup>	N <sub>min</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (m)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	32,9	9,7	29,5	8,33	pc	205,5
2	50x50	17,1	4,5	26,3	8,33	pc	205,5

file I

NIV	brht (cm <sup>2</sup> )	N <sub>min</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (m)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> cm	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	141,7	48,4	43,3	11,66	pc	205,5
2	70x70	72,9	31	42,5	11,66	pc	205,5
3	70x70	42,74	6,4	14,9	11,66	pc	146,5
4,5	50x50	27,4	6,6	24,3	8,33	pc	202,6

file J

NIV	brht cm <sup>2</sup>	N <sub>min</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (m)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	70x70	101,5	50,3	49,5	11,66	pc	205,5
2	70x70	78,1	34,6	40,5	11,66	pc	205,5
3	70x70	61,8	2,8	4,5	11,66	ec	115,9
4,5,6	50x50	45,2	5,3	11,7	8,33	pc	150,8

file entrd(Jerk)

NIV	brht cm <sup>2</sup>	N <sub>min</sub> (t)	M <sub>cor</sub> (m)	e <sub>0</sub> (cm)	e <sub>1</sub> (cm)	soff	$\bar{\sigma}_0$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	83,8	16,2	19,3	8,33	pc	182
2	50x50	72,3	16,9	23,3	8,33	pc	198,7
3	50x50	31,9	1,6	5	8,33	ec	123,3
4,5,6	50x50	24,1	4,7	19,5	8,33	pc	183



file k

Niv	$b \times h$ $\text{cm}^2$	$N_{\text{min}}$ (t)	$M_{\text{cor}}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	68,9	17,1	24,8	8,33	pc	204,7
2	50x50	41,95	23,4	55,8	8,33	pc	205,5

file L

Niv	$b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{min}}$ (t)	$M_{\text{cor}}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	21,52	13,6	63,2	8,33	pc	205,5
2	50x50	11,5	9,9	86	8,33	pc	205,5

file M

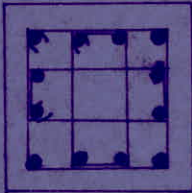
Niv	$b \times h$ (cm <sup>2</sup> )	$N_{\text{min}}$ (t)	$M_{\text{cor}}$ (tm)	$e_0$ (cm)	$e_1$ (cm)	Soll	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>
1	50x50	7,2	9,8	136	8,33	pc	205,5
2	50x50	3,5	2,2	62,85	8,33	pc	205,5

### Ferraillage.

Le calcul du ferraillage a été fait de la même façon que pour le portique J. et on adoptera la section d'acier maximale.

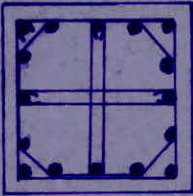
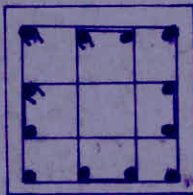
d'où les résultats sont donnés sous forme de tableau

file H'

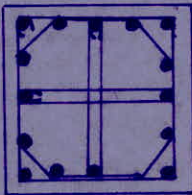
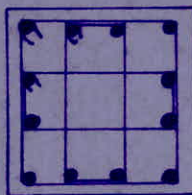
Niv	$b \times h$ $\text{cm}^2$		
1, 2	50x50		2T20 + 2T16 sur chaque face 2 cadres $\phi 10$



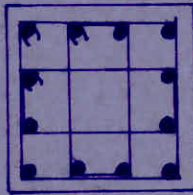
file I

Niv	b x ht cm		
1, 2, 3	70/70		5T20 sur chaque face 2 cadres + 2 étriers $\phi 10$
4, 5	50.50		2T20+2T16 sur chaque face 3 cadre $\phi 10$

file J

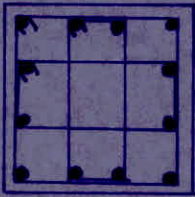
NIV	b x ht cm		
1, 2, 3	70, 70		5T20 sur chaque face 2, cadres + 2 étriers $\phi 10$
4, 5, 6	50, 50		4T20 sur chaque face 3 cadre $\phi 10$

file Jetk

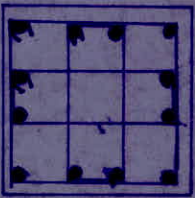
Niv	b x ht cm		
1, 2, 3 4, 5, 6	50, 50		2T20+2T16 sur chaque face 3 cadres $\phi 8$



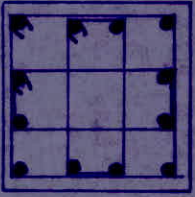
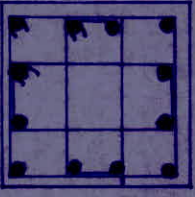
file k

Niv	b <sub>ext</sub> cm <sup>2</sup>		
1, 2	50,50		2T <sub>20</sub> + 2T <sub>16</sub> sur chaque face 3 cadres $\phi_{10}$

file L

Niv	b <sub>ext</sub> cm <sup>2</sup>		
1, 2	50,50		4T <sub>20</sub> sur chaque face 3 cadres $\phi_8$

file M

Niv	b <sub>ext</sub> cm <sup>2</sup>		
1	50,50		4T <sub>20</sub> sur chaque face 3 cadres $\phi_8$
2	50,50		2T <sub>20</sub> + 2T <sub>16</sub> sur chaque face 3 cadres $\phi_8$



## Armature transversale

file H'

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ cm <sup>2</sup>	t cm	$\bar{E}$ (cm)	t ad (cm)
1, 2	50,50	24,2	10,7	21,4	10,6	40,5	3,14	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 19$	10 15

file I

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t ad (cm)
1, 2, 3	70,70	12,12	17,3	51,9	12,8	40,5	4,71	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 24$	10 15
4, 5	50,50	16,97	12,6	25,2	12,5	40,5	3,14	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 19$	10 15

file J

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t ad (cm)
1, 2, 3	70,70	12,12	21,6	64,8	16	40,5	4,71	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 24$	10 15
4, 5, 6	50,50	16,97	12,8	25,6	12,7	40,5	3,14	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 24$	10 15

file J et K

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t ad (cm)
1, 2, 3, 4, 5 6	50,50	16,97	9	18	8,9	40,5	2,01	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 19$	10 15

file K

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ (cm <sup>2</sup> )	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t ad cm
1, 2	50,50	24,24	11,6	23,2	11,5	40,5	3,14	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 19$	10 15

file L

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ cm <sup>2</sup>	t (cm)	$\bar{E}$ (cm)	t ad cm
1, 2	50,50	24,24	9,7	19,4	9,6	40,5	2,01	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 24$	10 15

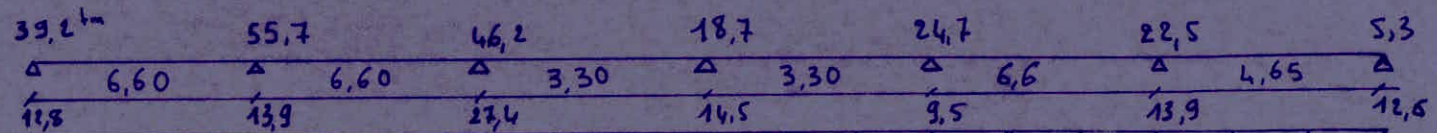
file M

Niv	brht cm <sup>2</sup>	$\lambda$	$T_{cal}$ (t)	T (t)	$Z_b$ kg/cm	$\bar{Z}_b$ kg/cm	$A_t$ cm <sup>2</sup>	t cm	$\bar{E}$ (cm)	t ad cm
1, 2	50,50	24,24	2,5	5	2,4	40,5	2,01	10	$Z_w = 15$ $Z_c = 19$	10 15

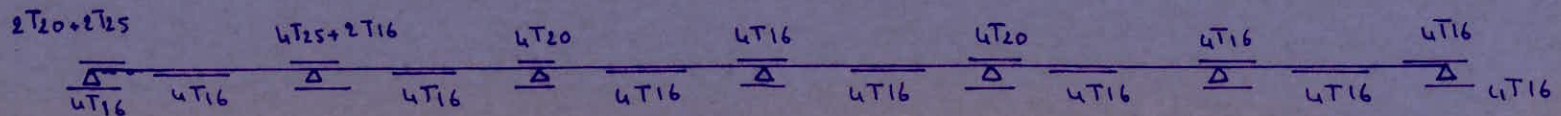


bloc	Dired	axe	Niv	Sect
G2	Y	35'	94,00	40/75

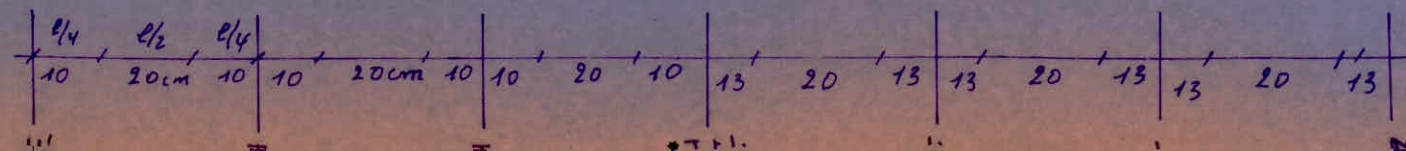
M sur appui	G+1,2P	-76,2	-32,2	-24,9	-18,3	-5,7	-2,3	-2,3	-9,8	-13,8	-10,2	-1,6	-5,3
	G+P+SI		-55,7		-46,2		-18,7		-24,7		-22,5		-4,2
	G+P-SI	-39,2		-53,2		-36,5		-18,2		-22,5		-11,3	
	0,8G+SI	12,8		13,9		27,4		14		1,7		13,9	
	0,8G-SI			7,4		17,5		14,5					



