



بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

184

# DEDICACES

- A mon père et ma mère qui ont consacré toute leur vie pour Notre bonheur et notre réussite
- A mes Frères et Sœurs
- A ma Famille, et à tous mes amis.

Sebaâ M<sup>o</sup>

Je dedie ce modeste travail

- à mon père,
- à ma défunte mère.
- à ma Sœur,
- à mes proches parents,
- à mes amis.

CHAOUNÉ  
شاوني

# REMERCIEMENTS

Au termes de cette étude, nous ne manquerons pas tous ceux qui ont participé à l'élaboration de ce projet, de près ou de loin, de les remercier. Nous nous contenterons de citer :

- Mme Khettal ; notre promotrice.
- M<sup>o</sup> Moro Capoa ; Ses conseils nous ont illuminés sur bien des points.
- Messieurs ; Bellazoughi, Benezoum, et Crainic... nous leur devons conseils et assistance.

Nous remercions également pour leur aide et encouragement

- Messieurs ;  
- Sebaâ Malek, Allik Mohamed, Laradi, Nadir, Ladaoui  
Lies, Nacer Azzedine, Chennoufi Abdelghani, Labti, Othmane,  
Laili, Laili Mohamed, Arbaoui Aïcen, Fas...

Nous remercions le Président, l'examinateur ainsi que les membres du jury qui nous accordent l'honneur de juger notre tâche.

# TABLE DES MATIERES

- Introduction
  - . Presentation de l'ouvrage
  - . caracteristiques des matériaux
  - . charges et surcharges
- Calcul des éléments
  - . Acrotère
  - . Poutrelle
  - . dalles
  - . Poutre de chainage
  - . Rampe
  - . Estrade
- charges horizontales
  - . Calcul des rigidités
  - . Etude Au Seisme
  - . Etude Au vent
  - . joint de dilatation
- charges verticales
- combinaisons
- ferraillage des portiques
  - . Ferraillage des poteaux
  - . ferraillage des poutres
- Fondations et Tassements

# **INTRODUCTION**

# PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui nous a été confié consiste à l'étude et au calcul d'un auditorium qui sera implanté à BISKRA classé zone I de faible sismicité par le RPA.

Notre Auditorium est de forme hexagonale et il y a une salle de projection à l'arrière. Ses dimensions sont les suivantes :

$L = 28\text{ m}$  ,  $l = 25\text{ m}$  ,  $h = 8,15\text{ m}$  .

La structure de notre ouvrage est une structure autostable c.a.d. contreventée par des portiques dans les 2 sens, entre autres elle est composée de deux parties désolidarisées entre elles par un joint de dilatation ,

- partie centrale (où se trouve l'auditorium).
- partie extérieure ou ceinture qui sert uniquement à cacher les toilettes.

Le taux du travail du sol a été estimé à  $1,5\text{ bar}$  à  $1,5\text{ m}$  de profondeur.

Les tassements que soient absolus ou différentiels ne sont pas à craindre.

## matériaux

sont conformes aux règlements en vigueur [RPA 81, CCBA 63]

## Planchers

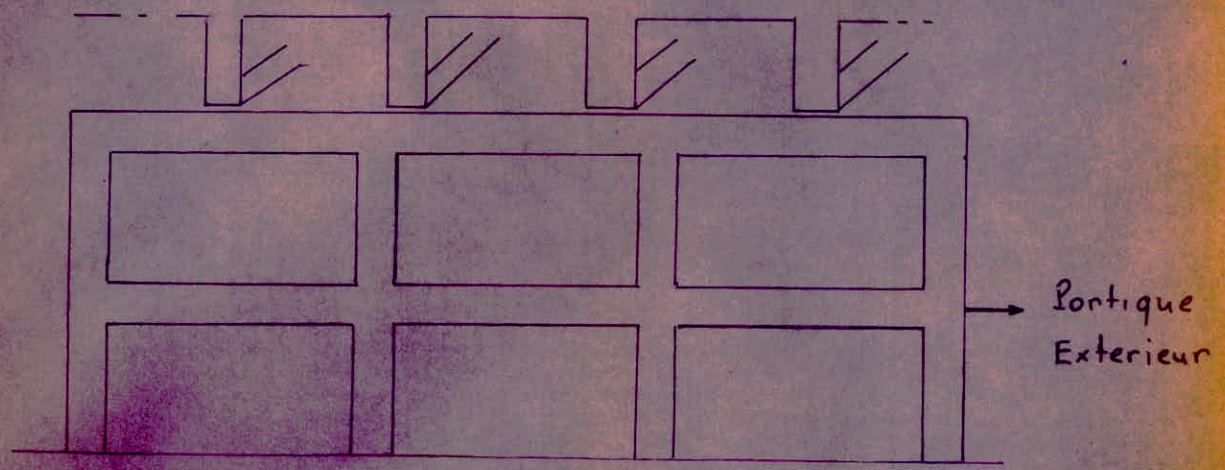
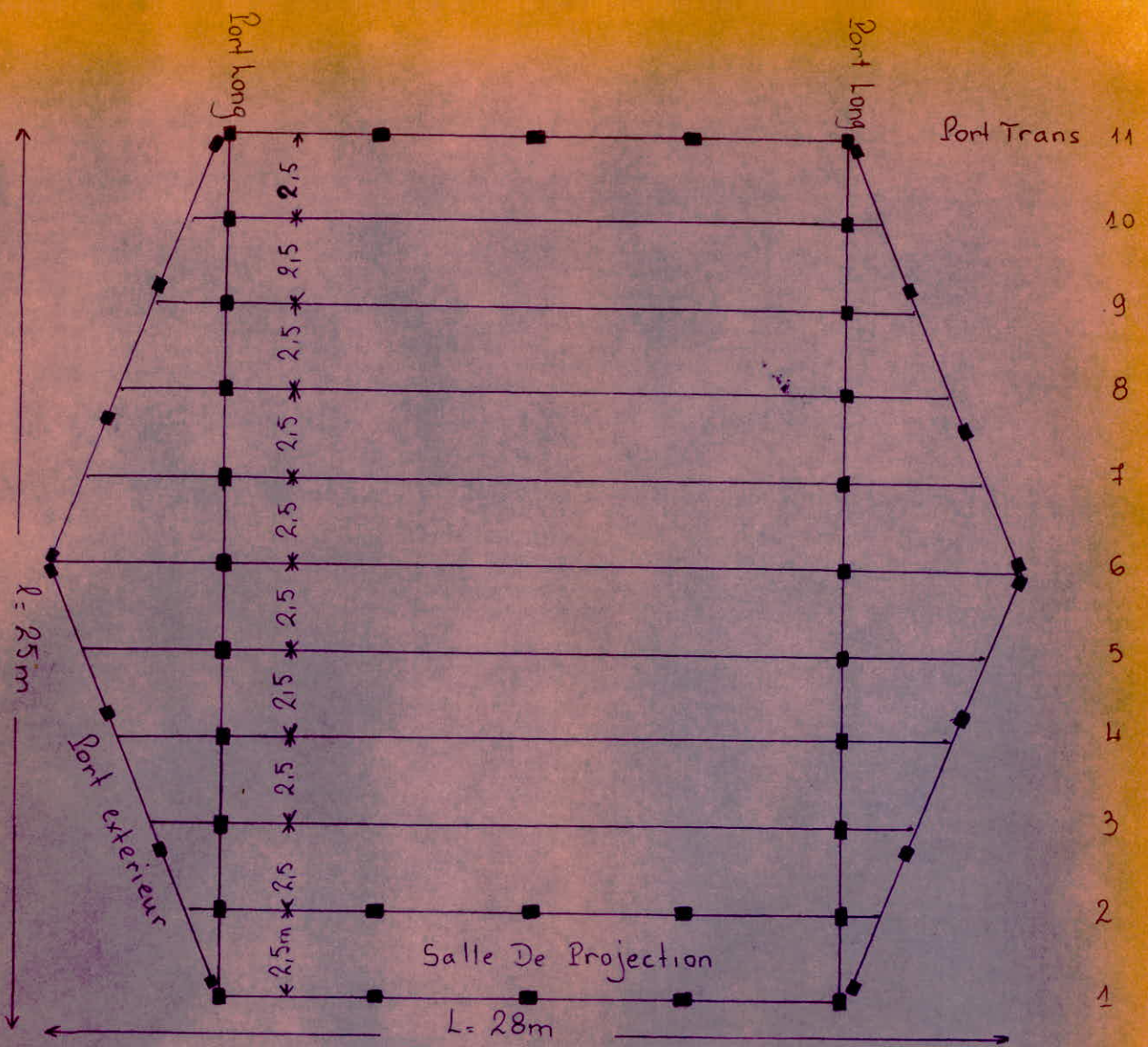
- terrasse en dalle pleine en béton armé
- salle de projection en corps creux et une table de compression

## Maconnerie

- Les murs sont en double cloison avec un vide d'air et des briques creuses

## Revêtement

- céramique pour les toilettes
- carrelage pour le sol (par-terre)
- enduit plâtre pour plafonds et les murs



VUE EN PLAN

# CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Introduction - Dans notre ouvrage nous utiliserons les reglements contenu dans le document technique "C.C.B.A 68" dans tout nos calcul ainsi que le reglement parasismique algerien.

I. Béton nous utiliserons un béton dosé à  $350 \text{ kg/m}^3$  de ciment C.P.A 325  
d'où  $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$  et  $\sigma_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

## 1. Contrainte de compression admissible (art 9.4. CCBA-68)

$$\sigma'_b = \gamma'_b \sigma'_{28} \text{ avec } \gamma'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon = \text{fraction de sa resistance nominale à 28 jours}$$

- $\alpha = 1$  (ciment de classe 325)
- $\beta = 5/6$  (Sur chantier le contrôle du béton est atténué)
- $\gamma = 1$  (depend des épaisseurs relatives des éléments et de la grosseur des granulats)
- $\delta = \begin{cases} - 0,3 & \text{dans le cas de la compression simple} \\ - 0,6 & \text{dans le cas de la flexion simple} \\ - 0,6 & \text{dans le cas de la flexion composée si l'effort normal est une traction.} \\ - 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{dans le cas de la flexion composée si l'effort normal est une compression et si } \delta < 0,6 \text{ sinon } \delta = 0,6 \text{ si } \delta \gg 0,6. \end{cases}$

- avec,  $e_0$  = excentricité des forces extérieures par rapport au CDG de la section totale du béton seul.

\*  $e_1$  = distance limitant le noyau central et le CDG de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

•  $\epsilon$  (depend de la sollicitation et de la forme de la section considérée)  
\*  $\epsilon = 1$  dans le cas de la compression quelle que soit la forme, simple et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

\* dans les autres cas,  $\epsilon$  sera déterminé par la condition  $\frac{F'_b}{B'} \leq \sigma_{b0}^T$

avec  $\begin{cases} F'_b = \text{effort de compression dans le béton} \\ B' = \text{Surface du béton comprimé} \end{cases}$



## Contrainte de traction de référence (Art 9.5 ccBA 68)

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

- $\alpha, \beta, \gamma$  même signification que précédemment
- $\theta = f(\sigma'_n) = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$  - avec  $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 245 \text{ kg/cm}^2$

### Résultats

$\bar{\sigma}_{bo} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$	→	Compression Simple	} 1 <sup>er</sup> genre
$\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$	→	Flexion Simple	
$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$	→	Traction	

Pour le second genre, les valeurs seront majorées de 50%.

## II - Acier on distingue 3 catégories d'aciers

### 1. Acier doux ou ronds lisses (FeE24 ou FeE22)

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} \quad \text{pour le 1<sup>er</sup> genre} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou } 1467 \text{ kg/cm}^2$$
$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} \quad \text{pour le 2<sup>e</sup> genre} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ ou } 2200 \text{ kg/cm}^2$$

### 2. Acier à haute adhérence (FeE40 A et B)

$$\bullet \phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour 1<sup>er</sup> genre} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour 2<sup>e</sup> genre} \end{cases}$$
$$\bullet \phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2/3 \sigma_{en} = 2670 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour 1<sup>er</sup> genre} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & \text{pour 2<sup>e</sup> genre} \end{cases}$$

### 3. Treillis soudés Utilisés comme armatures des dalles, des hourdis...

$$\bullet \phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad \bullet \phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = \sigma'_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

### 4. Contraintes de traction pour les conditions de fissuration (Art 4.9 CCBA 68) pour limiter la fissuration du béton on prend $\bar{\sigma}_{af} \leq \text{Min}(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2))$ avec :

$$\sigma_1 = \text{contrainte de fissuration systématique} = \frac{\kappa \gamma \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)}$$

- $\kappa$  = coefficient dépendant des conséquences de fissuration sur l'ouvrage =  $\begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 \rightarrow \text{" préjudiciable} \\ 0,5 \cdot 10^6 \rightarrow \text{" très préjudiciable} \end{cases}$

- $\gamma$  = coefficient de fissuration = 1 pour Adx et 1,6 pour HA

- $\bar{\omega}_f$  = pourcentage de fissuration =  $\frac{A}{B_f}$  - avec A = Section totale des barres tendues  
B<sub>f</sub> = Section d'enrobage " " "

- $\phi$  = le grand diamètre des barres tendues exprimé en millimètres

- $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \bar{\sigma}_b}{\phi}}$  = contrainte de fissuration accidentelle

- $\bar{\sigma}_b$  = contrainte de traction de référence du béton.

# CHARGES ET SURCHARGES

## - Charges permanentes

### 1° - plancher terrasse en dalle pleine

- gravier de protection (3 cm) →  $0,03 \cdot 18 = 0,56 \text{ t/m}^2$
- étanchéité multi couche →  $0,010 \text{ t/m}^2$
- liège (4 cm) →  $0,04 \cdot 0,25 = 0,010 \text{ t/m}^2$
- forme de pente 1,2% (5 cm) →  $0,05 \cdot 2,2 = 0,11 \text{ t/m}^2$
- dalle en béton armé (8 cm) →  $0,08 \cdot 2,5 = 0,200 \text{ t/m}^2$
- plafond suspendu + pare vapeur →  $0,03 + 0,004 = 0,034 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,420 \text{ t/m}^2$$

### 2° - plancher de la salle de projection en corps creux

- carrelage (2 cm) →  $0,04 \text{ t/m}^2$
- mortier de pose (2 cm) →  $0,04 \text{ t/m}^2$
- Sable (3 cm) →  $0,051 \text{ t/m}^2$
- isolation phonique (2 cm) →  $0,010 \text{ t/m}^2$
- dalle en corps creux (12+4) →  $0,231 \text{ t/m}^2$
- Enduit plâtre (2 cm) →  $0,030 \text{ t/m}^2$
- cloisons →  $0,075 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,472 \text{ t/m}^2$$

### 3° Façades en double cloison avec vide

#### Façades en briques creuses

- Briques (10 cm) →  $0,14 \text{ t/m}^2$
- Briques (15 cm) →  $0,21 \text{ t/m}^2$
- Enduit extérieur (2 cm) →  $0,04 \text{ t/m}^2$
- Enduit intérieur (1 cm) →  $0,02 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,41 \text{ t/m}^2$$

Pour le portique extérieur

- Briques (10 cm)  $0,14 \text{ t/m}^2$
- Briques (10 cm)  $0,14 \text{ t/m}^2$
- enduit extérieur (1 cm)  $0,02 \text{ t/m}^2$
- enduit intérieur (1 cm)  $0,02 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,32 \text{ t/m}^2$$

## - Surcharges d'exploitation

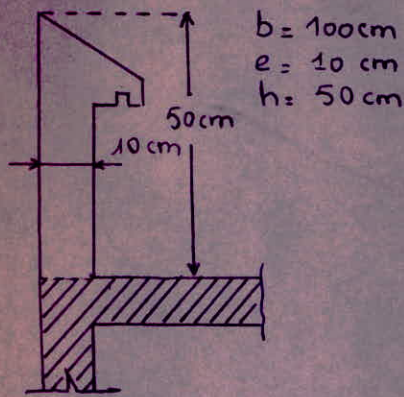
- terrasse non accessible + Sable =  $0,1 + 0,02 = 0,12 \text{ t/m}^2$
- plancher salle de projection =  $0,20 \text{ t/m}^2$
- Rampe, estrade =  $0,50 \text{ t/m}^2$
- Acrotère (dûe à la main courante) =  $0,10 \text{ t/m}^2$

**C'ALC'UIL  
DES'  
ELEMENTS'**

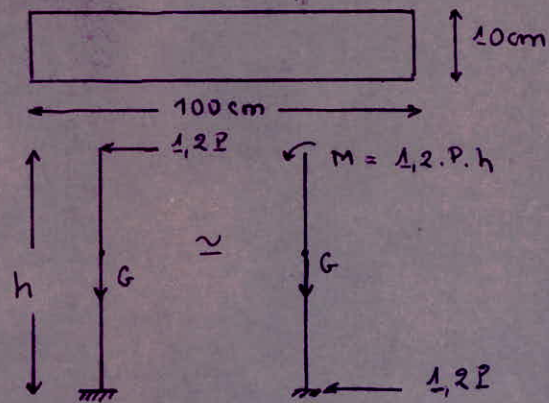
# ACROTERE

L'acrotère est assimilée à une console encastree au niveau du plafond terrasse. le calcul se fait pour 1m lineaire, sous la flexion composee engendree par l'effort normal du a son poids propre et le moment resultant du a l'application de la main courante.

## ↳ Dimensions



## ↳ schema statique



avec  $G = 0,1 \cdot 0,5 \cdot 2,5 \cdot 1 = 0,125 \text{ t/ml} = 125 \text{ kg/ml}$   
 $P = \text{main courante} = 100 \text{ kg/ml}$

le calcul se fait en flexion composee

determination de l'excentricite

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,2 \cdot P \cdot h}{G} = \frac{1,2 \cdot 100 \cdot 0,5}{125} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_1}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$  section partiellement comprimee

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

$$M_f = M + N \cdot f \text{ avec } f = e_0 + \frac{h_1}{2} - d$$

$f$ : distance entre le centre de pression et les aciers tendus.

Calcul de la section en flexion simple

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

$$\sum M^t / A = N \cdot f = 125 \left( 48 + \frac{10}{2} - 2 \right) = 6375 \text{ kg.cm}$$

\* Moment resistant du beton ( $M_{rb}$ )

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

avec  $y = \alpha h$  et  $\alpha = \frac{n \sigma_b}{n \sigma_b + \sigma_a}$  avec  $n = 15$ ,  $\sigma_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\alpha = 0,423 \Rightarrow y = 3,384 \quad \text{d'où } M_{rb} = 159295,7 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

on a  $M_{rb} > M_A$  donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

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

le calcul du ferrailage se fait par la méthode citée dans I. CHARON

$$\mu = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6375}{2800 \cdot 100 \cdot (10-2)^2} = 5,33 \cdot 10^{-3} \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9667 \\ \kappa = 135 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{135} = 20,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{FS} = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{6375}{2800 \cdot 0,9667 \cdot 8} = 0,3 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section en flexion composée

$$A_{FC} = A_{FS} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,3 - \frac{125}{2800} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Verifications diverses

- Condition de non fragilité

on remarque que la section est insuffisante donc on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité

$$\frac{A}{b \cdot h} \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \Rightarrow A \geq b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,78 \text{ cm}^2$$

on adoptera 5T5 = 0,98 cm<sup>2</sup> / ml

- Espacement

conformément aux règles CCBA 68 Art 57.33

$$t \leq \min(3h_t = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

on prévoit aussi des armatures transversales ou armatures de peau sur la hauteur de l'acrotère soient 3T5.

- Condition de non fissuration

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

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{avec} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{0,98}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 2,45 \cdot 10^{-3}$$

$$\eta = 1,6 \quad \kappa = 1,5 \cdot 10^6 \quad \phi = 5 \text{ mm}$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 1147,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 5 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_2 = 4006,26 \text{ kg/cm}^2$$

- d'où  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  - donc pas de risque de fissuration

### - Effort tranchant

$$A \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{Z} \Rightarrow A \gg \frac{1}{2800} \left( 1,2 \cdot 100 + \frac{6375}{7/8 \cdot 8} \right) \ll 0 \text{ vérifié}$$

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

### - Vérification au sisme local:

- conformément à l'article 3.3.9 du RPA 81 on doit vérifier le sisme local dans les éléments secondaires de la structure.

L'acrotère sera vérifié sous l'action de la force horizontale.

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad \text{avec}$$

$$\cdot Z = \frac{A(1, I)}{A(1, IV)} = \frac{0,12}{0,35} = 0,343$$

$$\cdot C_p = 0,8 \text{ pour une console (Tableau N° 4 du RPA 81)}$$

$$\cdot I = \frac{A(1, I)}{A(2, I)} = \frac{0,12}{0,08} = 1,5$$

$$\cdot W_p : \text{ poids de l'élément} = 125 \text{ kg}$$

$$\text{d'où } F_p = 0,343 \cdot 1,5 \cdot 125 \cdot 0,8 = 51,45 < 1,2 \cdot P = 120$$

A: coefficient d'accélération des zones

# POUTRELLE

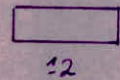
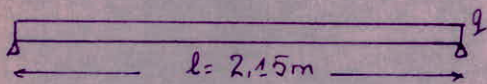
Le plancher de la salle de projection est constitué par des corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, disposées suivant la petite portée, elles seront calculées sous la sollicitation du 1<sup>er</sup> genre G+1,22  
Le calcul se fera en 2 étapes.

## 1<sup>er</sup> Etape

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

charges supportées par la poutrelle

- poids poutrelle = 12 kg/ml
- poids du corps creux = 71,5 kg/ml
- surcharge due à l'ouvrier = 65 kg/ml



$$q = 12 + 71,5 + 1,2 \cdot 65 = 161,5 \text{ kg/ml}$$

$$\text{d'où } M_{\max} = M_0 = \frac{ql^2}{8} = \frac{161,5 \cdot (2,15)^2}{8} = 93,32 \text{ kgm}$$

Ferraillage suivant la méthode citée dans P. CHARON

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 93,32 \cdot 100}{2800 \cdot 12 \cdot (1,2)^2} = 2,893 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,7 \\ \kappa = 1,65 \end{cases}$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{1,65} = 1697 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut des armatures comprimées, mais il est difficile de les faire à cause de la faible épaisseur donc il est nécessaire de prévoir un échaffaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

## 2<sup>e</sup> Etape

Après le coulage et durcissement de la table de compression la poutrelle

donc la section se calcule en section rectangulaire de dimension  $(b_0, h_0)$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{69} = 40,6 < 137 \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = \frac{80,223 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9405 \cdot 14} = 0,22 \text{ cm}^2$$

- on choisit  $1T6 = 0,28 \text{ cm}^2$

Vérification diverses

- condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}}$$

- travée ( $b = 65 \text{ cm}$ )  $A \geq 0,9 \text{ cm}^2$
  - Appui ( $b = 12 \text{ cm}$ )  $A \geq 0,17 \text{ cm}^2$
- } vérifié

- contrainte

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

	$\tilde{\omega}$	$\epsilon$	$\kappa$	$\sigma_a \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\sigma'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
travée	0,11	0,9448	75,5	1718,43	22,76
appui	0,17	0,9326	59,4	2194,41	36,94

on a bien

$$\sigma_a < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

- fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[ \frac{2}{3} \sigma_{cn}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right] \text{ avec } \sigma_1 = \frac{\kappa \gamma w_f}{b(1+10w_f)}$$

$$\text{appui (T6)} \rightarrow \sigma_2 = 3655,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{travée (T8)} \rightarrow \sigma_2 = 3163,77 \text{ kg/cm}^2$$

donc  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  donc pas risque de fissuration

- vérification à l'adhérence

$$\text{contrainte d'adhérence } \tau_d = \frac{T_{\max}}{n p z} \text{ avec } T_{\max} = 497,51 \text{ kg}$$

$$n = 1, \quad p = \pi \phi = \pi \cdot 0,8, \quad z = \frac{1}{8} h = \frac{1}{8} \cdot 14 = 1,75 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \tau_d = \frac{497,51}{12,25 \cdot 3,14 \cdot 0,8 \cdot 1} = 16,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 24 \cdot \bar{\sigma}_b \text{ (contrainte admissible pour non entraînement des barres)}$$

$$\text{avec } \psi_d = 1,5 \text{ (barre H.A)} \text{ et } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ on a bien } \tau_d < \bar{\tau}_d$$



## Verification à la flèche (Art 38-4 CCBA 68)

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

- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$        $\frac{26}{215} = 0,121 > 0,044$  vérifié
- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$        $\frac{26}{215} = 0,121 > \frac{1}{15} \frac{287,3}{267,41} = 0,056$  vérifié
- $A \leq b_0 h \frac{36}{\sigma_{cn}}$        $A \leq 12 \cdot 14 \cdot \frac{36}{4120} = 1,468 \text{ cm}^2$  vérifié

## Calcul des armatures transversales (Art 25 CCBA 68)

- contrainte de cisaillement  $\tau_d = \frac{T_{\max}}{b_0 z} = \frac{497,51}{12 \cdot 7/8 \cdot 14} = 3,385 \text{ kg/cm}^2$

- à l'appui  $\sigma'_b = 36,94 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \sigma'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\sigma}_b$  donc on utilisera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne  $\phi 5$  (Fe E 22) - avec  $A_t = 0,39 \text{ cm}^2$

## Calcul de la contrainte de traction admissible des armatures transversales

pas de reprise de bétonnage,  $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{ent}$  avec  $\rho_{at} = \max \left[ \left( 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right), \frac{2}{3} \right]$

$\tau_b = 3,385 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \rho_{at} = 0,936 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2059,2 \text{ kg/cm}^2$

## Ecartement admissible des armatures transversales Art 52-12 CCBA 68

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = \left( 1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) h = 11,59 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 2,8 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \bar{t} = 11,59 \text{ cm}$$

espacement des armatures  $t = \frac{A_t 3 \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,39 \cdot 7/8 \cdot 14 \cdot 2059,2}{497,51} = 19,77 \text{ cm}$

l'espacement choisi  $t = 11 \text{ cm} < \bar{t}$

## Ferraillage de la table de compression

La table de compression sera armée d'un quadrillage de barres dont les

dimensions de mailles n'excèdent pas  $\begin{cases} 20 \text{ cm (5 p ml)} & \text{pour } A_{\perp} \\ 33 \text{ cm (3 p ml)} & \text{pour } A_{\parallel} \end{cases}$

si  $l_n$  (écartement entre nervures) est compris entre 50 cm et 80 cm

$$\text{Alors } A_{\perp} \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$$

on adopte un treillis soudé de  $20 \times 20$  de  $\phi 5$

# DALLES

Les dalles sont en béton armé pour la terrasse (dalle pleine)  
 vu l'épaisseur de la dalle  $h_0 = 8 \text{ cm}$  donc le diamètre des  
 armatures utilisées est inférieur à  $\frac{h_0}{10} = 8 \text{ mm}$ .

vu la forme géométrique de la structure, nous avons 2 types  
 de dalles

- dalle rectangulaire appuyée sur 4 côtés
- dalle trapézoïdale appuyée sur 4 côtés

## I - Dalle rectangulaire

$$l_x = 2,15 \text{ m}, l_y = 17,6 \text{ m} \Rightarrow \beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,15}{17,6} = 0,122 < 0,4$$

- donc la dalle travaille suivant la petite portée  $l_x = 2,15 \text{ m}$   
 - comme une poutre pour une bande de largeur de  $1 \text{ m}$ .