M en travée (tm)		6		5,5		-0,4		-1,6		6		8,3	
Q	G+1,2P	-16,9	-21,2	17,3	-15,2	5,2	-3,2	1,9	-6,4	11,4	-10,3	6,5	-7,6
	1,25(G+P+SI)	30	-35,2	31,78	-29,3	24,4	-22	14,4	-19,7	17,8	-16,4	3,6	-4,9



2 cadres  $\phi 8$



-207-



bloc	Direc	axe	Niv	sect
G2	Y	35'	99,00	40/75

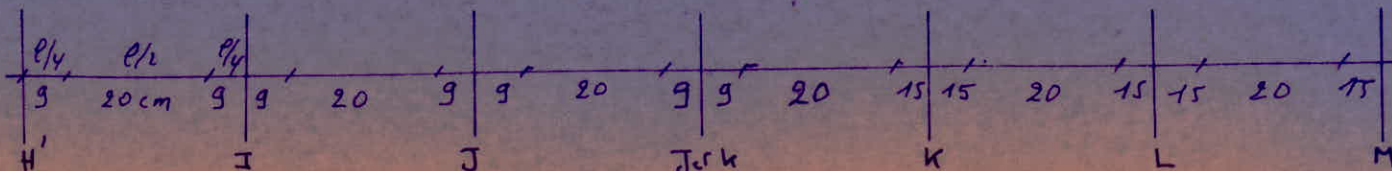
M SUR OPPUL	G+1,2P	-11,3	-26,2	-21,4	-14,2	-1,3	-3,2	-2,4	-10,3	-12,8	-8,5	-0,12	-4,2
	G+P+SI		-46,4		-41		-15,8		-22,5		-15,3		-0,65
	G+P-SI	-25,6		47,9		-26,8		-21,2		-15,7		-7,4	
	0,8G+SI	6,6		11,5		24		17,5		3,4		7,3	
	0,8G-SI			1,7		17,2		10,8		6,7		2,8	

	25,6	47,9	41	21,2	22,5	15,3	4,2
$\Delta$							
	6,6	11,5	24	17,5	6,7	7,3	6,2

Men tradée			12,3		3,4		0,24		-1,8		7,24		9,4
Q	G+1,2P	16	-20,5	13,9	-11,7	2,3	-3,4	0,97	-3,8	11,5	-10,25	6,4	-7,7
	$\frac{1}{2}(G+P+SI)$	26,3	-31,8	27,5	-24,7	17,4	-18,7	10,9	-16,6	15,77	-14,2	-5,6	-7,2

$\frac{2T_{20}+2T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{25}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{25}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$
$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$	$\frac{4T_{16}}{4T_{16}}$

2 cadres  
Ø8



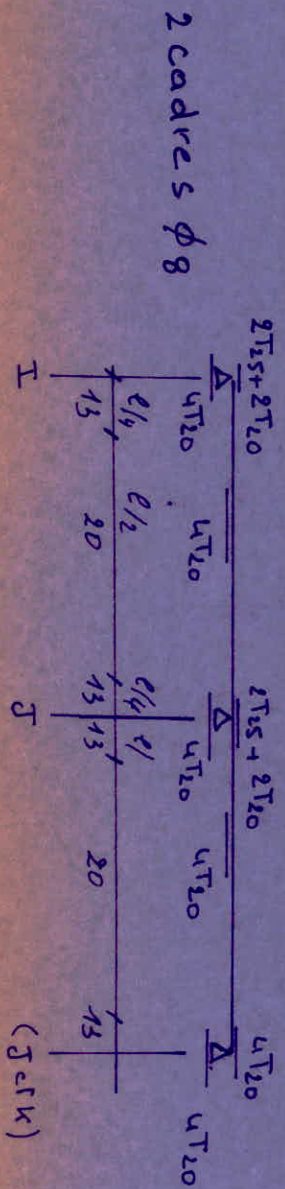


bloc	Direct	axe	Niv	Sect
G <sub>2</sub>	Y	35'	102,5	30/70

M sur appui

G+1,2P	-16,6	-13,8	-2,8	-1
G+P+SI		-32,6		-23,2
G+P-SI	-35		-24,2	
0,8G+SI	10,4		19	
0,8G-SI		31		23,5

	35	10,4	6,6m	32,6	31	6,6m	23,2	23,5
Men travée (4m)			4,2			0,6		
G+1,2P	14,3		-11	3,4		-2,3		
$\frac{1}{n}(G+P+SI)$	21,4		-21,1	20,7		-19,4		





Bloc	Direct	axe	Niv	Sect
G <sub>2</sub>	Y	35'	106,00	30/70

M sur applc				
G+I,2P	-16,8		-15,6	-4,3
G+P+SI			-30,2	
G+P-SI	-33,7		-18	
0,8G+SI	5,2		10,5	
0,8G-SI		3,9		16,6

33,7      4      30,2      19,6  
 $\Delta$        $\Delta$        $\Delta$        $\Delta$   
 5,2      10,5      16,6

M en headec'		4,8			-1,13	
G+I,2P	13		-12,7	3,6		-2
$\frac{1}{2}(G+P+SI)$	22,45		-24,7	16,46		-14,6

$2T_{15}+2T_{20}$        $4T_{16}$        $4T_{20}$        $4T_{16}$        $4T_{14}$   
 $\frac{\Delta}{4T_{16}}$        $\frac{\Delta}{4T_{16}}$        $\frac{\Delta}{4T_{16}}$        $\frac{\Delta}{4T_{16}}$        $\frac{\Delta}{4T_{14}}$

	$\frac{e/4}{12}$	$\frac{e/2}{20cm}$	$\frac{e/4}{12}$	$\frac{e/4}{12}$	20	$\frac{e/4}{12}$
I			J			Jsk

2 cadres  $\phi 8$



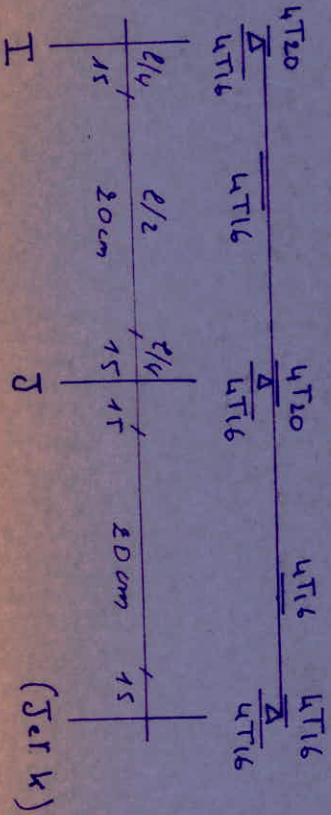
bloc	Direct	axe	Niv	sect
G2	Y	35'	109,5	30/70

M sur appui

G+1,20	-14,3		-19,4	-5,2		-3
G+P+SI			-29,8			-14,2
G+P-SI	-24,5			13,6		
0,8G+SI	0,09			4,5		
0,8G-SI			3,2			9,26

	24,5		29,8		14,2
$\Delta$	909		4,5		9,26
M en head'ec		13,4		-1,6	
G+1,20	16,8		-16,4	3,5	-2,2
$\sum (G+P+SI)$	24,75		-24	11,8	-10,2

2 cadres  $\phi 8$





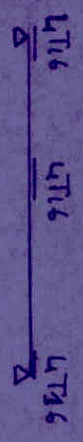
bloc	Direct	axe	Niv	Sect
G <sub>2</sub>	Y	35'	M30	30/60

M sur appui

G+1,2P	-2,5	-2,5
G+P+SI		-8
G+P-SI	-3,5	
0,8G+SI	7,7	
0,8G-SI		3,7



M en haDed		-2,5	
G+1,2P		-2,9	
0,8(G+P+SI)			-7,9





## Verifications

niveau 94,00

1) condition de non fragilité

$$A \geq b \times h \times \eta \left( \frac{R_t}{R} \right)^2 = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ verifié}$$

2) flèche

$$* h_t \geq \frac{e}{10} \frac{M_t}{10N_0}$$

$$h_t = 75 > \frac{600}{10} = 60 \text{ cm verifié}$$

\*\*

$$A \leq \frac{b \times h \times 43}{\sigma_{cn}} = \frac{40 \times 71 \times 43}{4120} = 29,64 \text{ cm}^2$$

$$\max A < 29,64 \text{ cm}^2$$

verifié

$$*** \frac{R_t}{e} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{R_t}{e} = \frac{75}{600} = 0,125 > 0,08 \text{ verifié}$$

donc la flèche est vérifiée.