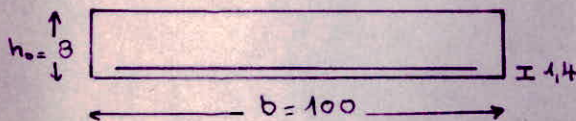
### I-1 Panneau intermédiaire

en travée  $M_{xt} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \cdot \frac{q l_x^2}{8} = 0,75 \cdot \frac{564}{8} (2,15)^2 = 244,42 \text{ kgm/ml}$

en appui  $M_{xa} = 0,5 M_{0x} = 0,5 \cdot \frac{564}{8} (2,15)^2 = 162,95 \text{ kgm/ml}$

- calcul du ferrailage: suivant la méthode citée dans P.CHARON

	$\mu$	$\epsilon$	$\omega$	$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa}$	$A' (\text{cm}^2)$	$A (\text{cm}^2)$	$A \text{ adopté}$
travée	0,03	0,9254	52	53,85	0	1,43	6TG/ml
appui	0,02	0,9379	65,5	42,75	0	0,94	5T5/ml



### - Vérifications diverses

#### • Condition de non fragilité

$\beta < 0,4$  - donc  $A \geq 0,54 b h_x \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h_x} \right)^2 = 100 \cdot 6,6 \cdot 0,5 \cdot \frac{5,9}{2800} \left( \frac{8}{6,6} \right)^2 = 1,1 \text{ cm}^2$   
 vérifié

#### • - contraintes

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b h} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

	A (cm <sup>2</sup> )	$\bar{w}$	E	$\kappa$	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
travée	1,70	0,256	0,9195	47,1	2369,15	50,3
-appui	1,17	0,176	0,9317	58,3	2264,9	38,85

verifié

- on a bien  $\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  et  $\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

### \* fissuration

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

- avec  $\sigma_1 = \frac{\kappa \gamma \bar{w}_f}{\phi (1 + 10 \bar{w}_f)}$ ,  $\sigma_2 = 2,4 \left( \frac{\kappa \gamma \bar{\sigma}'_b}{\phi} \right)^{1/2}$ ,  $\frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800$

et  $\bar{w}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{A}{2 \cdot 100 \cdot 1,4}$ ,  $\kappa = 1,5 \cdot 10^6$ ,  $\gamma = 1,6$

	A	$\bar{w}_f$	$\phi$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\bar{\sigma}_a$
travée	1,7	0,006	6	2746,23	3659,85	2800
-appui	1,17	0,004	5	1846,15	4006,26	2800

verifié

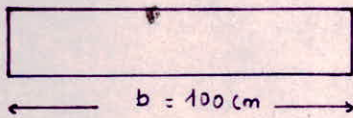
### \* Effort tranchant

$$\tau_t = q \frac{lx}{2} = 564 \frac{2,15}{2} = 606,3 \text{ kg} \Rightarrow \tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{606,3}{100 \cdot 7/8 \cdot 6,6} = 1,05 \text{ kg/cm}^2$$

- on a  $\tau_b < 1,15 \bar{\sigma}'_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,7 \text{ kg/cm}^2$

- donc pas besoin d'armatures transversales

### \* flèche



$$r = \frac{2 A_c y_i}{2 A_c} = \frac{1,7 \cdot 15 \cdot 1,4 + 100 \cdot 8 \cdot 4}{1,7 \cdot 15 + 100 \cdot 8}$$

$$r = 3,92 \text{ cm et } r' = h_0 - r = 8 - 3,92 = 4,08 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{b h_0^3}{12} + n A_c (r - d)^2 + b h_0 \left( \frac{h_0}{2} - r \right)^2 = 4433,72 \text{ cm}^4$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}'_b}{4 w \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}'_b} \text{ avec } w = \frac{A}{b h_0}, \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 2369,15 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $\mu = 0,3$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}'_b}{180 (2 + 3 b_0/b) w} = 2,545 \text{ et } \lambda_i = 2,5 \lambda_v = 6,363$$

$$I_{f_i} = \frac{I_t}{1 + \mu \lambda_i} = 1463,37 \text{ cm}^4 \text{ et } I_{f_v} = \frac{I_t}{1 + \mu \lambda_v} = 2447,06 \text{ cm}^4$$

$$M_g = 0,75 \cdot M_{0g} = 0,75 \cdot \frac{420}{8} \cdot 2,15^2 = 182 \text{ kgm}$$

$$M_q = 0,75 \cdot M_{0(q+n)} = 0,75 \cdot \frac{540}{8} \cdot 2,15^2 = 234 \text{ kgm}$$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} \quad , \quad f_{q0} = \frac{M_q l^2}{10 E_c I_{fc}} \quad , \quad f_{g0} = \frac{M_g l^2}{10 E_c I_{fc}}$$

- avec  $E_c = 378000 \text{ kg/cm}^2$  et  $E_v = 126000 \text{ kg/cm}^2$

et finalement  $\Delta f = f_{g\infty} + f_{q0} - f_{g0} < \bar{f} = \frac{l_x}{500} = 0,43 \text{ cm}$

$$\Delta f = 0,273 + 0,196 - 0,153 = 0,316 \text{ cm}$$

- on a bien  $\Delta f < \bar{f}$  [ flèche vérifiée ]

### \* armatures de répartition

Les armatures de répartition =  $\frac{A}{4}$  mais vu l'espacement admissible est égale  $4 \cdot 8 = 32 \text{ cm}$ , on choisit  $4 \phi 5 / \text{ml} = 0,78 \text{ cm}^2$

### \* disposition constructives

- on arrête une travée sur deux. la longueur en travée est de  $0,8 l_x = 1,75 \text{ m}$  dans le sens de  $l_x$ , dans l'autre sens elle est de  $l_y - 0,2 l_x = 17,6 - 0,2 \cdot 2,15 = 17,17 \text{ m}$ . Tandis que pour les armatures sup (chapeaux) leur longueur sera de  $\max(l'd, l_x/5)$

- avec  $l'd = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d}$  et  $\tau_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 22,13 \text{ kg/cm}^2$

d'où  $l'd = 158 \text{ cm}$ ,  $\frac{1}{5} l'_x = 43 \text{ cm}$

longueur chapeau =  $160 \text{ cm}$

### I.2. Panneau de rive

même démarche que le panneau intermédiaire

Ferrailage	travée		
	appui rive	appui intermédiaire	
suirant $l_x$	6 T 6	3 T 5	3 T 5
suirant $l_y$	4 T 5	2 T 5	2 T 5

toutes les vérifications ont été satisfaites et même disposition constructive

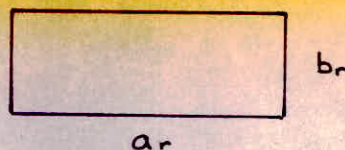
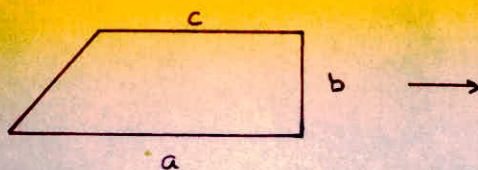
### II. Dalle trapézoïdale

Ces dalles seront calculées par la méthode M<sup>5</sup> Barès

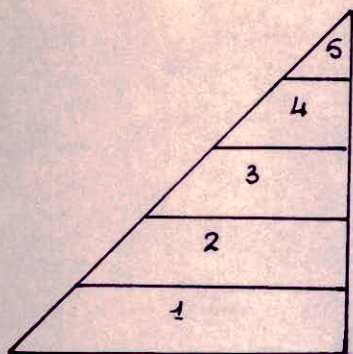
si  $c/a > 0,25$  la dalle sera assimilée à une dalle rectangulaire

- de dimensions réduites

$$\begin{cases} a_r = \frac{2c+a}{a+c} \cdot a \\ b_r = b - \frac{a(a-c)}{6(a+c)} \end{cases}$$



$$\beta = \frac{b_r}{a_r} = \frac{l_n}{l_y}$$



Pour le calcul, on prend le panneau le plus sollicité et on ferraille les autres de la même manière.

Panneau	$a_{(m)}$	$c_{(m)}$	$b_{(m)}$	$a_r(m)$	$b_r(m)$	$\beta$	comment le panneau travail
1	5	4	2,15	4,81	2,06	0,43	travail dans les 2 sens
2	4	3	"	3,91	"	0,54	"
3	3	2	"	2,8	"	0,73	"
4	2	1	"	1,73	"	0,87	"

Panneau	$\beta$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x = \mu_x q l_x^2 (kgm)$	$M_y = \mu_y M_x (kgm)$
1	0,43	0,1066	0,269	255,14	68,63
2	0,54	0,0923	0,366	219,77	80,07
3	0,73	0,0692	0,586	164,02	96,11
4	0,87	0,0541	0,785	96,66	75,89

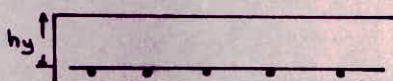
vu que les moment suivant  $l_y$  deviennent de plus en plus faible alors dans le sens  $l_y$  on prend pour armatures, celle donnée par la condition de non fragilité. Pour  $l_n$  je ferraille avec le moment du panneau 1.

- suivant  $l_x$  (petite portée)  $M_{xt} = 0,75 M_x = 191,36 \text{ kgm/ml}$

$$M_{xa} = 0,5 M_x = 127,57 \text{ kgm/ml}$$

- Ferrailage: suivant la méthode citée dans P. CHARON

suivant $l_x$		M	$\mu$	E	K	$\sigma'_b$	A'	A	A adopté
travée		191,36	0,0236		59,4	47,15	0	1,12	6T5/ml
Appui		127,57	0,0157		75	37,33	0	0,74	5T5/ml



$$h_x = h_0 - 1,4 = 6,6 \text{ cm}$$

$$h_y = h_0 - 0,4 = 6,2 \text{ cm}$$

suirant  $l_y$  on prend  $475 \text{ ml} = 0,78 \text{ cm}^2$  en travée et aux appuis

### Vérification diverses

#### • conditions de non fragilité

$$\beta > 0,4 \Rightarrow \text{suirant } l_x \quad A_x \geq b h_x \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \cdot 0,54 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x}\right)^2 = 0,87 \text{ cm}^2$$

$$\text{suirant } l_y \quad A_y \geq b h_y \left(1 + \frac{\rho}{4}\right) \cdot 0,54 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y}\right)^2 = 0,43 \text{ cm}^2$$

verifie pour les 2 sens

#### • contrainte

suirant  $l_x$

	$\bar{\omega}$	$\epsilon$	$\kappa$	$\sigma_a$	$\sigma'_b$
travée	0,4728	0,9314	58,1	2638,1	45,41
-appui	0,1485	0,9366	63,8	2106,1	33,02

on a bien

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

suirant  $l_y$  : inutile de faire la vérification car les armatures sont supérieures aux armatures prévues par les moment.

#### • fissuration

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

$$\text{on a utilisé des T5} \Rightarrow \sigma_2 = 2,4 \left( \frac{\kappa \gamma \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2} = 3687 \text{ kg/cm}^2 \text{ donc}$$

inutile de calculer  $\sigma_1$  car  $\sigma_2$  est déjà supérieur à  $\frac{2}{3} \sigma_{cn} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

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

#### • flèche

si les 2 conditions sont vérifiées inutile de faire la vérification à la flèche (Art 58-4 C.C.B.A 68).

$$\frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_k}{M_0} \Rightarrow \frac{8}{206} = 0,039 > \frac{1}{20} \cdot 0,75 = 0,0375 \text{ vérifié}$$

$$A < b \cdot h_y \frac{20}{\sigma_{cn}} \Rightarrow A < 100 \cdot 6,2 \cdot \frac{20}{4120} = 2,96 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

le choix des armatures a été fait suivant l'espacement

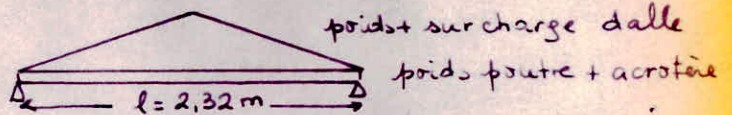
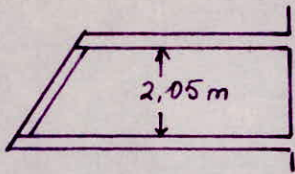
admissible. suirant  $l_x$  l'espacement admissible =  $3 \cdot 8 = 24 \text{ cm}$

suirant  $l_y$  " " =  $4 \cdot 8 = 32 \text{ cm}$

pour les arrêts de barre se font de la même manière que pour les panneaux rectangulaires.

# POUTRE DE CHAINAGE

ces poutres assurent le chaînage entre les poutres-consolés



poids de la poutre =  $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 0,375 \text{ t/ml}$   
 poids de l'acrotère =  $0,5 \cdot 0,1 \cdot 2,5 = 0,125 \text{ t/ml}$  } P  
 (poids + surcharge) de la dalle =  $0,564 \text{ t/ml} = q$

$$T_A = T_B = \frac{q l^2}{8} + \frac{P l}{2} = \frac{0,564 \cdot 2,32^2}{8} + \frac{0,45 \cdot 2,32}{2} = 0,9 \text{ t}$$

$$M_{\max} = \frac{q l}{2} \frac{l^2}{12} + \frac{P l^2}{8} = \frac{0,564 (2,32)^3}{24} + \frac{0,45 \cdot (2,32)^2}{8} = 0,6 \text{ tm}$$

## Calcul du ferrailage

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 0,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot (50-3)^2} = 0,00485 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9738 \\ \kappa = 176 \end{cases}$$

- alors  $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{176} = 15,91 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$

et  $A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,6 \cdot 10^5}{0,9738 \cdot 47 \cdot 2800} = 0,49 \text{ cm}^2$

## Vérifications diverses

- condition de non fragilité  $A \geq b h 0,54 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} \left(\frac{h_1}{h}\right)^2$   
 $A \geq 2,2 \text{ cm}^2$  donc nous, on adopte le ferrailage min (3T12)

## - contrainte

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,39}{30 \cdot 47} = 0,24 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9217 \\ \kappa = 48,9 \end{cases}$$

d'où  $\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{0,6 \cdot 10^5}{3,39 \cdot 47 \cdot 0,9217} = 408,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2200 \text{ kg/cm}^2$

et  $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{408,57}{48,9} = 8,36 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$

vérifié

## - fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{3,39}{2 \cdot 3 \cdot 30} = 0,0188 \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\kappa \gamma \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = 3164,1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left( \frac{K_2 \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min [2/3 \sigma_{cn} = 2800, \max [2607,07, 3164,1]] = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

- donc pas de risque de fissuration

### - flèche Art 61-21 CCBA 68

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

$$\bullet \frac{h_t}{l} = \frac{50}{232} \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \text{vérifié}$$

$$\bullet \frac{h_+}{l} = \frac{50}{232} = 0,22 \geq \frac{1}{10} = 0,1 \quad \text{vérifié}$$

$$\bullet A \leq \frac{43 \cdot 30 \cdot 47}{4120} = 14,72 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

### - calcul des armatures transversales

$$\tau_{\max} = 900 \text{ kg} \rightarrow \tau = \frac{\tau_{\max}}{7/8 h b} = \frac{900}{7/8 \cdot 47 \cdot 30} = 0,73 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{- à l'appui } \sigma_b = 0 < \bar{\sigma}_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 240,65 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$  on utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne avec  $A_t = 3 \phi 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

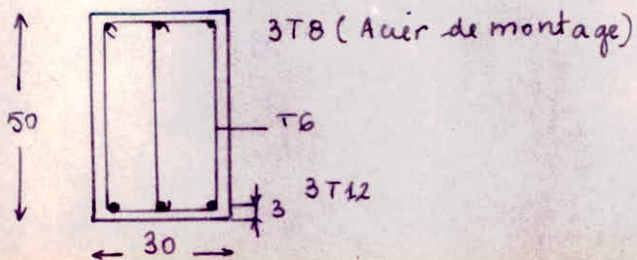
$$\text{pas de reprise de bétonnage} \rightarrow \beta_{at} = \max \left[ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b}, 2/3 \right] = 0,986$$

$$\text{- donc } \bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \sigma_{ent} = 0,986 \cdot 4200 = 4142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{A_t \bar{\sigma}_{at}}{\tau} = t \Rightarrow t = \frac{0,85 \cdot 7/8 \cdot 47 \cdot 4142}{900} = 160,97 \text{ cm}$$

$$\text{et } \bar{t} = \max \left[ h \left( 1 - \frac{0,3 \tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right), 0,2 h \right] = \max [45,26, 9,4] = 45,26 \text{ cm}$$

on choisit un espacement  $t = \frac{h}{4}$  du RPA c.a.d 11 cm





# RAMPE

La rampe se situera entre le niveau (0,00) et le niveau (-1,20) elle s'appuyera sur des longrines, elle est constituée de marches de 1,20m de largeur et de 0,10m de hauteur.

## 1<sup>er</sup> predimensionnement

épaisseur de la pailleasse  $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$  avec  $l = 2,15m$

$$\text{d'où } 7,17cm \leq e \leq 10,75cm$$

on prend  $e = 10cm$

$$\text{tg } \alpha = \frac{130}{1500} = 0,0867 \Rightarrow \alpha = 4,95^\circ \Rightarrow \begin{cases} \text{sin } \alpha = 0,0863 \\ \text{cos } \alpha = 0,9963 \end{cases}$$

largeur de la marche = 1,20m = l

hauteur de la marche = 0,10m = h

$$\text{longueur de la pailleasse} = L = \frac{H}{\text{sin } \alpha} = \frac{130}{0,0863} = 1444cm = 14,44m$$

## 2<sup>e</sup> Evaluation des charges et surcharges

elles sont évaluées par m de projection horizontale

### charges

- poids propre de la pailleasse =  $0,10 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/ml}$
- poids propre des marches =  $\frac{2200}{2} \cdot h \cdot l = \frac{2200}{2} \cdot 1,20 \cdot 0,1 = 132 \text{ kg/ml}$
- revêtement =  $84 \text{ kg/ml}$

### Surcharge

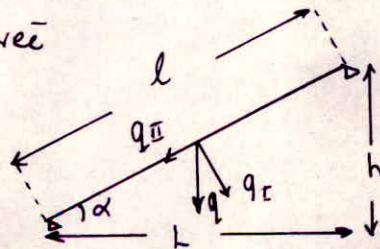
salle de réunion =  $500 \text{ kg/ml}$

$$\text{d'où } q = G + 1,2P = 250 + 132 + 84 + 1,2 \cdot 500 = 1066 \text{ kg/ml}$$

decomposition de q pour une travée

$$q_I = q \cos \alpha \perp \text{ à la pailleasse}$$

$$q_{II} = q \text{ sin } \alpha \parallel \text{ à la pailleasse}$$



$q \cos \alpha$  flechit la pailleasse de portée l par 1m horizontale donc la

$$\text{charge du mètre courant incliné n'est que } q \cos^2 \alpha$$
$$\text{d'où } M = q \cos^2 \alpha \frac{l^2}{8} \text{ avec } l = \frac{h}{\cos \alpha} \Rightarrow M = q \frac{h^2}{8}$$

$$\text{et } T = q \cos^2 \alpha \frac{l}{2} = q \frac{h}{2} \cos \alpha$$

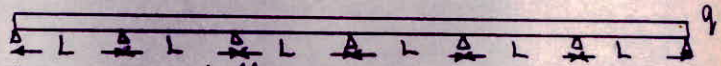
$q \sin \alpha$  est un effort normal par unité de longueur horizontale, l'effort normal total =  $qL \sin \alpha$  mais il sera décomposé en chaque extrémité en  $q \frac{L}{2} \sin \alpha$  ceci donne pour une travée de la poutre un effort normal de traction variant de 0 à  $-qL \frac{\sin \alpha}{2}$  cela pour la moitié sup de la travée par contre pour la moitié inférieure reçoit une compression.

Cet effort normal  $qL \frac{\sin \alpha}{2} = 98,53 \text{ kg}$  est négligeable, ce qui donne pour une largeur de 1m une contrainte  $\frac{1066 \cdot 2,15 \cdot 0,0863}{2 \cdot 100 \cdot 10} = 0,1$  aussi bien en traction qu'en compression négligeable.

à l'extrémité ce  $q \frac{L}{2} \sin \alpha$  va ajouter à l'effort tranchant  $q \frac{L}{2} \cos \alpha$

d'où  $T = q \frac{L}{2}$

### Schema statique



le calcul se fait comme pour une dalle portant surant le petit côté

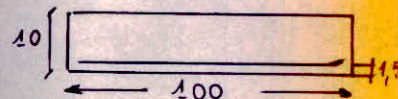
$$M_{\text{travée}} = 0,75 M_0 = 0,75 \cdot \frac{1066 \cdot 2,15^2}{8} = 461,96 \text{ kgm}$$

$$M_{\text{appui}} = 0,5 M_0 = 307,97 \text{ kgm}$$

le diamètre des armatures est inférieur à  $\frac{10}{10} = 1 \text{ cm} = 10 \text{ mm}$

le calcul du ferrailage se fait par la méthode citée dans P. CHARON

	$\mu$	$\epsilon$	$\kappa$	$\sigma'_b$	$A'(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
travée	0,0343	0,9206	48	58,33	0	2,11
-appui	0,0228	0,9337	60,4	46,36	0	1,39



### Vérifications diverses

#### Condition de non fragilité

$$A \geq b h \cdot 0,5 \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left( \frac{h_0}{h} \right)^2 = 100 \cdot 8,5 \cdot 0,54 \frac{5,9}{2800} \left( \frac{10}{8,5} \right)^2 = 1,34 \text{ cm}^2$$

le choix des aciers se fait suivant l'espacement admissible :

• suivant  $l_x$  : l'espacement admissible est de  $3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}$

$$\text{on choisit } 5 \phi 8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ en travée}$$

$$5 \phi 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2 \text{ aux appuis}$$

• suivant  $l_y$  (armature de répartition) : l'espacement

admissible est de  $4 \cdot 10 = 40 \text{ cm}$

$$\text{on choisit } 4 \phi 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2$$

#### Effort tranchant

$$T = q \frac{L}{2} = 1066 \cdot \frac{2,15}{2} = 1145,95 \text{ kg} \quad \text{d'où } \tau = \frac{T}{b z} = \frac{1145,95}{100 \cdot 7/8 \cdot 8,5} = 1,54 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$  - donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Contrainte

$$\bar{w} = \frac{100 A}{bh} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

	w	$\epsilon$	$\kappa$	$\bar{\sigma}_a$	$\bar{\sigma}'_b$
travée	0,295	0,9145	43,5	2367,71	54,43
- appui	0,166	0,9335	60,2	2752,68	45,8

on a bien  $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

fissuration

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

- travée  $\bar{w}_f = \frac{2,51}{2 \cdot 1,5 \cdot 100} = 8,37 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 2317,06 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 3163,76 \text{ kg/cm}^2$

- appui  $\bar{w}_f = \frac{1,41}{2 \cdot 1,5 \cdot 100} = 4,7 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 1795,6 \text{ kg/cm}^2, \sigma_2 = 3655,85 \text{ kg/cm}^2$

on a  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$  - donc pas de risque de fissuration

flèche

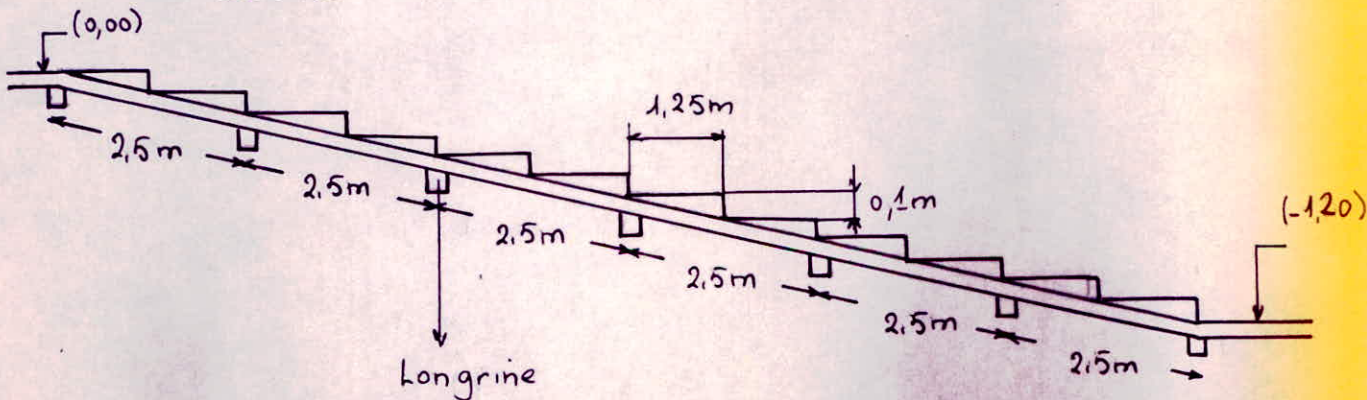
si les 2 conditions suivantes sont vérifiées inutile de faire la vérification

•  $h_0 = 10 \text{ cm} \geq \frac{l_x}{22,5} \frac{M_1}{M_0} = \frac{215}{22,5} \cdot 0,85 = 8,12 \text{ cm}$  (vérifié)

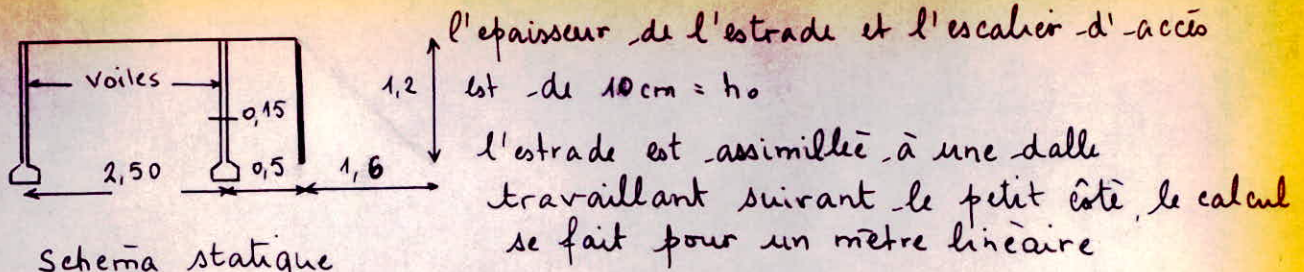
•  $A < bh \frac{20}{4120} = 100 \cdot 8,5 \cdot \frac{20}{4120} = 4,12 \text{ cm}^2$  (vérifié)

Disposition constructive

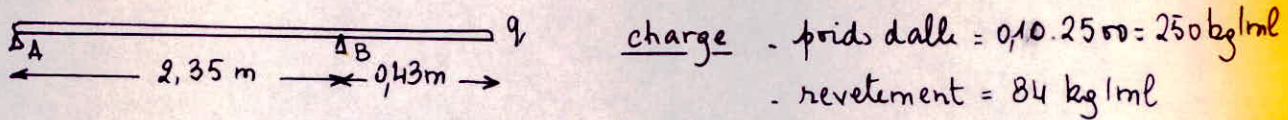
Idem dalles



# ESTRADE



Schema statique



charge - poids dalle =  $0,10 \cdot 2500 = 250 \text{ kg/ml}$   
 - revetement =  $84 \text{ kg/ml}$

$q = 250 + 84 + 1,2 \cdot 500 = 934 \text{ kg/ml}$      Surcharge -  $500 \text{ kg/ml}$

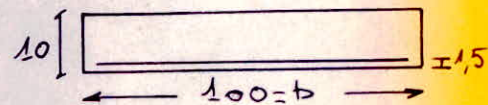
$M_B = q \frac{l^2}{2} = 934 \cdot \frac{(0,43)^2}{2} = 86,35 \text{ kgm}$

- pour les moments on prend -  $M_{appui} = 0,3 M_0 = 0,3 \frac{934 \cdot 2,35^2}{8} = 193,43 \text{ kgm}$

-  $M_{travée} = 0,85 M_0 = 548,04 \text{ kgm}$

Calcul du ferrailage: suivant la méthode citée dans P. CHARON

	M	E	K	$\bar{\sigma}_b$	A'	A
travée	0,0406	0,9144	43,4	64,52	0	2,52
appui	0,0143	0,9468	79	35,44	0	0,86



## Vérifications Diverses

### • Condition de non fragilité

$A \geq b h \cdot 0,54 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left( \frac{h_0}{h} \right)^2 = 100 \cdot 8,5 \cdot 0,54 \frac{5,9}{2800} \left( \frac{10}{8,5} \right)^2 = 1,35 \text{ cm}^2$

### choix des aciers

en travée  $5 \phi 8 \text{ ml} = 2,51 \text{ cm}^2$

en appui  $5 \phi 6 \text{ ml} = 1,41 \text{ cm}^2$

vu l'espacement admissible: suivant  $l_x = 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm}$

suivant  $l_y = 4 \cdot 10 = 40 \text{ cm}$

Les armatures de répartition sont choisies suivant l'espacement admissible 40 cm et  $A_{rep} \geq \frac{A}{4}$  donc on choisit  $3 \phi 6 \text{ ml} = 0,85 \text{ cm}^2$

### • Effort tranchant

$T = \frac{q l_1}{2} + T_{console} = \frac{934}{2} \cdot 2,35 + 934 \cdot 0,43 = 1499,07 \text{ kg}$

- donc  $\tau = \frac{T}{b z} = \frac{1499,07}{7/8 \cdot 100 \cdot 8,5} = 2,45 \text{ kg/cm}^2$