3) condition aux appuis

a) acier  $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

appuis	1	2	3	4	5	6	7
T (t)	30	35	29,35	22	19,72	16	7,6 <sub>SP1</sub>
M (tm)	-39	-55,7	-46,2	-18,7	-24,7	-22,5	-5,3
T + M/3	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0

pour tous les appuis on  $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$

verifié

b) beton.



appuis	1	7
C(cm)	36	39,6
C <sub>0</sub> cm	14,6	7,4

c) c<sub>0</sub> pour les deux appuis  
donc pas d'écrasement du béton

4) Verification de la fissuration

$A = 8,04 \text{ cm}^2$  ,  $w = 0,025$

$\sigma_1 = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2186 \text{ kg/cm}^2$

pas de risque de fissuration

5) condition de non entrainement des barres

appuis	1	2	3	4	5	6	7
T(t)	30	35	29,35	22	19,72	16	7,6
m <sub>p</sub> cm	31,13	31,13	31,13	31,13	31,13	31,13	31,13
$\bar{\sigma}_d \text{ kg/cm}^2$	14,6	17	14,2	10,7	9,6	7,8	3,4

$\sigma_d < \bar{\sigma}_d$  vérifié

6) Armature transversale.

travée	T <sup>max</sup> (t)	Z <sub>b</sub> kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	A cm <sup>2</sup>	t <sub>cm</sub>	t <sub>adop</sub> cm
1,2,3	35	14	17,5	2,01	8,6	10
4,5,6	22	8,8	15,3	2,01	13,6	13



Niveau 99,00

1) condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 3,8 \quad \text{verifié}$$

2) flèche

$$* \quad h_t = 75 > \frac{l}{10} \frac{M_t}{M_0} = 60 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$** \quad A \leq \frac{b \cdot h \cdot 43}{\sqrt{\sigma_n}} = 29,64 \text{ cm}^2$$
$$\max A < 29,64 \text{ cm}^2$$

$$*** \quad \frac{h_t}{l} = \frac{75}{600} = 0,125 > 0,08 \quad \text{verifié}$$

donc la flèche est vérifiée

3) Condition aux appuis

a) acier  $A \bar{\sigma}_a \geq T + M/3$

appuis	1	2	3	4	5	6	7
T(k)	26,3	-31,8	-24,7	-18,7	-16,6	-10,25 <sub>SP</sub>	-7,7 <sub>SP</sub>
M(km)	-25,6	-46,4	-41	-15,8	-22,5	-8,5	-4,2
$T+M/3$ (k)	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0

pour tous les appuis on a  $A \bar{\sigma}_a > T + M/3$

b) beton

appuis	1	7
C(cm)	36	39,6
C <sub>0</sub> (cm)	12,8	5,25

$C > C_0$  pour les deux appuis  
pas d'écrasement du  
beton.



4) Verification de la fissuration

$A = 8,04 \text{ cm}^2$        $\omega = 0,025$

$\sigma_1 = 3000 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2186 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2$  verifie

5) condition de non entrainement des barres

appuis	1	2	3	4	5	6	7
$T_{max} (t)$	26,3	-31,8	-24,7	-18,7	-16,6	-10,25	-7,7
$mP_{(cm)}$	31,13	31,13	13,13	13,13	31,13	31,13	31,13
$Z_d \text{ kg/cm}^2$	13,6	16,4	12,8	9,7	8,6	5,3	4,0

$Z_d < \bar{Z}_d$  verifie'

6) Armature transversale

travée	$T_{max} (t)$	$Z_b \text{ kg/cm}^2$	$\bar{Z}_b \text{ kg/cm}^2$	$A(\text{cm}^2)$	$t(\text{cm})$	$t_{adp}(\text{cm})$
1,2,3	31,8	12,8	16,2	2,01	9,4	9
4,5,6	18	7,2	14	2,01	16,6	15



Niveau 102,50

1) condition de non fragilité

$$A \geq b h \varphi_s \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 2,53 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

2) flexion

$$* R_t = 70 > \frac{e}{10} \frac{M_t}{M_0} = 59 \text{ cm vérifié}$$

$$** A \leq \frac{43 R_b}{\sigma_{cn}} = \frac{43 \times 30 \times 66}{4120} = 20,66 \text{ cm}^2$$

$$\max A < 20,66 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

$$** \frac{h_t}{e} = \frac{66}{590} = 0,11 > 0,08 \text{ vérifié}$$

Donc la flexion est vérifiée

3) condition aux appuis

a) acier

appuis	2	3	4
T (k)	21,4	-21,1	-19,4
M (tm)	-35,1	-32,6	-23,2
T+M/3	< 0	< 0	< 0

pour les trois appuis on a  $A \bar{\sigma}_a > T+M/3$  vérifié

b) beton

appuis	2	4
C (cm)	53,5	36
C <sub>0</sub> (cm)	13,8	12,9

$C > C_0$  pour les deux appuis  
pas d'écrasement du béton



#### 4) condition de non fissuration

$$A = 12,56 \text{ cm}^2 \quad \omega = 0,052$$

$$\sigma_1 = 5131 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2186 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{cn} \quad \text{verifié}$$

#### 5) condition de non entrainement des barres

appuis	2	3	4
$T_{max}$ (t)	21,4	21,1	19,4
$n_p$ (cm)	41,4	41,4	33,13
$Z_d$ kg/cm <sup>2</sup>	9,0	8,8	10,1

$$Z_d < \bar{Z}_d \quad \text{verifié}$$

#### 6) Armature transversale

travée	$T_{max}$ (t)	$Z_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{Z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	$A$ cm <sup>2</sup>	$t$ (cm)	$t_{adpp}$ (cm)
1, 2	21,4	12,3	15,1	2,01	13	13

#### Niveau 106,00

##### 1) Condition de non fragilité

$$A \geq b \cdot h \cdot \eta \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_c} \left( \frac{h_t}{h} \right)^2 = 2,53$$

##### 2) flèche

$$* \quad h_t = 70 > \frac{l}{10} \frac{M_t}{N_u} = 61 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$** \quad A \leq \frac{43 h b}{\sigma_{cn}} = 20,66 \text{ cm}^2$$

$$\max A < 20,66 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

$$*** \quad \frac{h_t}{l} = \frac{70}{590} = 0,12 > 0,08 \quad \text{verifié}$$

Donc la flèche est vérifiée



3) condition aux appuis

a) acier

appuis	2	3	4
T (t)	22,15	-21,7	-14
M (tm)	-33,7	-30,2	-19,6
T+M/3	< 0	< 0	< 0

Pour tous les appuis on a  $A\bar{\sigma}_a > T+M/3$

b) béton

appuis	2	4
$l$ (cm)	33,5	36
$l_0$ (cm)	14,4	9

$l > l_0$  pour les deux appuis  
Verifié

4) condition de non fissuration

$A = 804 \text{ cm}^2$        $\omega = 0,067$

$\sigma_1 = 6018 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2257,8 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \frac{2}{3} \sigma_{en}$       Verifié

5) condition de non entrainement des barres

appuis	2	3	4
$T_{max}$ (t)	22,15	-21,7	-14
$n_p$ (cm)	33,13	33,13	26,5
$\tau_d$ (kg/cm <sup>2</sup> )	11,6	11,34	9,1

$\tau_d < \bar{\tau}_d$       Verifié



## Armature transversale

travée	$T_{max}$ (t)	$Z_b$ $kg/cm^2$	$\bar{Z}_b$ $kg/cm^2$	$A$ ( $cm^2$ )	$t$ (cm)	$t_{ado}$ (cm)
1, 2	22,7	13,1	16,2	2,01	12,3	12

Niveau 109,50

1) condition de non fragilité

$$A \geq b h \psi_s \frac{\sqrt{\sigma_b}}{\sigma_a} \left( \frac{h t}{R} \right)^2 = 2,53 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

2) flexion

$$* R_t = 70 > \frac{f_t \cdot M_t}{10 M_0} = 61 \text{ cm} \quad \text{verifié}$$

$$** A \leq \frac{b h 43}{\sigma_{sc}} = 20,66 \text{ cm}^2$$

$$\max(A) < 20,66 \text{ cm}^2 \quad \text{verifié}$$

$$*** \frac{R_t}{e} = \frac{70}{610} = 0,11 > 0,08 \quad \text{verifié}$$

↳ donc la flexion est vérifiée

3) condition aux appuis

a) acier

appuis	2	3	4
$T$ (t)	16,8	-16,4	-10,2
$M$ (tm)	-14,3	-19,4	-14,2
$T+M/3$	< 0	< 0	< 0

$\bar{A} \sigma_a > T+M/3$  pour tous les appuis



b) beton

appuis	2	4
c(cm)	36	38
c <sub>0</sub> (cm)	16,3	9,2

c > c<sub>0</sub> pour les deux appuis

4°) condition de non fissuration

$A = 8,04 \text{ cm}^2$        $\omega = 0,067$

$\sigma_1 = 6018 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2257 \text{ kg/cm}^2$

$\max\{\sigma_1, \sigma_2\} > \frac{2}{3} \sigma_{\text{ten}}$       vérifié

pas de risque de fissuration

5°) condition de non entraînement des barres

appuis	2	3	4
T <sup>max</sup> (t)	16,8	-16,4	-10,2
m <sub>p</sub> (cm)	33,13	33,13	26,5
τ <sub>d</sub> kg/cm <sup>2</sup>	8,8	8,6	6,7

$\tau_d < \bar{\tau}_d$  vérifié

6°) Armature transversale

travée	T <sup>max</sup> (t)	z <sub>b</sub> kg/cm <sup>2</sup>	$\bar{z}_b$ kg/cm <sup>2</sup>	A cm <sup>2</sup>	t (cm)	t <sub>adop</sub> cm
1,2	16,8	9,7	13,4	2,01	16,6	15



# **FONIDATIONS'**



## Etude du sol

### Introduction

Le choix du type de fondation est fonction du terrain et de la superstructure ce qui nécessite une reconnaissance des caractéristiques du sol et de sa capacité portante.

### Hydrologie

Les différents sondages effectués n'ont décelé aucune nappe phréatique.

Caractéristiques géotechniques du site.

### Essai de pénétration dynamique

Au nombre de 71, les essais de pénétration dynamique ont été réalisés sur le terrain à l'aide d'un pénétromètre lourd BORRO B<sub>2</sub>.

Ces essais ont pour but de donner une idée générale de la résistance du sol, de son degré d'homogénéité, d'indiquer le premier horizon dur rencontré, de distinguer les couches de résistance semblable et de préciser la coupe géologique du site.

### Problème de fondation

D'une part l'ouvrage est du type (R+G), les descentes de charge sont estimées de 100 à 300 tonnes par poteau, d'autre part les investigations in-situ ont



révèle un substratum gréseux recouvert d'une couche d'argile d'épaisseur presque uniforme.

Ces deux remarques impliquent une résolution du problème des fondations en deux parties.

1°) Détermination de la couche porteuse qui permettrait de mobiliser un taux de travail acceptable et de donner ainsi une solution de fondation adéquate du point de vue économique :

2°) cette solution de fondation doit être assurée la bonne exploitation de l'ouvrage à long terme. Cette solution dépend essentiellement des tassements qui il y a lieu d'atteindre. Il s'agit donc d'estimer les tassements et de vérifier leur compatibilité avec le bon fonctionnement de ce bâtiment.

Capacité portante et contraintes admissibles  
des différentes couches

La contrainte admissible d'un sol peut être estimée d'après les essais de pénétration dynamique selon la formule de Samplerat :

$$q_{ad} = \frac{R_p}{20} \quad \text{argile}$$

$$q_{ad} = \frac{R_p}{15} \quad \text{sable}$$

$R_p$  : résistance de pointe



Ces formules sont sensées être affectées d'un coefficient de sécurité compris entre 4 et 6.

### Compressibilité des couches

Le module oedométrique  $E'$  de l'argile sera compris entre 80 et 100 bars pour  $1 < \sigma < 4$  bars, il caractérise une argile raide.

La pression de consolidation est estimée à 1,8 bar

### Essai de pénétration dynamique

pénétromètre dynamique lourd type BORRO B<sub>2</sub>  
principe de l'essai.

L'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le terrain d'un train de tige par l'action d'un mouton de masse  $M$ , tombant respectivement d'une hauteur fixe  $H$ . L'appareil enregistre le nombre de coups  $N$  nécessaires à obtenir un enfoncement de longueur fixe  $L$ .

### \*\* Exploitation des résultats

Grâce à l'analogie avec les pieux réels on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des Hollandais pour calculer la résistance de pointe  $R_p$  en fonction de la profondeur.

$$\text{ou } R_p = \frac{N}{L} \left( \frac{H^2}{H+P} \right) \cdot \frac{1}{A}$$



avec

M : masse du mouton en kg

H : hauteur de chute en cm

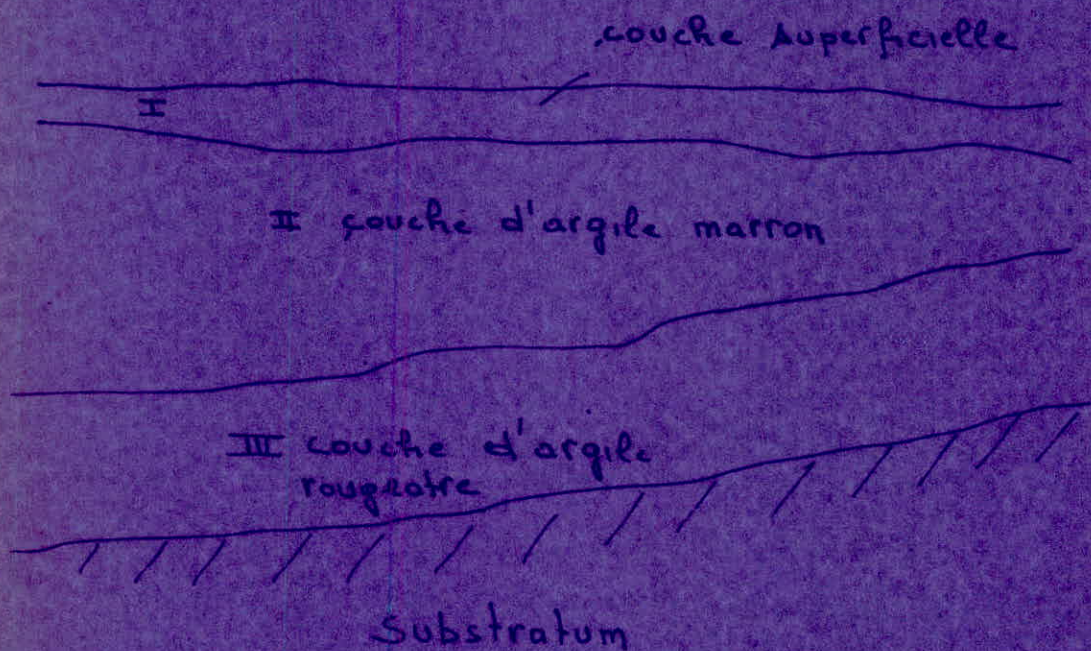
P : masse des tiges plus mandrins en kg

A : section de la pointe en  $\text{cm}^2$

L : enfoncement de référence en cm

N : nombre de coups nécessaires pour enfoncer la pointe d'une profondeur L

### Coupe géotechnique





## Calcul des fondations

Les fondations transmettent les charges raménées par les poteaux au sol. Le système de fondation est fonction du terrain et de la superstructure.

Dans notre ouvrage, les descentes de charges atteignent l'ordre de 300 tonnes par poteau. Le système de semelles isolées ne convient pas, car il en résulte des dimensions importantes et donc une interaction entre les bulbes de pression des fondations. Pour cela on adoptera des semelles continues sous poteaux dans les deux sens (semelles croisées).

### Méthode de calcul

Le fonctionnement de cette semelle, qui doit être assez rigide, se fait dans deux directions.

Longitudinalement, elle agit comme une poutre renversée continue, avec les poteaux comme appuis, transversalement elle sera calculée comme une semelle continue sous mur.

La répartition longitudinale des charges ponctuelles amenées par les poteaux dépend de la rigidité longitudinale de la semelle, de la distance entre poteaux et de la nature du sol. La répartition sera telle que la courbe de déformation de la semelle sous



les charges réparties se superpose à la courbe de déformation du sol sous ces charges.

C'est là le problème qui se pose toutes les fois qu'un ouvrage est en contact avec le sol. Les déformations de l'ouvrage sont fonctions du moment de flexion, donc des charges extérieures qui dépendent elles même des déformations.

On ne peut résoudre le problème que par des approximations successives.

Le problème peut être alors résolu en admettant des hypothèses simples.

- Soit une répartition uniforme des charges de part et d'autre du poteau : cas de la semelle rigide.
- Soit une répartition triangulaire avec maxima sous les poteaux : semelle flexible.

D'après l'hypothèse de la poutre sur les appuis élastiques on admet une répartition uniforme de part et d'autre du poteau si :

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \quad \text{avec}$$

$l$  : entre axe des poteaux

$l_e$  : longueur élastique définie par

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4IE}{kb}}$$

$k$  : coefficient de raideur du sol

$k = 2 \text{ kg/cm}^3$  pour l'argile raideur

$b$  : largeur de la poutre



## prédimensionnement

\* hauteur  $h_t$

$$h_t = \left( \frac{1}{9} \div \frac{1}{6} \right) l \quad : \quad l \text{ entre axe poteaux}$$

$$l = 6,6 \text{ m}$$

$$\frac{6,6}{9} \leq h_t \leq \frac{6,6}{6} \Rightarrow 0,73 \leq h_t \leq 1,1 \text{ m}$$

on prend  $h_t = 1 \text{ m}$

\*\* la largeur  $b$

La contrainte admissible  $\bar{\sigma}_s$  du sol.