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$  - donc pas d'armatures transversales

Contrainte

$$w = \frac{100 A}{b h} \rightarrow E, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{E h A} < \bar{\sigma}_a \text{ et } \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

	w	E	κ	σ <sub>a</sub>	σ' <sub>b</sub>
travée	0,295	0,9145	43,5	2808,9	64,57
appui	0,166	0,9335	60,1	1728,91	28,77

on a  $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$   
 pour la travée  $\frac{2808,9 - 2800}{2800} = 0,32\%$

- acceptable

fissuration

• appui  $\tilde{w}_f = \frac{1,41}{2 \cdot 1,5 \cdot 100} = 0,0047 \rightarrow \sigma_1 = 1795,6 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 3655,85 \text{ kg/cm}^2$

• travée  $\tilde{w}_f = \frac{2,51}{2 \cdot 1,5 \cdot 100} = 0,0084 \rightarrow \sigma_1 = 2325,44 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 3163,77 \text{ kg/cm}^2$

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

flèche

• travée centrale

est inutile de faire la vérification si les 2 conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h_0}{l_n} \geq \frac{1}{22,5} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow h_0 = 10 \gg \frac{235}{22,5} \cdot 0,85 = 8,88 \text{ cm (vérifié)}$$

$$A \leq b h \frac{20}{\sigma_{en}} \Rightarrow A \leq 100 \cdot 8,5 \cdot \frac{20}{4120} = 4,13 \text{ cm}^2 \text{ (vérifié)}$$

• console

$$f = \frac{q l^4}{8 E I} \text{ - avec } I = \frac{b h^3}{12} = \frac{10^5}{12}, E = 250.000 \text{ kg/cm}^2, q = 834 \text{ kg/ml}$$

$$l = 0,43 \text{ m}$$

$$f = \frac{834 \cdot 43^4}{8 \cdot 250.000 \cdot \frac{10^5}{12}} = 0,168 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{43}{250} = 0,172 \text{ cm}$$

q: non pondérée (vérifié)

disposition constructive

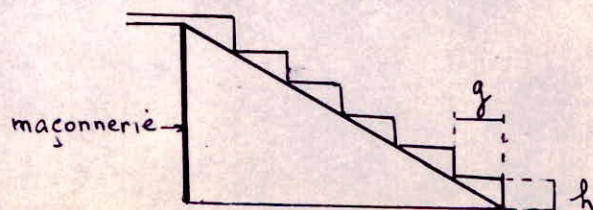
Idem pour les dalles

L'Escalier sera ferrailé comme l'estrade

il faut vérifier la condition empirique de BLONDEL  $5g \leq 2h + g \leq 66$

on prend : h = 20 cm

g = 26 cm



**'CHARGES  
HORIZONTALES'**

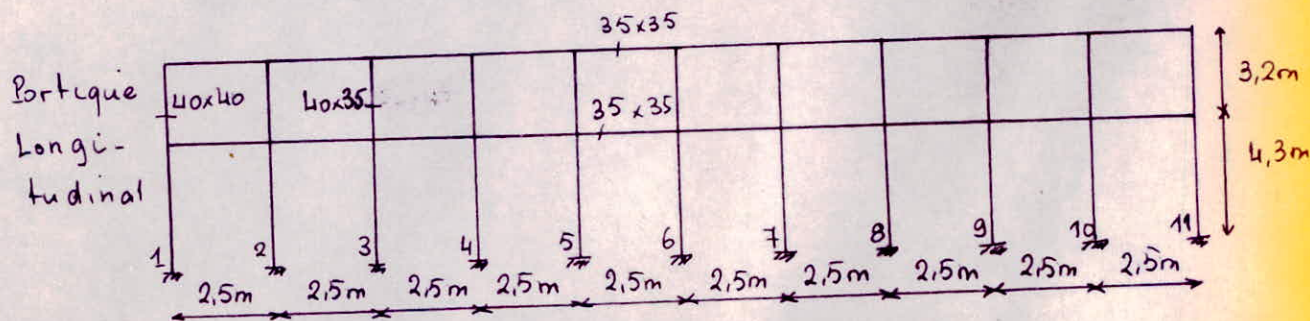
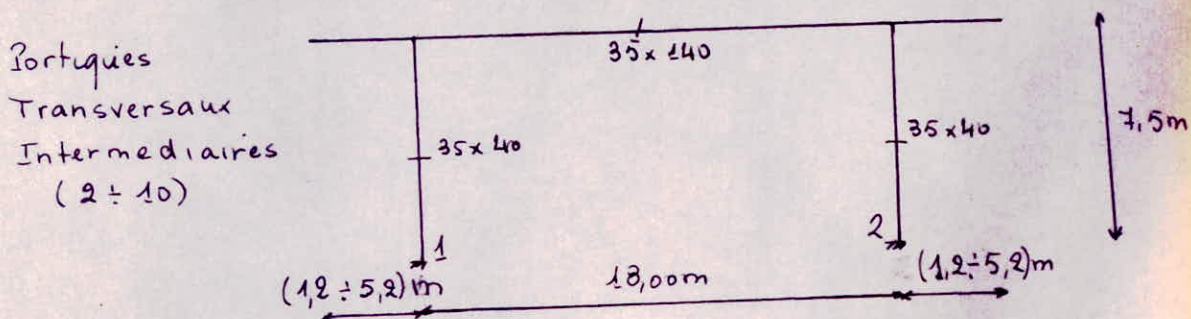
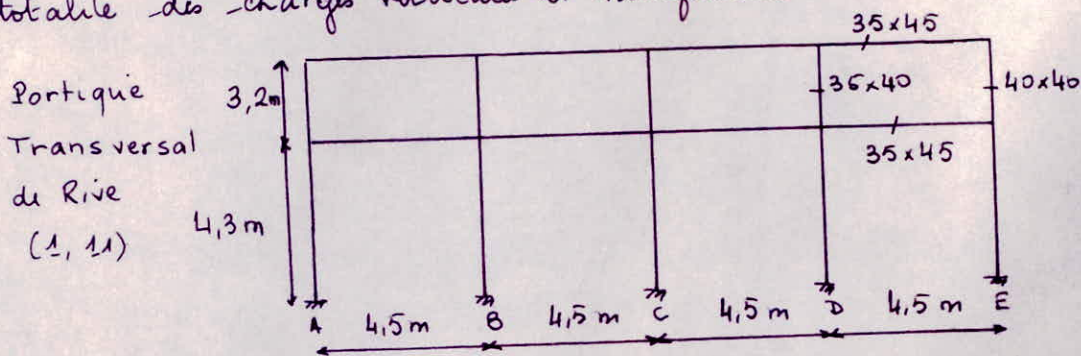
# CALCUL DES RIGIDITES

La première chose à faire pour l'étude des charges horizontales est le calcul des rigidités des différents portiques et d'étage.

Le calcul sera fait par la méthode de M<sup>E</sup> MUTO exposée dans le bulletin du CTC n° 5.

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

Elle est applicable pour des bâtiments à étages rigides dans leurs plans ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.



- N.B
- ex 35x45 ⇒ b = 35cm et h<sub>f</sub> = 45cm
  - 1,2 ÷ 5,2 on a des consoles variables de longueur entre l'axe.

# I-Sens transversal (sensy)





## A. Portique de rive

### 1° Rigidité linéaire des poutres

$$K_{\text{poutre}} = K_1 = \frac{I}{L} = \frac{0,35 \cdot (0,45)^3}{12 \cdot 4,5} = 5,9 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

### 2° Rigidité corrigée d'un poteau de niveau "j" $r_j^{(i)} = \frac{12E}{(h_j^{(i)})^2} a K_{\text{pot}}$

avec  $E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$

File de Rive			File Intermédiaire	
	Poteau A, E		Poteau B, C, D	
Niveau	I	II	I	II
type poteau				
$I_{\text{poteau}} (\text{m}^4)$	$21,33 \cdot 10^{-4}$	$21,33 \cdot 10^{-4}$	$18,66 \cdot 10^{-4}$	$18,66 \cdot 10^{-4}$
$K_{\text{poteau}} (\text{m}^3)$	$4,96 \cdot 10^{-4}$	$6,66 \cdot 10^{-4}$	$4,34 \cdot 10^{-4}$	$5,83 \cdot 10^{-4}$
$\bar{k}$	1,19	0,886	2,72	2,02
a	0,53	0,31	0,68	0,50
$a K_{\text{pot}}$	$2,63 \cdot 10^{-4}$	$2,04 \cdot 10^{-4}$	$2,96 \cdot 10^{-4}$	$2,93 \cdot 10^{-4}$
$r_j^{(i)} (\text{t/m})$	644,90	905,89	726	1300,25

### 3° Rigidité relative d'étage "j" par portique "i"

Niveau I  $\Rightarrow R_{\text{syz}} = 644,9 \cdot 2 + 726 \cdot 3 = 3467,8 \text{ t/m}$

Niveau II  $\Rightarrow R_{\text{syz}} = 905,89 \cdot 2 + 1300,25 \cdot 3 = 5712,53 \text{ t/m}$

### 4° Rigidité relative d'étage "j"

on a 2 portique donc  $- R_{\text{syz rive}} = 6935,6 \text{ t/m}$

$- R_{\text{syz rive}} = 11425,06 \text{ t/m}$

## B. Portique intermédiaire "en console"

### 1° rigidité linéaire des poutres

$K_{\text{console}} = 0$

$$K_{\text{traverse centrale}} = \frac{I}{L} = \frac{608,27 \cdot 10^{-4}}{18} = 33,79 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

### 2° Rigidité corrigée d'un poteau



Niveau	type poteau	$I_{pot} (m^4)$	$K_{pot} (m^3)$	$\bar{k}$	$a$	$a K_{pot}$	$r_j^{(i)} (t/m)$
II		$18,66 \cdot 10^{-4}$	$2,5 \cdot 10^{-4}$	13,51	0,9	2,25	182,1

3° Rigidité relative d'étage "j" par portique "i" (sens y)

$$R_{jyII}^{(i)} = 182,1 \cdot 2 = 364,2 \text{ t/m}$$

4° Rigidité relative d'étage "j"

$$R_{jyI} = 364,2 \cdot 9 = 3277,8 \text{ t/m}$$

d'où rigidité relative totale d'étage: j

$$\left. \begin{aligned} R_{jyI} &= 6935,6 \text{ t/m} \\ R_{jyII} &= R_{jyIIr} + R_{jyIIc} = 14702,86 \text{ t/m} \end{aligned} \right\}$$

## II-Sens Longitudinal (sens x)

1° Rigidité linéaire de la poutre

$$k = \frac{I}{l} = \frac{(0,35)4}{12 \cdot 2,5} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

2° Rigidité relative corrigée d'un poteau "i" d'étage "j"

$$r_j^{(i)} = \frac{12 \cdot E}{(h_j)^2} \cdot a K_{pot} \quad \text{avec } E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

	File de Rive		File Intermédiaire	
	Poteau 1,11	Poteau 1,11	Poteau 2 ÷ 10	Poteau 2 ÷ 10
Niveau	I	II	I	II
type poteau				
$I_{poteau} (m^4)$	$21,33 \cdot 10^{-4}$	$21,33 \cdot 10^{-4}$	$14,29 \cdot 10^{-4}$	$14,29 \cdot 10^{-4}$
$K_{poteau} (m^3)$	$4,96 \cdot 10^{-4}$	$6,66 \cdot 10^{-4}$	$3,32 \cdot 10^{-4}$	$4,46 \cdot 10^{-4}$
$\bar{k}$	1	0,75	3	2,24
$a$	0,50	0,27	0,70	0,53
$a \cdot K_{pot} (m^3)$	$2,48 \cdot 10^{-4}$	$1,82 \cdot 10^{-4}$	$2,33 \cdot 10^{-4}$	$2,36 \cdot 10^{-4}$
$r_j^{(i)} (t/m)$	610	805,39	572,1	1047

3° Rigidité relative d'étage "j" par portique "i" (sens x)

$$R_{Ix}^{(i)} = 2 \cdot 610 + 9 \cdot 572,1 = 6368,9 \text{ t/m}$$

$$R_{IIx}^{(i)} = 2 \cdot 805,39 + 9 \cdot 1047 = 11033,78 \text{ t/m}$$

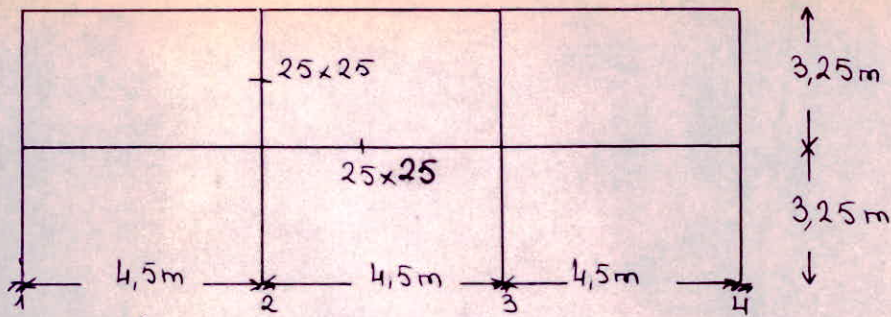
4° Rigidité relative d'étage "j"

on a 2 portiques longitudinaux

$$R_{Ix} = 2 \cdot 6368,9 = 12737,8 \text{ t/m}$$

$$R_{IIx} = 2 \cdot 11033,78 = 22067,56 \text{ t/m}$$

## III - Calcul de la rigidité du portique extérieur



### 1° Rigidité linéaire des poutres

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L} = \frac{(0,25)^4}{12 \cdot 4,5} = 0,723 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

### 2° Rigidité corrigée d'un poteau

$$r_j^{(1)} = \frac{12 E}{(h_j^{(1)})^2} a K_{\text{pot}} \quad \text{avec } E = 378 \cdot 10^4 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