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N_1}{b \cdot l} \quad \text{avec}$$

$$N_1 = \frac{N}{2}$$

$N$ : charge raménée par le poteau sur la semelle.

$l$ : entre axe

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

$$b \geq \frac{N/2}{l \bar{\sigma}_s}$$

D'après la charge raménée par le poteau on distingue deux types de semelles -

- Semelle intermédiaire  $S_2$  :  $N_{2 \max} = 306,61 \text{ t}$

- Semelle de rive  $S_1$  :  $N_{1 \max} = 184 \text{ t}$

\* Semelle  $S_1$

$$b_1 \geq \frac{N_1}{2 l \bar{\sigma}_s} = \frac{184 \cdot 10^3}{2 \cdot 6,6 \cdot 2,5 \cdot 10^2} = 55,7 \text{ cm}$$

on prend  $b = 1 \text{ m}$

calcul de la contrainte dans le sol en considérant le poids de la semelle.



### charge totale

$$q_{tot} = q_{pot} + q_{acm} = N/2 + q_{acm}$$

### poids de la semelle

$$q_{acm} = 1,1 \times 6,6 \times 2,5 = 16,5 \text{ t}$$

$$q_{tot} = \frac{184}{2} + 16,5 = 108,6 \text{ t}$$

d'où

$$\sigma_s = \frac{q_{tot}}{b \times l} = \frac{108,6 \times 10^3}{100 \times 660} = 1,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

### x Semelle S<sub>2</sub>

$$b_2 \geq \frac{N_2}{l \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{N/2}{l \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{306,61 \times 10^3}{2 \times 660 \times 2,5} = 92 \text{ cm}$$

On prend  $b_2 = 130 \text{ cm}$

calcul de la contrainte  $\sigma_s$  dans le sol en considérant le poids de la semelle.

### charge totale

$$q_{tot} = q_{pot} + q_{sem}$$

### poids de la semelle

$$q_{acm} = 1 \times 1,3 \times 6,6 \times 2,5 = 21,45 \text{ t}$$

$$q_{tot} = \frac{306,6}{2} + 21,45 = 174,76 \text{ t}$$

d'où

$$\sigma_s = \frac{q_{tot}}{b \times l} = \frac{174,45 \times 10^3}{1,3 \times 6,60} = 2,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

### Dimensions des deux semelles.

Semelle S<sub>1</sub> de rive  $h_f = 1 \text{ m}$ ,  $b = 1 \text{ m}$

Semelle S<sub>2</sub> intermédiaire  $h_f = 1 \text{ m}$ ,  $b = 1,3 \text{ m}$



## Etude de la semelle de rive s<sub>1</sub>

Le calcul se fera pour la semelle la plus chargée.

### 1°) calcul des efforts

\* répartition des sous pressions sous la semelle

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}} = \sqrt[4]{\frac{4Eh^3}{12k}}$$

k : coefficient de raideur du sol

$$k = 2 \text{ kg/cm}^3$$

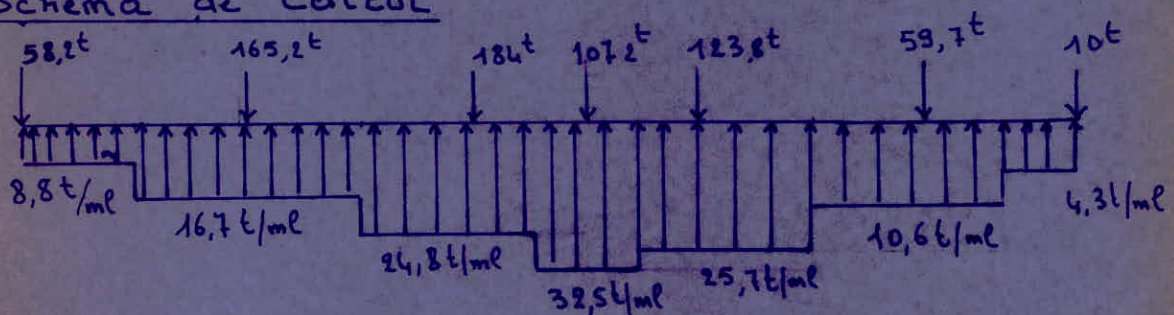
calcul de  $l_e$

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 210^5 (100)^3}{12 \cdot 2}} = 427 \text{ cm}$$

$$l = 6,6 \text{ m entre axe des poteaux} < \frac{\pi}{2} l_e = 6,70 \text{ m}$$

Donc d'après l'hypothèse de la poutre élastique on peut admettre une répartition uniforme des charges ramenées par les poteaux de part et d'autre de chaque poteau.

### Schema de calcul



### Determination des efforts

\* moment sur appui

On utilisera la méthode de cross pour la détermination des moments en considérant les appuis de rive libres et en libérant les appuis intermédiaires un par un.



### calcul des raideurs.

$$R_{AB} = R_{BA} = \frac{3}{4} \frac{I}{l}$$

$$R_{BC} = R_{CB} = R_{EF} = R_{FE} = \frac{I}{l}$$

$$R_{DC} = R_{CD} = R_{DE} = R_{ED} = \frac{2I}{l}$$

$$R_{FG} = R_{GF} = \frac{3}{4} \frac{I}{l_1}$$

### calcul des coefficients de repartition.

$$C_{AB} = C_{GF} = 1$$

$$C_{BA} = \frac{R_{AB}}{R_{AB} + R_{BC}} = \frac{3}{7} = 0,43 =$$

$$C_{CB} = \frac{R_{CB}}{R_{CB} + R_{CD}} = \frac{1}{3} = 0,33 = C_{EF}$$

$$C_{BC} = \frac{R_{BC}}{R_{BC} + R_{BA}} = \frac{4}{7} = 0,57$$

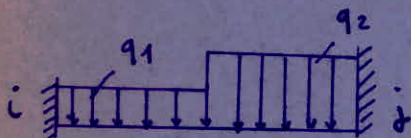
$$C_{CD} = \frac{R_{CD}}{R_{CD} + R_{CB}} = \frac{2}{7} = 0,67 = C_{ED}$$

$$C_{DC} = \frac{R_{DC}}{R_{DC} + R_{DE}} = \frac{1}{2} = 0,5 = C_{DE}$$

$$C_{FE} = \frac{R_{FE}}{R_{FE} + R_{FG}} = 0,48$$

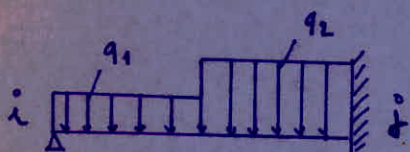
$$C_{FG} = \frac{R_{FG}}{R_{FG} + R_{FE}} = 0,51$$

### calcul des moments d'encastrement parfait.



$$M_i = - \frac{l^2}{192} (11q_1 + 5q_2)$$

$$M_j = - \frac{l^2}{192} (5q_1 + 11q_2)$$



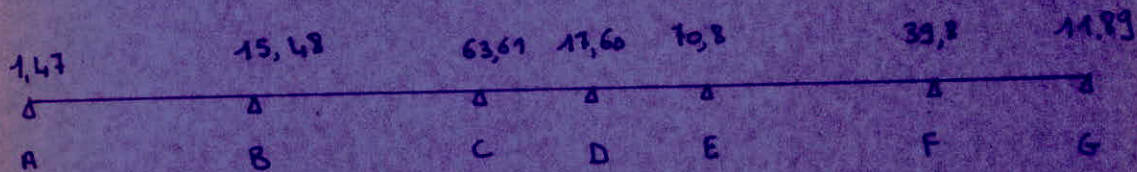
$$M_j = - \frac{l^2}{128} (7q_1 + 9q_2)$$



	A			B			C			D			E			F			G
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FG	GF							
Cij	1	0,43	0,57	0,33	0,61	0,5	0,5	0,61	0,33	0,48	0,51	1							
	0	-12,11	69,8	-80,83	24,7	-27,31	27,36	-24,81	14,41	-54,51	15,55	0							
Hi	0,436	0,893	1,34	0,668															
B			9,15	18,30	37,16	18,58													
C																			
D																			
E																			
F																			
B	-1,961	-3,93	-5,21	-2,60															
C			0,425	0,86	1,74	0,87													
D					-0,21	-0,43	-0,43	-0,21											
E							0,072	0,145	0,071	0,035									
F									-0,008	-0,016	-0,017	-0,0085							
Σ	-1,47	-15,05	15,48	-63,61	59,73	-17,60	2,63	-59,65	70,8	-39,8	39,35	11,89							