	File de rive P <sub>1</sub> et P <sub>4</sub>		File intermédiaire P <sub>2</sub> et P <sub>3</sub>	
Niveau	I	II	I	II
type poteau				
I <sub>pot</sub> (m <sup>4</sup> )	3,25 · 10 <sup>-4</sup>	3,25 · 10 <sup>-4</sup>	3,25 · 10 <sup>-4</sup>	3,25 · 10 <sup>-4</sup>
K <sub>pot</sub> (m <sup>3</sup> )	1 · 10 <sup>-4</sup>	1 · 10 <sup>-4</sup>	1 · 10 <sup>-4</sup>	1 · 10 <sup>-4</sup>
$\bar{k}$	1,27	1,27	1,27	1,27
a	0,54	0,39	0,67	0,56
a K <sub>pot</sub>	0,54 · 10 <sup>-4</sup>	0,39 · 10 <sup>-4</sup>	0,67 · 10 <sup>-4</sup>	0,56 · 10 <sup>-4</sup>
$r_j^{(1)}$ (t/m)	232	167,5	288	240,5

### 3° Rigidité relative d'étage "j" par portique "c"

• Niveau I  $R_I = 2 \cdot 232 + 2 \cdot 288 = 1040 \text{ t/m}$

• Niveau II  $R_{II} = 167,5 \cdot 2 + 240,5 \cdot 2 = 816 \text{ t/m}$

# ETUDE AU SEISME

## I-Action Sismique

La methode statique ne peut-etre utilisee dans notre cas, car il y a 2 conditions citees dans le R.P.A (3-2-1-c) qui ne sont pas satisfaites :

- Le rapport masse sur rigidite des 2 niveaux est sup à 25%
- la variation de rigidite entre les 2 niveau est superieur à 25%

Pour cela on applique la methode dynamique qui consiste à :

- calcul de la reponse de la structure
- determination des caracteristiques dynamiques de la structure

(Formes et periodes propres) ils s'obtiennent en resolvrant l'equation caracteristique du systeme  $|K - \omega^2 M| = 0$  (1)

$K$ : matrice rigidite

$M$ : matrice masse

de cette equation (1), on obtient les valeurs des pulsations  $\omega_i$  relatives aux  $n$  modes de vibration, puis a chaque pulsation

propre  $\omega_i$  correspond une forme propre  $\phi_i$  tel que:  $(K - \omega_i^2 M) \phi_i = 0$

### Calcul des masses des 2 niveaux

#### a. Niveau II

$$W_{\text{terrasse}} = W_{\text{poutres}} + W_{\text{plancher}} + W_{\text{acrotères}}$$

$$W_{\text{poutres}} = 260 \text{ t}$$

$$W_{\text{plancher}} = 241,5 \text{ t}$$

$$W_{\text{acrotère}} = 11,18 \text{ t}$$

$$\left. \begin{array}{l} W_{\text{poutres}} = 260 \text{ t} \\ W_{\text{plancher}} = 241,5 \text{ t} \\ W_{\text{acrotère}} = 11,18 \text{ t} \end{array} \right\} \Rightarrow W_{\text{terrasse}} = 512,68 \text{ t}$$

$$W_{\text{façade}} = 174 \text{ t}, \quad W_{\text{façade II}} = 39 \text{ t}, \quad W_{\text{poteau}} = 16 \text{ t}$$

$$\text{-d'ou } W_{\text{II}} = 568 \text{ t}$$

#### b. niveau I

$$W_{\text{salle projection}} = 21,24 \text{ t}, \quad W_{\text{poutre}} = 30 \text{ t}, \quad W_{\text{façade}} = 91,33 \text{ t}$$

$$W_{\text{poteau}} = 37,5 \text{ t}$$

$$\text{-d'ou } W_{\text{I}} = 180 \text{ t}$$

## Sens longitudinal (sens x)

$$m_1 = 180 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad \text{et} \quad R_{1x} = 12737,8 \text{ t/m} = 127378 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$m_2 = 568 \cdot 10^3 \text{ kg} \quad \text{et} \quad R_{2x} = 2206756 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

- on applique la méthode de HOLZER

$$x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_{k=j}^n m_k x_k$$

tout en respectant les conditions aux limites suivantes:

\* à la base de la structure :  $x_0 = 0$

\* au niveau supérieur  $x_n = x_2 = 1$

- comme on a 2 niveaux seulement, on obtient un système à 2 inconnues

$$\begin{cases} x_1 = x_2 - \frac{\omega^2}{R_2} m_2 x_2 \\ x_0 = x_1 - \frac{\omega^2}{R_1} (m_1 x_1 + m_2 x_2) \end{cases} \quad \text{- avec } \begin{cases} x_0 = 0 \\ x_2 = 1 \end{cases}$$

$$\text{A.N.} \begin{cases} x_1 = 1 - \frac{\omega^2}{220675,6} \cdot 568 \cdot 1 = 1 - 2,57 \cdot \omega^2 \cdot 10^{-3} \\ 0 = x_1 - \frac{\omega^2}{127378} (180 \cdot x_1 + 568 \cdot 1) = x_1 - 1,413 \cdot 10^{-3} x_1 - 4,46 \cdot 10^{-3} \omega^2 \end{cases}$$

après combinaison du système d'équation, on a obtenu une équation bicarrée  $(3,63 \cdot 10^{-6}) \omega^4 - (8,443 \cdot 10^{-3}) \omega^2 + 1 = 0$

$$\Delta = 5,67 \cdot 10^{-5} \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 7,53 \cdot 10^{-3}$$

$$\text{et finalement } \omega_1^2 = 125,75 \text{ (rd/s)}^2, \quad \omega_2^2 = 2250,137 \text{ (rd/s)}^2$$

$$\underline{1^{\text{er}} \text{ mode}} \quad \text{donc } \omega^2 = 125,75 \Rightarrow \omega = 11,213 \text{ rd/s} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,56 \text{ s}$$

$$\text{d'où } x_1 = 0,677 \quad \text{et} \quad x_2 = 1$$

\* calcul du coefficient de participation du 1<sup>er</sup> mode

$$\Gamma = \frac{\sum (m_j x_j)^2}{\sum m_j \sum m_j \sum_j^2} = \frac{(m_1 x_1 + m_2 x_2)^2}{(m_1 + m_2)(m_1 x_1^2 + m_2 x_2^2)} = 0,978 = 97,8\%$$

on s'arrête au 1<sup>er</sup> mode

\* calcul du facteur de contribution du 1<sup>er</sup> mode

$$\gamma_k = \frac{\sum m_k \phi_{ki}}{\sum m_k \phi_{ki}^2} \Rightarrow \gamma_1 = \frac{m_1 x_1 + m_2 x_2}{m_1 x_1^2 + m_2 x_2^2} = 1,06$$

\* détermination du facteur d'amplification dynamique du 1<sup>er</sup> mode

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sol meuble} \\ \beta = 10\% \text{ (-amortissement)} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2 \left( \frac{0,5}{T} \right)^{1/2} = 1,89$$

## Evaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode

$$F_{ik} = m_k \ddot{u}_{ik} = m_k \gamma_i S'_a(\beta, T_i) \phi_{ik}$$

$$S'_a(\beta, T_i) = S''_a(\beta, T_i) \cdot Q \quad \text{- avec } Q: \text{ facteur de qualité (RPA Art 3.3.1.4)}$$

et  $S''_a(\beta, T_i)$  : spectre de réponse elasto-plastique des accélérations

$$\text{définies par : } \begin{cases} - S_a(\beta, T_i) \cdot (B/0,7) & \text{pour } T \geq 0,5s \\ - \frac{S_a(\beta, T_i)}{\left(\frac{1,4}{B} - 1\right)^{1/2}} & \text{pour } T < 0,5s \end{cases}$$

B : facteur de comportement de la structure (RPA Art 3.3.1.3)

$S_a$  : spectre de réponse elastique des accélérations =  $A \cdot D(\beta, T_i)$

A : coefficient d'accélération de zone (RPA Art 3.3.1.1)

•  $D = 1,89$

• A : Auditorium  $\Rightarrow$  groupe d'usage 1  
Biskra  $\Rightarrow$  zone I  $\Rightarrow A = 0,12$

• B portique autostable en zone I  $\Rightarrow B = 0,25$

•  $Q = 1 + \sum p_q$

• système en portique : 0

• surabondance en plan : 0,1

• régularité en élevation : 0,1

• système en plan : 0

• contrôle de la qualité des matériaux : 0,1

• contrôle de la qualité de la construction : 0,1

$$\Rightarrow \sum p_q = 0,4 \Rightarrow Q = 1,4$$

pour notre cas  $T > 0,5s \Rightarrow S'_a = A \cdot D \cdot B \cdot \frac{1}{0,7}$

d'où  $S'_a = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot \frac{1}{0,7}$

on s'arrête au 1<sup>er</sup> mode car  $\eta = 0,97$

d'où  $F_{1k} = m_k \cdot \gamma_1 \cdot A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot \phi_{1k} \cdot \frac{1}{0,7}$

• Niveau 1 on a  $\phi_{1k} = x_{11} = 0,677 \Rightarrow F_{1k} = 180 \cdot 1,06 \cdot 0,12 \cdot 0,25 \cdot 1,89 \cdot 1,4 \cdot \frac{0,677}{0,7}$

d'où  $F_{1k} = 14,65t$

• Niveau 2 on a  $\phi_{2k} = x_{22} = 1 \Rightarrow F_{2k} = 568 \cdot 1,06 \cdot 0,12 \cdot 0,25 \cdot 1,89 \cdot 1,4 \cdot \frac{1}{0,7}$

d'où  $F_{2k} = 68,27t$

### Sens transversal

$m_1 = 180 \cdot 10^3 \text{ kg}$  et  $R_1 = 69356 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

$m_2 = 568 \cdot 10^3 \text{ kg}$  et  $R_2 = 147028,6 \cdot 10^3 \text{ N/m}$

même travail que dans le sens longitudinal

$$x_1 = 0,683 \quad , \quad x_2 = 1$$

$$\omega = 9,056 \text{ (rad/s)} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,69 \text{ s}$$

• coefficient de participation du 1<sup>er</sup> mode :  $\gamma = 97,8\%$   
 - donc on arrête au 1<sup>er</sup> mode

• coefficient de contribution du 1<sup>er</sup> mode :  $\gamma = 1,06$

• évaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode

$$D = 1,70 \quad , \quad A = 0,12 \quad , \quad B = 0,25 \quad , \quad Q = 1,40$$

• Niveau I  $F_{11} = m_1 \gamma_1 A \cdot B \cdot D \cdot Q \frac{x_1}{0,7} = 13,23 \text{ t}$

• Niveau II  $F_{22} = m_2 \gamma_1 A \cdot B \cdot D \cdot Q x_2 \cdot \frac{1}{0,7} = 61,41 \text{ t}$

### II - Verification des déplacements

$$\bar{s} = 0,0075 h_j \text{ d'où } \bar{s}_1 = 3,22 \text{ cm et } \bar{s}_2 = 2,4 \text{ cm}$$

$$\text{et } s_j = \frac{F_j^c}{R_j} \Rightarrow \begin{cases} - F_j^c : \text{ Force laterale cumulée par étage} \\ - R_j : \text{ Rigidité relative de niveau} \end{cases}$$

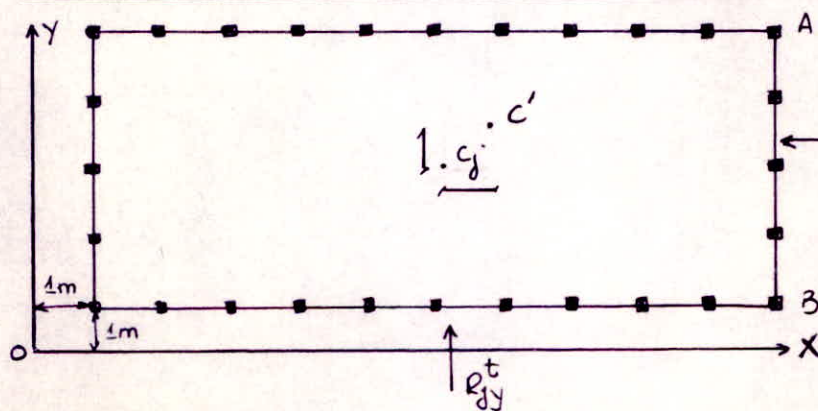
Niveau	Sens Longitudinal					Sens Transversal				
	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_j(t/m)$	$s_j(\text{cm})$	$s_j^c(\text{cm})$	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	$R_j(t/m)$	$s_j(\text{cm})$	$s_j^c(\text{cm})$
II	60,27	60,27	22067,56	0,31	0,96	61,41	61,41	14702,86	0,41	1,48
I	14,65	82,92	12737,6	0,65	0,65	13,23	74,64	6935,6	1,07	1,07

a chaque fois, a chaque niveau dans les 2 sens on a :

$$\frac{1}{2B} s_j < \bar{s}_j \text{ - avec } B = 0,25$$

### III - Calcul des caractéristiques géométriques

1° Calcul du centre de torsion et du centre de masse



$$x_c = \frac{\sum_{j=1}^{t=k} R_{jy}^{(+)} x_j^{(+)}}{\sum_{j=1}^{t=k} R_{jy}^{(+)}}$$

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

a - centre de torsion

$$x_c = 13,5 \text{ m} \quad , \quad y_c = 10 \text{ m}$$

b. centre de masse  $x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 13,5 \text{ m}$ ,  $y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = 10 \text{ m}$

2° Excentricité

a. excentricité théorique résultante :  $e_x = x_c - x_G = 0$

$e_y = y_c - y_G = 0$

b. excentricité accidentelle : RPA B1 Art

$e_x = e_y = 5\%$  de la plus grande portée =  $\frac{5}{100} \cdot 28 = 1,4 \text{ m}$

3° Coordonnées des portiques par rapport au centre de torsion (Cj)

Sens longitudinal			Sens transversal											
Portique	A	B	Portique	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$y_c/c'$	-10,4	+7,6	$x_c/c_1$	-11,1	-8,6	-6,1	-3,6	-1,1	+1,4	+3,9	+6,4	+8,9	+11,4	+13,9
$y_c/c''$	-7,6	+10,4	$x_c/c_2$	-13,9	-11,4	-8,9	-6,4	-3,9	-1,4	1,1	3,6	6,1	8,6	11,1

$e_x > 0$  et  $e_y > 0$

4° Calcul de la rigidité à la torsion

$$R_{j\theta} = \sum_{t=1}^{t=k} R_{jyt} (x_t)^2 + \sum_{l=1}^{l=m} R_{jxl} (y_l)^2$$

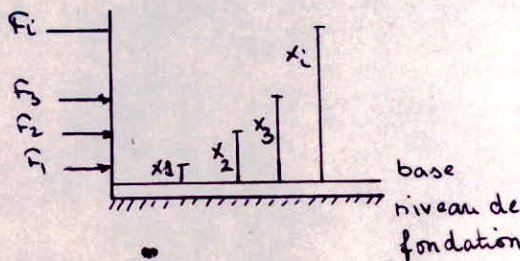
$(x_t, y_l)$  - coordonnées des différents portiques par rapport au centre de torsion

Niveau I  $R_{j\theta} = 2154009,164 \text{ (t.m)}$

Niveau II  $R_{j\theta} = 3781283 \text{ (t.m)}$

IV - Vérification au renversement

Une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement (forces horizontales).



$M^+$  de renversement =  $M^+$  extérieur en console + Effort tranchant  $\times z$

$M^+$  en console/base =  $\sum_1^2 F_i \cdot x_i = F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2$

pour nous  $z = 0 \Rightarrow$  effort tranchant  $\cdot z = 0$

$M^{\text{résistant}} = (\sum w_i - \sum \sigma_H w_i) \cdot b$

avec  $\sigma_H = ABD \phi$  et  $b = L/2$

et on doit vérifier  $M^{\text{résistant}} \geq 1,5 M^{\text{renversement}}$

- Sens Transversal

$F_1 = 14,65 \text{ t}$ ,  $F_2 = 68,27 \text{ t}$ ,  $\sigma_H = 0,12 \cdot 0,25 \cdot 1,89 \cdot 1,4 = 0,0794$

$x_2 = 7,5 \text{ m}$  et  $x_1 = 4,3 \text{ m}$

d'où  $\frac{M^{\text{résistant}}}{M^{\text{renversant}}} = 21,33 > 1,5 \Rightarrow$  pas de renversement, de même pour l'autre sens

Determination de l'effort de niveau "j" revenant a chaque portique

L'effort tranchant de l'etage "j" ( $T_j$ ) s'applique au C.D.G de l'etage comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion ( $C_j$ )  $T_j$  appliqué en G est equivalent a  $T_j$  appliqué en  $C_j$  plus un moment de torsion  $M_j = T_j \cdot e$

a. portiques longitudinales

$$T_{jx}^{(1)} = T_{jx} \frac{R_{jx}^{(1)}}{R_{jx}} + T_{jx} \frac{R_{jy}^{(1)}}{R_{j\theta}} y_j e_y$$

. 1<sup>er</sup> terme est dû à la translation  
. 2<sup>e</sup> terme est dû à la rotation

b. portiques transversales

$$T_{jy}^{(1)} = T_{jx} \frac{R_{jy}^{(1)}}{R_{jx}} + T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j\theta}} x_j e_x$$

\* deformations horizontales

. calcul des déplacements relatifs  $S_j = \frac{T_j}{R_j}$

le déplacement calculé a partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par  $(\frac{1}{2B})$  pour obtenir le déplacement relatif

et il faut que  $\frac{1}{2B} \geq 1$

$$\frac{1}{2B} S_j = \frac{1}{2B} \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{S}_j = 0,0075 h_j \quad (RPA81 Art 3.3.7.1)$$

Sens longitudinal								
Pontique	Niveau	$R_{jx}(t/m)$	$R_{jx} = \sum R_{jx}(t/m)$	$R_{j\theta}(t.m)$	$T_{jx}(t)$	$e_y(m)$	$y_j(m)$	$T_{jx}^{(1)}$
A	II	11033,78	22067,56	3781283	68,27	1,4	+10,6	37
	I	6369	12738	2154009	14,65	1,4	+10,6	7,96
B	II	11033,78	22067,56	3781283	68,27	1,4	-7,6	32
	I	6369	12738	2154009	14,65	1,4	-7,6	6,86

$$f = \sum_{j=1}^{j=2} S_j \quad \bar{f} = \sum_{j=1}^{j=2} \bar{S}_{jad} \quad \text{et } S_j = \frac{1}{2B} \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{S}_j \text{ avec } B = 0,25$$

Sens Longitudinal			
Niveau \ Pontique	A	B	$\bar{S}_j(cm)$
	$S_j(cm)$	$S_j(cm)$	
II	0,67	0,58	2,4
I	0,25	0,21	3,2

$$f = 0,67 + 0,25 = 0,92cm$$

$$\bar{f} = 2,4 + 3,2 = 5,6cm$$

$$f < \bar{f}$$



Portique	Niveau	$R_{jx}(+1m)$	$R_{jx}(-1m)$	$R_{j0}(+1m)$	$C_{jy}(+)$	$e_x(m)$	$x_j(m)$	$T_{jy}(+)$
1	II	5712,53	14703	3781283	61,41	1,4	-11,1	23,12
	I	3468	6935,6	2154009	13,23	1,4	-11,1	6,29
2	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	-8,6	1,45
	I	—	—	—	—	—	—	—
3	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	-6,1	1,47
	I	—	—	—	—	—	—	—
4	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	-3,6	1,49
	I	—	—	—	—	—	—	—
5	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	-1,1	1,51
	I	—	—	—	—	—	—	—
6	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	+1,4	1,53
	I	—	—	—	—	—	—	—
7	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	+3,9	1,55
	I	—	—	—	—	—	—	—
8	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	+6,4	1,57
	I	—	—	—	—	—	—	—
9	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	+8,9	1,59
	I	—	—	—	—	—	—	—
10	II	364,2	14703	3781283	61,41	1,4	+11,4	1,61
	I	—	—	—	—	—	—	—
11	II	5712,53	14703	3781283	61,41	1,4	+13,9	25,67
	I	3468	6935,6	2154009	13,23	1,4	+13,9	7,03

Portique											$\bar{s}_j(cm)$		
	1	11	$\bar{s}_j(cm)$	2	3	4	5	6	7	8		9	10
Niveau	$s_j(cm)$	$s_j(cm)$					$s_j(cm)$						
II	0,81	0,89	2,4	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	5,6
I	0,36	0,4	3,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

$$f_{max} = 0,89 + 0,4 = 1,29 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = 2,4 + 3,2 = 5,6 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}$$

\* Calcul des efforts dans les poteaux

Effort tranchant revenant à chaque poteau

$$t_j = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \cdot T_j \quad \text{- avec } \begin{cases} - r_j^{(i)} : \text{rigidité relative corrigée d'1 poteau} \\ - R_j = \sum r_j^{(i)} : \text{rigidité relative d'1 portique "i"} \end{cases}$$

d'où  $t_j = \frac{\frac{12E}{h_j^2} a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}}{\frac{12E}{h_j^2} \sum a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}} T_j$  à l'étage "j" on pose  $D_j^{(i)} = \sum a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}$

$$t_j = \frac{a_j^{(i)} K_{P_j}^{(i)}}{D_j^{(i)}} T_j$$

Portiques Longitudinaux														
Niveau	$T_j(t)$	$D_j^{(i)} \cdot 10^{-4}$	Poteau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
II	37	24,88	$a_{pot} \cdot 10^{-4}$	1,82	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	2,36	1,82
			$t(t)$	2,7	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51	3,51
I	7,96	25,93	$a_{pot} \cdot 10^{-4}$	2,48	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33	2,33	2,48
			$t(t)$	0,76	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71	0,71

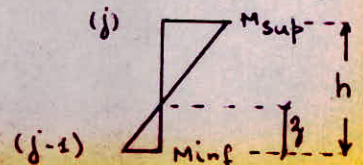
Portiques Transversaux 1, 11								
Niveau	$T_j(t)$	$D_j^{(i)} \cdot 10^{-4}$	Poteau	A	B	C	D	E
II	25,67	12,87	$a_{pot} \cdot 10^{-4}$	2,04	2,93	2,93	2,93	2,04
			$t(t)$	4,07	5,84	5,84	5,84	4,07
I	7,03	14,14	$a_{pot} \cdot 10^{-4}$	2,63	2,96	2,96	2,96	2,63
			$t(t)$	1,31	1,47	1,47	1,47	1,31

Portiques Transversaux 2 + 10					
Niveau	$T_j(t)$	$D_j^{(i)} \cdot 10^{-4}$	Poteau	1	2
II	1,61	4,5	$a_{pot} \cdot 10^{-4}$	2,25	2,25
			$t(t)$	0,805	0,805

1 - Moment dans les poteaux

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

-  $M_{sup} = t_j^{(i)} (h - z)$   
 -  $M_{inf} = t_j^{(i)} z$  avec  $z = y \cdot h$



$h$ : hauteur d'étage,  $y = y_0 + y_1 + y_2 + y_3$

\*  $y_0$  = coef (bulletin n°5 du CTC) en fonction de  $\bar{k}$  du nbre total de niveau de portique et du N° de niveau.

\*  $y_1$  = terme de correction dû à la variation de rigidité linéaire ( $I/L$ ) des poutres supérieures et inférieures en fonction de  $\alpha$  et  $\bar{k}$

$$\alpha = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4} \quad k_1, k_2 \rightarrow \text{poutres supérieures}$$

$$k_3, k_4 \rightarrow \text{poutres inférieures}$$

\*  $y_2$  = terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage à la hauteur supérieur d'étage  $\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$   $y_2 = f(\alpha_2, \bar{k})$

pour le dernier étage :  $y_2 = 0$

\*  $y_3$  = terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent

$$y_3 = f(\alpha_3, \bar{k}) \quad \alpha_3 = \frac{h_i}{h}$$

pour le 1<sup>er</sup> niveau :  $y_3 = 0$

Portiques Transversaux 1, 11															
Niveau	Pot	$\frac{1}{(s)}j$	$\bar{k}$	$y_0$	$\alpha_1$	$y_1$	$\alpha_2$	$y_2$	$\alpha_3$	$y_3$	$y$	$z = yh$	$M_{inf}$ (tm)	$h-z$	$M_{sup}$ (tm)
II	A	4,07	0,89	0,4	1	0	-	0	1,34	-0,05	0,35	1,12	4,56	2,08	8,46
II	B	5,84	2,02	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	8,41	1,76	10,28
II	C	5,84	2,02	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	8,41	1,76	10,28
II	D	5,84	2,02	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	8,41	1,76	10,28
II	E	4,07	0,89	0,4	1	0	-	0	1,34	-0,05	0,35	1,12	4,56	2,08	8,46
I	A	1,31	1,19	0,6	-	0	0,744	0	-	0	0,6	2,58	3,38	1,72	2,25
I	B	1,47	2,72	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	3,47	1,94	2,85
I	C	1,47	2,72	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	3,47	1,94	2,85
I	D	1,47	2,72	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	3,47	1,94	2,85
I	E	1,31	1,19	0,6	-	0	0,744	0	-	0	0,6	2,58	3,38	1,72	2,25

Portiques Transversaux 2 ÷ 10															
Niveau	Pot	$i_j$	$\bar{k}$	$y_0$	$\alpha_1$	$y_1$	$\alpha_2$	$y_2$	$\alpha_3$	$y_3$	$y$	$z = yh$	$M_{inf}$	$h-z$	$M_{sup}$
II	1	0,805	13,51	0,55	-	0	-	0	-	0	0,55	4,12	3,32	3,38	2,72
II	2	0,805	13,51	0,55	-	0	-	0	-	0	0,55	4,12	3,32	3,38	2,72

Portiques Longitudinaux															
Niveau	Pot	$t_j(4)$	$\bar{x}$	$y_0$	$\alpha_1$	$y_1$	$\alpha_2$	$y_2$	$\alpha_3$	$y_3$	$y$	$y_h$	Minf	$h-z$	$M_{sup}(tm)$
II	1	2,70	0,75	0,4	1	0	-	0	1,34	-0,05	0,35	1,12	3,03	2,08	5,62
	2	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	3	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	4	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	5	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	6	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	7	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	8	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	9	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	10	3,51	2,24	0,45	1	0	-	0	1,34	0	0,45	1,44	5,05	1,76	6,2
	11	2,70	0,75	0,4	1	0	-	0	1,34	-0,05	0,35	1,12	3,03	2,08	5,62
I	1	0,76	1	0,6	-	0	0,744	0	-	0	0,6	2,58	1,96	1,72	1,31
	2	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	3	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	4	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	5	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	6	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	7	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	8	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	9	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	10	0,71	3	0,55	-	0	0,744	0	-	0	0,55	2,36	1,67	1,94	1,38
	11	0,76	1	0,6	-	0	0,744	0	-	0	0,6	2,58	1,96	1,72	1,31

2-Calcul des efforts normaux dans les poteaux

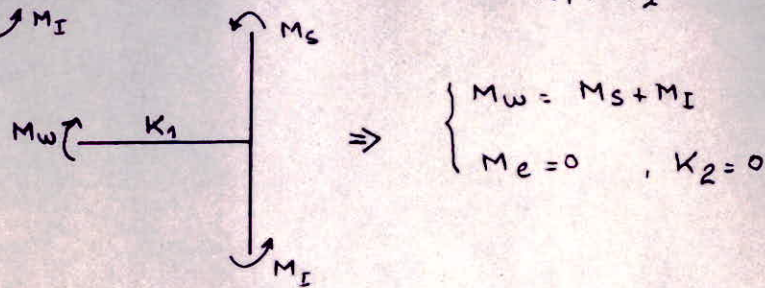
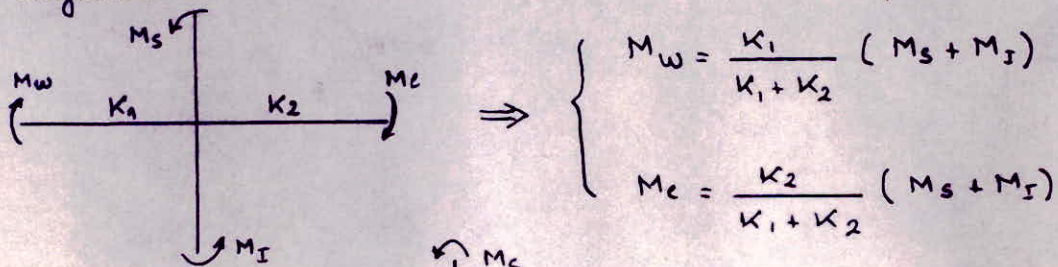
$$N_i = - (T_{ei} - T_{wi})$$

Portiques Transversaux 1, 11			
Niveau	Poteau	$N(4)$	$N_c(4)$
II	A	-3,02	-3,02
	B	+0,736	+0,736
	C	0	0
	D	-0,736	-0,736
	E	+3,02	+3,02
I	A	-2,76	-5,78
	B	+0,26	+0,996
	C	0	0
	D	-0,26	-0,996
	E	+2,76	+5,78

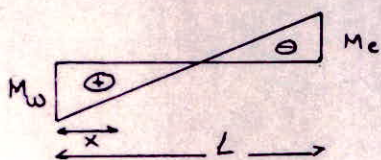
Portiques Transversaux 2 + 10			
Niveau	Poteau	$N(4)$	$N_c(4)$
II	1	-0,30	-0,30
	2	+0,30	+0,30

Niveau	Poteau	N(+)	N <sub>c</sub> (+)	Niveau	Poteau	N(+)	N <sub>c</sub> (+)
II	1	-3,49	-3,49	I	1	-2,15	-5,64
	2	+1,01	+1,01		2	-0,42	+0,59
	3	0	0		3	0	0
	4	0	0		4	0	0
	5	0	0		5	0	0
	6	0	0		6	0	0
	7	0	0		7	0	0
	8	0	0		8	0	0
	9	0	0		9	0	0
	10	-1,01	-1,01		10	+0,42	-0,59
	11	+3,49	-3,49		11	+2,15	5,64

\* Calcul des efforts dans les poutres  
 dans un noeud, le moment résultant des poteaux aboutissant à ce noeud est réparti entre les poutres proportionnellement à leur rigidité linéaire.