## Moments aux appuis



## Determination des moments en travée

$$M_{t} = -\frac{M_1 + M_2}{2} + \frac{l^2}{16} (3q_1 + q_2) - \frac{q_1 l^2}{8}$$

travée AB

$$M_{tAB} = 30,94 \text{ tm}$$

travée BC

$$M_{tBC} = 43,64 \text{ tm}$$

travée CD

$$M_{tCD} = -1,6 \text{ tm}$$

travée DE

$$M_{tDE} = -5,06 \text{ tm}$$

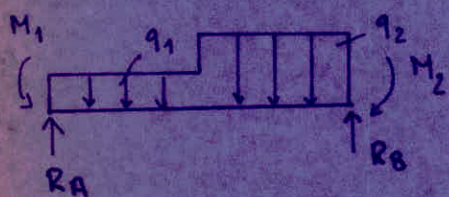
travée EF

$$M_{tEF} = 41,64 \text{ tm}$$

travée FG

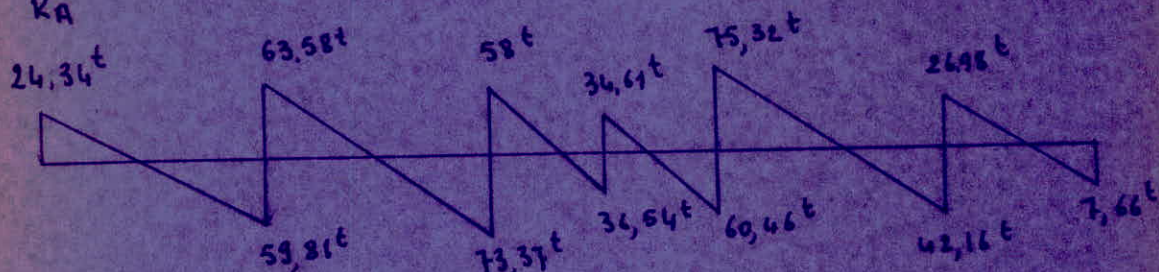
$$M_{tFG} = -5,71 \text{ tm}$$

## Effort tranchant



$$R_A = \frac{M_1 - M_2}{l} + \frac{l}{8} (3q_1 + q_2)$$

$$R_B = \frac{l}{2} (q_1 + q_2) - R_A$$



## Remarque

La méthode utilisée est une méthode approchée. En effet la valeur trouvée pour l'effort tranchant sur un appui

( $T = T_q + T_d$ ) est différente de la force axiale ramenée par



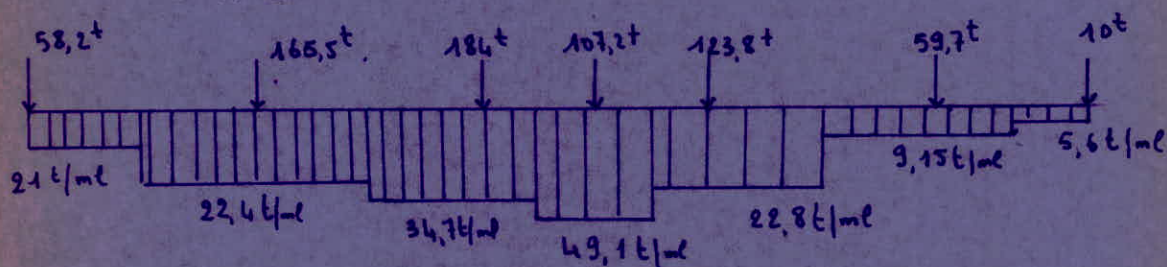
Le poteau, pour cela on fera des corrections successives jusqu'à obtenir l'équilibre entre l'effort axiale et la réaction du sol.

### Méthode de correction

La valeur de la charge à corriger sera multipliée ou divisée par un coefficient  $k$ , selon que l'on veut l'augmenter ou la diminuer.

$$\text{avec } k = \frac{\text{valeur réelle}}{\text{valeur obtenue}}$$

D'où le nouveau schéma de calcul.

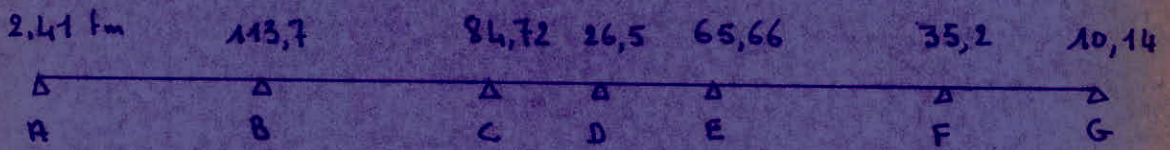




	A		B			C		D			E		F		G
	AB	BA	BC	CB	CD	DC	DE	ED	EF	FE	FG	GF			
$c_{ij}$	1	0,43	0,57	0,33	0,67	0,5	0,5	0,67	0,33	0,48	0,51	1			
$M_{ij}$	0	-118	95,26	-112	35,57	-49,5	37	-28,15	67,3	-48,7	14,5	0			
B	4,98	9,77	12,96	6,48											
C			11,5	2,3	46,86	23,43									
D					-4,98	-9,96									
E															
F									9,55	19,11	20,31	10,15			
B	-2,47	-4,94	-6,55	-3,27											
C			9,53	1,07	2,19	1,095									
D					-9,27	-9,54									
E															
F									0,089	0,044					
$\Sigma$	2,41	-113,7	113,7	-84,72	79,37	-26,78	15,78	-55,61	65,66	-35,2	34,78	10,74			



Moments sur appuis



Moments en travée

travée AB

$$M_E^{AB} = 60,10 \text{ tm}$$

travée BC

$$M_E^{BC} = 56,2 \text{ tm}$$

travée CD

$$M_E^{CD} = 1,43 \text{ tm}$$

travée DE

$$M_E^{DE} = 2,89 \text{ tm}$$

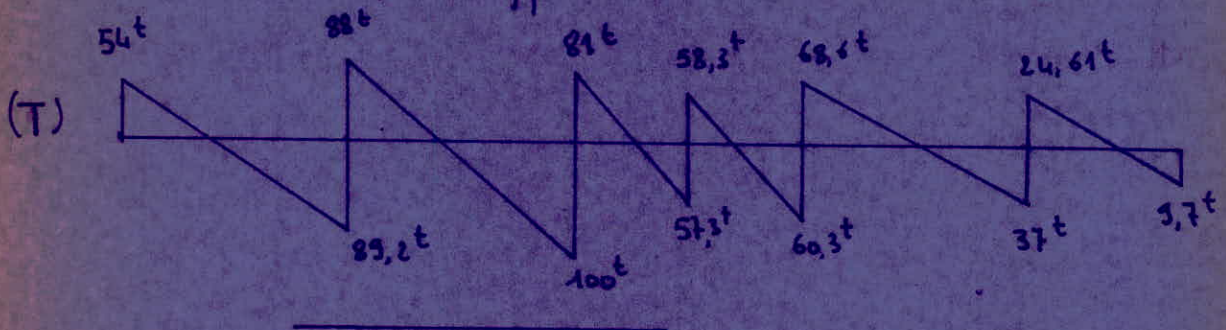
travée EF

$$M_E^{EF} = 36,5 \text{ tm}$$

travée FG

$$M_E^{FG} = -2,73 \text{ tm}$$

Determination des efforts tranchants.





## Ferraillage de la semelle S<sub>1</sub> de rive

\* Sens longitudinal

armature longitudinale

La semelle agit comme une poutre renversée continue avec les poteaux comme appuis, d'où les armatures supérieures en travée (moment positif en travée) et des armatures inférieures sur appuis (moment négatif sur appui).

Dimensions de la semelle

$$b = 1\text{ m} \quad h_t = 1\text{ m}$$

la section d'acier sera calculée en flexion simple par :

$$A = \frac{M}{\frac{1}{3} \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\frac{1}{3} h_t \bar{\sigma}_a} \quad \text{avec}$$

$$h = h_t - d = 100 - 5 = 95 \text{ cm} \quad d = 5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ca} = \frac{2}{3} 4000 = 2670 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures inférieures sur appuis

Appuis	A	B	C	D	E	F	G
M (tm)	2,61	113,7	84,72	26,5	65,66	35,2	10,14
$A = \frac{M}{\frac{1}{3} \bar{\sigma}_a}$ (cm <sup>2</sup> )	1,08	51,23	38,17	11,94	29,6	15,86	4,56
nφ	4T20	12T25	8T25	4T20	6T25	6T20	4T20
A réelle (cm <sup>2</sup> )	12,56	58,83	39,26	12,56	29,45	18,84	12,56

pour la travée FG, le moment est négatif d'où armature inférieure :  $A = 1,23 \text{ cm}^2$  soit 4T20  $\rightarrow A = 12,56 \text{ cm}^2$



## Armatures Superieures en travée

travée	AB	BC	CD	DE	EF
M (tm)	60,1	56,2	1,43	2,89	36,57
$A = \frac{M}{350} \text{ cm}^2$	27	25,32	9,64	1,3	16,47
nφ	6T25	6T25	4T20	4T20	6T20
Arceelle cm <sup>2</sup>	29,45	29,45	12,56	12,56	18,84

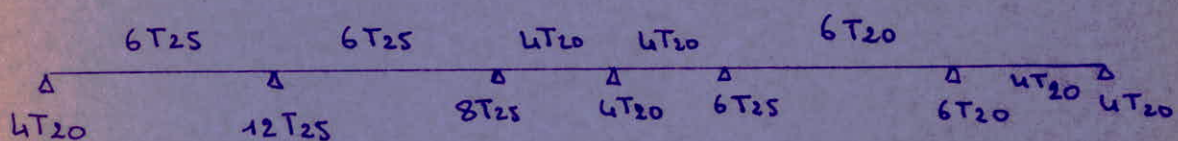
## Armatures transversales

appuis	A	B	C	D	E	F	G
$T^{max}$ (t)	54	89,2	100	58,3	68,6	37	9,7
$t = \frac{A_s \bar{\sigma}_s}{T^{max}}$	12,9	8,2	7	11,95	10,15	18	71
$\tau_b = \frac{I}{b y_1}$	6,49	10,73	12	7,0	8,25	4,45	1,16
$t \text{ adopté}$ cm	12	8	7	12	10	18	25

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

Pour tous les appuis on a  $\tau_b < \bar{\tau}_b$ .

Ferraillage adopté



## Calcul des armatures dans le sens transversal

Dans le sens transversal le calcul se fera comme une semelle continue sous mur.

La section d'acier est donnée par:



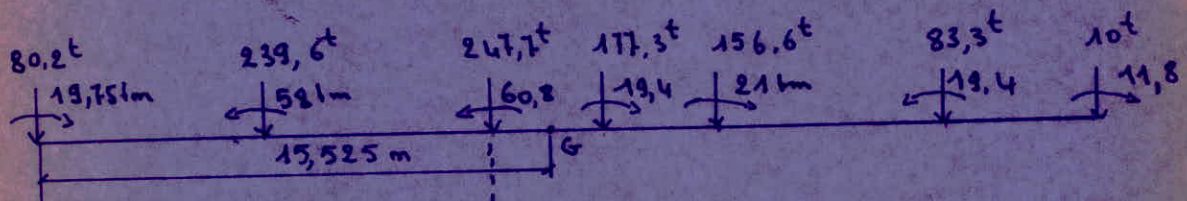
$$A_x = \frac{q^{max} (1-a)}{8R \bar{\sigma}_a} \quad \text{pour un metre}$$

$$A = 100 \text{ cm} \quad , \quad a = 70 \text{ cm} \quad , \quad N^{max} = q^{max} = \frac{184}{2} = 92 \text{ t}$$

$$A_x = \frac{92 \cdot 10^3 (100 - 70)}{8 \cdot 95 \cdot 2670} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5T14/ml soit  $A_x = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

### Verification de la stabilité de la semelle sous $SP_2$



$$N = \sum N_i + P_{pr} = 1072,32 \text{ t}$$

$$\text{l'excentricité } e = \frac{M}{N}$$

#### calcul de M

$$M'_1 = \sum N_i \cdot x_i$$

$$M'_1 = 2055,96 \text{ tm}$$

$$M = M_1 + M'_1$$

$$M_1 = \sum M_i = 65,45 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } M = 2121 \text{ tm}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{212110^2}{1072,32} = 1,97 \text{ m}$$

$$e < \frac{l}{4} = 7,76 \text{ m}$$

donc la semelle est stable.



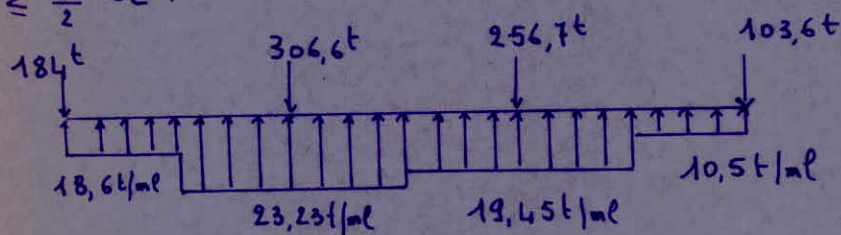
## Etude de la semelle intermédiaire $S_2$

### Calcul des efforts

Détermination des sous pressions sous la semelle.

Comme pour le cas précédent on admettra une répartition uniforme sous les semelles et ceci d'après l'hypothèse de la poutre sur appuis élastiques.

$$l \leq \frac{\pi}{2} l_e \cdot$$



### \* Efforts sur les appuis

On utilisera la méthode de Cross pour la détermination des moments sur appuis en considérant les appuis de rive libres et en libérant les appuis intermédiaires au fur et à mesure.

### Calcul des rigidités

$$R_{BC} = R_{CB} = \frac{I}{l}$$

$$R_{AB} = R_{BA} = R_{DC} = R_{CD} = \frac{3}{4} \frac{I}{l}$$

### Calcul des coefficients de répartition

$$C_{DC} = C_{AB} = 1$$

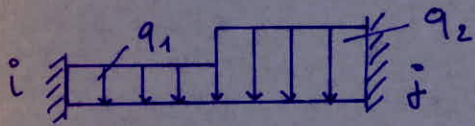
$$C_{BC} = C_{CB} = \frac{4}{7} = 0,57$$

$$C_{BA} = 0,43$$

$$C_{CD} = 0,43$$

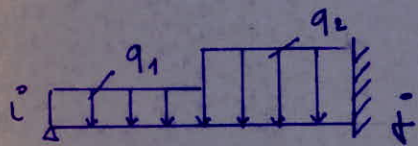


Calcul des moments d'encastrement parfait



$$M_i = -\frac{\ell^2}{192} (11q_1 + 5q_2)$$

$$M_j = -\frac{\ell^2}{192} (5q_1 + 11q_2)$$

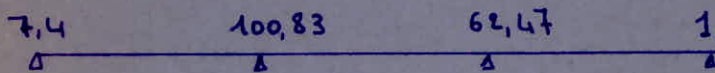


$$M_i = -\frac{\ell^2}{128} (7q_1 + 9q_2)$$

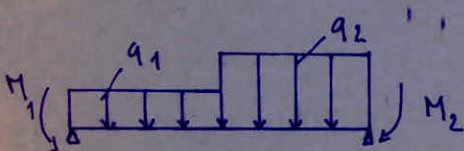
resultats donnés sous forme de tableau.

	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
$c_{ij}$	1	0,43	0,57	0,57	0,43	1
$M_{ij}$	0	-115,41	80	-74,89	-60,41	0
B	7,62	15,24	20,20	10,10		
C			1,23	2,47	1,86	0,93
B	-0,26	-0,53	-0,70	-0,35		
C			+0,099	+0,199	0,15	0,075
$M_{ij}$	7,35	-100,7	100,8	-62,5	62,46	1

Dou les moments sur appuis



Calcul des moments en travée



$$M_t = -\frac{M_1 + M_2}{2} + \frac{\ell^2}{16} (3q_1 + q_2) - q_1 \frac{\ell^2}{8}$$



D'où les moments en travée

travée AB

$$M_t^{AB} = 59,74 \text{ tm}$$

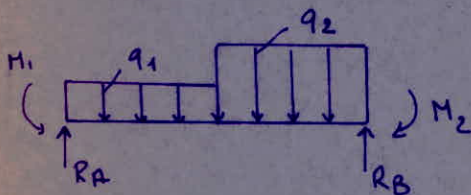
travée BC

$$M_t^{BC} = 34,55 \text{ tm}$$

travée CD

$$M_t^{CD} = 49,80 \text{ tm}$$

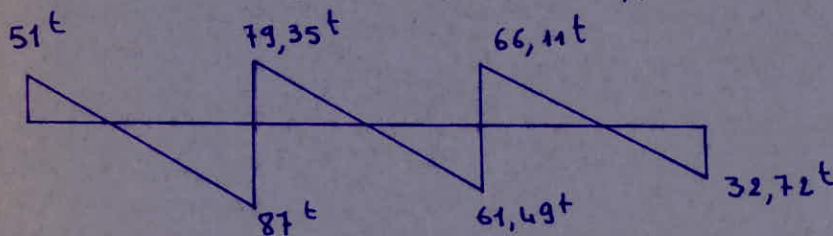
Efforts tranchants



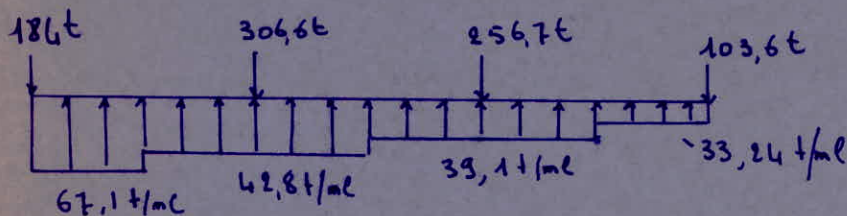
$$R_A = \frac{M_1 - M_2}{l} + \frac{l}{8} (3q_1 + q_2)$$

$$R_B = \frac{l}{2} (q_1 + q_2) - R_A$$

D'où le diagramme de l'effort tranchant



Correction des valeurs obtenues

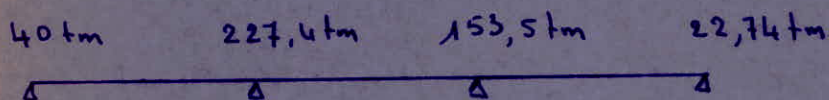


calcul des efforts



	A	B		C		D
	AB	BA	BC	CB	CD	DC
$C_{ji}$	1	0,43	0,57	0,57	0,43	1
$M_{ij}$	0	-307,47	151,20	-146,2	199	0
B	33,6	67,20	89	44,5		
C			-27,73	-55,46	-41,84	-20,92
B	5,96	11,92	15,80	7,90		
C			-2,25	-4,50	-3,39	-1,69
B	0,48	0,96	1,28	0,64		
C			-0,18	-0,36	-0,27	-0,13
$M_{ij}$	40,04	-227,4	227,12	-153,5	153,5	-22,74

### Moments Sur appuis



### Moments en travée

travée AB

$$M_{\epsilon}^{AB} = 165,5 \text{ tm}$$

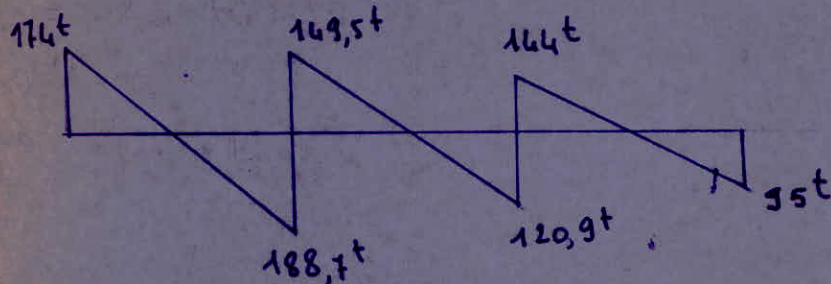
travée BC

$$M_{\epsilon}^{BC} = 32,66 \text{ tm}$$

travée CD

$$M_{\epsilon}^{CD} = 108,9 \text{ tm}$$

### Efforts tranchants





## Ferraillage de la semelle S<sub>2</sub>

Sens longitudinal

Armature longitudinale

Dimension de la semelle

$$h_f = 1,00 \text{ m} \quad b = 1,30 \text{ m}$$

Armature inférieure sur appuis

appuis	A	B	C	D
M tm	40	227,4	153,5	22,74
$A = \frac{M}{3\sigma_a} \text{ cm}^2$	18,0	102,45	69,16	10,24
nφ	6T <sub>20</sub>	21T <sub>25</sub>	15T <sub>25</sub>	6T <sub>20</sub>
Aracelle cm <sup>2</sup>	18,84	103,44	73,63	18,84

Armature supérieure en travée

appui	AB	BC	CD
M tm	165,5	32,66	108,9
A cm <sup>2</sup>	74,56	14,71	49,06
nφ	15T <sub>25</sub>	6T <sub>25</sub>	10T <sub>25</sub>
Aracelle cm <sup>2</sup>	73,63	18,84	49,08

Armature dans le sens transversal

La méthode consiste à considérer la semelle comme une double console.

La section d'acier A' est donnée par



$$A' = \frac{M}{\gamma \bar{\sigma}_a} \quad \gamma = \frac{7}{8} h$$

$$M = \bar{\sigma}_s \frac{(R-a)^2}{8} \cdot 1 =$$

$$M = \frac{2,5(130-80)^2}{8} \cdot 100 = 78125 \text{ kgcm}$$

d'où

$$A' = \frac{M}{\frac{7}{8} R \bar{\sigma}_a} = 0,33 \text{ cm}^2$$

on prend 5T12/ml soit  $A' = 5,65 \text{ cm}^2$

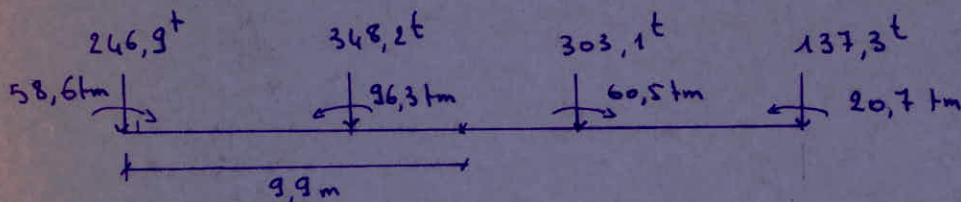
Armature transversale.

Appui	A	B	C	D
$T^{mar} (t)$	174	188,7	144	95
$e = \frac{A' \bar{\sigma}_s}{T_{cm}}$	8,65	7,9	10,44	15,83
$\bar{z}_b \text{ kg/cm}^2$	16,1	17,46	13,32	8,79
$t_{adap, cm}$	8	8	10	15

on prend  
trois cadres  
 $\phi_{12}$

$\bar{z}_b < \bar{z}_b$  pour tous les appuis

Verification de la stabilité de la semelle



$$N = \sum N_i + p_{pr} = 1099,8 \text{ t}$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M}{N}$$

calcul de M



$$M_1 = \sum N_i \cdot x_i = 1233,87 \text{ tm}$$

$$\sum M_i = -2,1 \text{ tm}$$

$$M = 1231,87 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } e = \frac{M}{N} = \frac{1231,7}{1099,8} = 111 \text{ cm}$$

$$e < \frac{l}{4} = 4,95 \text{ m}$$

la semelle est stable.

### Calcul des longrines

En l'absence d'un système rigide d'infrastructure toutes les fondations isolées sur le sol de consistance moyenne et sur le sol meuble seront chaînées dans les deux directions avec des longrines suffisamment rigides.

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à  $\frac{N}{15}$  pour les terrains de consistance moyenne et à  $\frac{N}{10}$  pour les terrains meubles.

où  $N$  est la force axiale du poteau en question

Le ferrailage minimum donné par RPA est de 4 $\phi$ 14

ou 4T12 avec des cadres dont l'espacement n'excèdera pas 20cm.

#### \* Dimensions minimum selon RPA

25x30 sol à consistance moyenne

30x30 sol meuble



## Dallage sur terre plein

### Introduction

On utilise le dallage sur terre plein pour les surfaces utilisables du niveau le plus bas des immeubles.

d'habitation, dans notre cas ces surfaces sont aménagées à des magasins de dépôt.

un dallage est constitué par une dalle en béton séparée du terrain sous-jacent par une couche servant de repartition aux charges localisées pouvant intervenir comme couche drainante.

On distingue deux types de dallage :

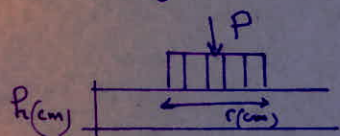
- dallage en une couche
- dallage en deux couches

L'épaisseur du dallage est déterminée par la charge concentrée la plus lourde qu'il supportera

### Méthode de calcul

Pour les dallages non armés la contrainte de traction du béton ne doit pas dépasser 24 bars pour un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$

#### - charge localisée



$$\sigma = \frac{\alpha P}{h^2} \left[ 1 - \frac{\sqrt{\frac{r}{R}}}{0,925 + 0,22 \frac{r}{R}} \right]$$

$\sigma$  : contrainte de traction dans le béton



$$R = \sqrt[4]{\frac{E R^3}{12(1-\nu^2)k}}$$

$\alpha$  : coefficient : 4200 (coins de dalle : non protégés)

$k$  :  $5 \text{ kg/cm}^2$  ,  $E = 378000$   $\nu = 0,15$

- charge uniformément répartie ( $p \text{ t/m}^2$ )

$$\sigma = \frac{18,5 P}{\sqrt{k \cdot h}}$$

Les dallages comportent une armature de répartition

$$A' (\text{cm}^2/\text{ml}) = \frac{18 k_c p L}{f_c} \quad h : \text{hauteur de la dalle}$$

$k_c$  : coef de frottement sol, béton (1,5)

$f_c$  :  $5300 \text{ kg/cm}^2$

$L$  : distance entre les joints en (m)

calcul du dallage sur terre, plein

- épaisseur du dallage

on prend une épaisseur  $h = 13 \text{ cm}$

- contrainte dans le béton

\* charge localisée  $p = 2,5 \text{ t}$

$$R = 61,3 \quad \frac{r}{R} = \frac{15}{61,3} = 0,24$$

$$\sigma = \frac{4200 \cdot 2,5}{13^2} \left[ 1 - \frac{\sqrt{0,24}}{0,925 + 0,22 \cdot 0,24} \right] = 18,6 \text{ kg/cm}^2$$

charge uniformément répartie  $p = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$\sigma = \frac{18,5 P}{\sqrt{k \cdot h}} = 5,74 \text{ kg/cm}^2$$

Dans les cas :  $\sigma < 24$  bors

calcul de l'armature de retrait  $A'$

$$A' = \frac{18 \cdot 13 \cdot 1,5 \cdot 6,6^2 \cdot 10^2}{5300} = 0,44 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend un treillis}$$

soudé  $\phi 6/15$



## Bibliographie

- Règlements : CCBA 68  
RPA 1981
- Aide mémoire RDM
- Aide mémoire B. A
- Cours B.A P. CHARON
- Cours B.A BELLAZOUGUI (ENPA)
- Traité B.A GUERRIN (Tome 4)
- Dynamique des structures D. CAPRA
- Fondations GUERRIN (Tome 3)