Moment en travée



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

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

(1) et (2)  $\Rightarrow$

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

## Effort Tranchant

a partir des moments dans les poutres, on peut calculer les efforts tranchants pour une travée indépendante.

Equation du moment est :  $M(x) = ax + b \Rightarrow T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = a$

d'où pour  $x=0 \rightarrow b = M_w$

$x=L \rightarrow -M_e = aL + M_w \rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{L}$

$$T = -\frac{M_e + M_w}{L}$$

## Effort normal

L'effort normal dans les poteaux sera :

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

convention :  $N > 0 \rightarrow$  compression

$N < 0 \rightarrow$  traction

Portique Transversaux 1,11					
Niveau	Poutre	$M_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$M_t$ (tm)	$T$ (t)
II	A-B	8,46	5,14	-1,66	-3,02
	B-C	5,14	5,14	0	-2,28
	C-D	5,14	5,14	0	-2,28
	D-E	5,14	8,46	1,66	-3,02
I	A-B	6,81	5,63	-0,59	-2,76
	B-C	5,63	5,63	0	-2,5
	C-D	5,63	5,63	0	-2,5
	D-E	5,63	6,81	0,59	-2,76

Portiques Transversaux 2 + 10					
Niveau	Poutre	$M_w$	$M_e$	$M_t$	$T$
	1-2	2,72	2,72	0	-0,3

Portiques Longitudinaux										
Niveau	II									
Poutre	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
$M_w$ (tm)	5,62	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1
$M_e$ (tm)	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	3,1	5,62
$M_t$ (tm)	-1,26	0	0	0	0	0	0	0	0	1,26
$T$ (t)	-3,49	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-2,48	-3,49
Niveau	I									
Poutre	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11
$M_w$ (tm)	2,17	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21
$M_e$ (tm)	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	3,21	2,17
$M_t$ (tm)	0,52	0	0	0	0	0	0	0	0	-0,52
$T$ (t)	-2,15	-2,57	-2,57	-2,57	-2,57	-2,57	-2,57	-2,57	-2,57	-2,15

# ETUDE AU VENT

Notre bâtiment est situé dans une zone de faible sismicité, donc une étude au vent est nécessaire.

L'action dynamique du vent conduit à :

- une action parallèle à l'action du vent ( $T$ ), c'est la traînée
- une action perpendiculaire à l'action du vent ( $L$ ), c'est la dérive
- une action verticale à l'action du vent ( $U$ ), c'est la portance

## I - Détermination des efforts de dérive "L"

$$L = S c \beta' q_{cr} d \frac{H}{h}$$

cette force prend en considération l'action des tourbillons de KARMAN qui provoque des vibrations dans la direction perpendiculaire à celle du vent ces vibrations ne se manifestent que pour des vitesses du vent relativement faible  $v \leq 25 \text{ m/s}$ .

### calcul de la vitesse critique

$$v_{cr} = \frac{d}{S \cdot T}$$

- $d$  : maître-couple
- $S$  : nombre de STROUHAL :  $0,25 \div 0,30$
- $T$  : période de vibration de la structure

$$T = 0,08 \frac{H}{L} \sqrt{\frac{H}{H+L}} \quad \text{avec } L = \text{longueur de la structure dans le sens considéré}$$

$$L_x = 25 \text{ m}, H = 7,4 \text{ m} \Rightarrow T = 0,011 \text{ s}, d = 28 \text{ m}, S = 0,3 \Rightarrow v_{cr} > 25 \text{ m/s}$$

$$L_y = 28 \text{ m}, H = 7,4 \text{ m} \Rightarrow T = 0,010 \text{ s}, d = 25 \text{ m}, S = 0,3 \Rightarrow v_{cr} > 25 \text{ m/s}$$

$v_{cr} > 25 \text{ m/s}$  donc inutile de faire un calcul de résonance et également de calculer la dérive  $L$ .

## II - détermination des efforts de portance "U"

$$U = C_u S q S_u$$

- avec  $C_u$  : coefficient de portance =  $C_i - C_e$
- $S_u$  : Aire de la toiture terrasse
- $S$  : coefficient de dimension en fonction de la plus grande dimension (28m) d'où  $S = 0,77$
- $q$  : pression du vent à une hauteur donnée  $q = q_H = q_{10} \cdot 2,5 \left( \frac{H+18}{H+60} \right)$   
avec  $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$

$$H = 7,5 \text{ m} \Rightarrow q = 66 \text{ kg/m}^2$$

$$S_u = 18 \cdot 25 + \frac{5 \cdot 25}{2} \cdot 2 = 575 \text{ m}^2$$

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \delta_0) \text{ pour } \mu < 5 \text{ et } \delta_0 = \frac{C_t}{1,3} = \frac{\delta C_t}{1,3}$$

$$\text{d'où } C_i = 0,6 (1,5 - C_t) = 0,6 (1,5 - 0,9 \cdot 0,95) = 0,387$$

$$C_e = 0,32 \text{ pour } \alpha = 0 \text{ (pente de la terrasse) et } \delta_0 = 0,9$$

$$\text{d'où } C_u = 0,707$$

$$\text{finalement } U = 0,707 \cdot 0,77 \cdot 66 \cdot 575 = 20,6t$$

$$\text{et } U_{\text{extreme}} = 1,75U = 1,75 \cdot 20,6 = 36t$$

on remarque que  $U_e$  est très faible devant la masse de la structure  $G = 928t$  - donc on néglige l'effet de la portance.

### III - Détermination des efforts de trainée (T)

$$T = C_t \beta S q d \text{ avec}$$

$$C_t = \delta C_{t0} = 0,9 \cdot 0,95 = 0,855$$

$$\beta = \theta (1 + \zeta) \text{ - coefficient de majoration dynamique}$$

\*  $\theta$  en fonction de la hauteur de la construction

\*  $\zeta$  en fonction de la hauteur

\*  $\zeta$  en fonction de la période

$$d = \text{maitre couple}$$

$$S = \text{coefficient de dimension}$$

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H \quad \bullet K_s = \text{coefficient de site} = 1$$

$$\bullet K_m = \text{coefficient de masque} = 1$$

$$\bullet q_H = \text{pression à une hauteur donnée} = q_{10}^{2,5} \frac{H+18}{H+60}$$

$$\text{- avec } q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2 \text{ (Région II NV65)}$$

le calcul de la trainée se fait à chaque niveau

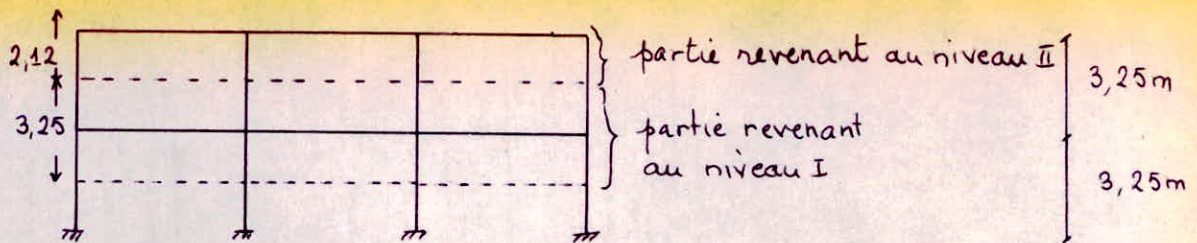
Niv	$C_t$	$\zeta$	$\theta$	$\beta$	$S$	$K_s$	$q_H (\text{kg/m}^2)$	$q (\text{kg/m}^2)$	$d (\text{m})$	$T_{rn} (\text{kg/ml})$	$T_{rex} (\text{kg/ml})$	Sens
II	0,855	0	0,36	0,7	1	0,77	65,55	65,55	28	1208	1208	L
I	0,855	0	0,36	0,7	1	0,77	58,79	58,79	28	1084	1084	
II	0,855	0	0,36	0,7	1	0,77	65,55	65,55	25	1079	1079	T
I	0,855	0	0,36	0,7	1	0,77	58,79	58,79	25	968	968	

N.B  $T_{rex} = (0,5 + \frac{\beta}{2}) T_{rn}$  - avec  $0,5 + \frac{\beta}{2} \geq 1$

Conclusion - Les efforts dus au vent sont faibles devant ceux du séisme sauf pour le portique qui n'est soumis qu'aux actions climatiques.

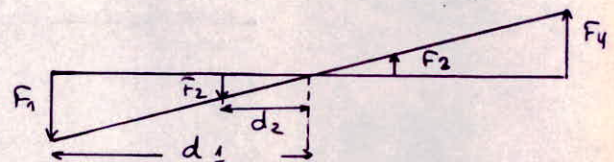
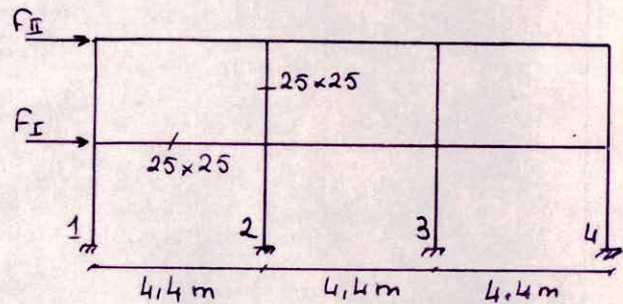
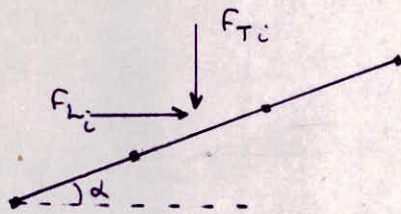


# Etude du portique extérieur sous les actions du vent



d'où

$$\begin{cases} F_I^l = 1084 \cdot 3,25 \cdot \frac{5}{28} = 629 \text{ kg} \\ F_{II}^l = 1208 \cdot 2,12 \cdot \frac{5}{28} = 485 \text{ kg} \\ F_I^t = 1079 \cdot 3,25 \cdot \frac{12,5}{25} = 1753 \text{ kg} \\ F_{II}^t = 968 \cdot 2,12 \cdot \frac{12,5}{25} = 1026 \text{ kg} \end{cases}$$



$$d_1 = 6,6 \text{ m}, \quad d_2 = 2,2 \text{ m}$$

$$S_1 = S_2 = S_3 = S_4 = 25^2 = 625 \text{ cm}^2$$

$$I = + \sum S_i \cdot d_i^2 = 6,05 \text{ m}^4$$

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I} = \frac{F}{S}$$

d'où  $F_c = \frac{M \cdot d_i}{I} S_i$  avec  $M = F_t \cdot h$

$$F_{II} = \max [ F_{II}^l \cos \alpha, F_{II}^t \sin \alpha ] = \max [ 449,7 ; 384,35 ] = 449,7 \text{ kg}$$

$$F_I = \max [ F_I^l \cos \alpha, F_I^t \sin \alpha ] = \max [ 583,2 ; 657 ] = 657 \text{ kg}$$

## a. calcul des efforts normaux dans les poteaux

### Niveau II

$$P_1 \Rightarrow F_{II1} = F_{II} \cdot h_2 \cdot \frac{d_1}{I} S_1 = 449,7 \cdot 3,25 \cdot \frac{6,6}{6,05} \cdot 0,0625 = 99,7 \text{ kg}$$

$$P_2 \Rightarrow F_{II2} = F_{II} \cdot h_2 \cdot \frac{d_2}{I} S_2 = 33,22 \text{ kg}$$

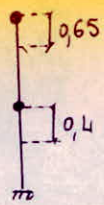
### Niveau I

$$P_1 \Rightarrow F_{I1} = F_I \cdot h_1 \cdot \frac{d_1}{I} S_1 = 657,8 \cdot \frac{6,6}{6,05} \cdot 0,0625 = 358,4 \text{ kg}$$

$$P_2 \Rightarrow F_{I2} = F_I \cdot h_1 \cdot \frac{d_2}{I} S_2 = 119,5 \text{ kg}$$

## b. calcul des moments dans les poutres et poteaux

on applique la méthode de BOWMAN pour le calcul des moments des poteaux



$$M_I = F_I \alpha h$$

$$M_{II} = F_{II} \alpha h$$

$$K = \frac{I}{l}$$

$$M_g = - (M_{sup} + M_{inf}) \frac{K_g}{K_g + K_d}$$

$$M_d = - (M_{sup} + M_{inf}) \frac{K_d}{K_d + K_g}$$

avec  $I$  = Inertie poutre et  $l$  = longueur entre-axe de la poutre

### c - calcul des effort tranchant dans les poteaux

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux inerties des poteaux.

$F_i$  = force reprise par le poteau "i"

$F$  = force à un niveau donné qui sollicite une file de poteaux

$$d'où \quad F_i = F \frac{I_i \cdot k}{(0,8 I_1 + I_2 + \dots + 0,8 I_n)} \quad \text{avec } k = \begin{cases} -1 & \text{poteau inter} \\ -0,8 & \text{poteau rive} \end{cases}$$

- dans notre cas  $I_1 = I_2 = I_3 = I_4 = I$

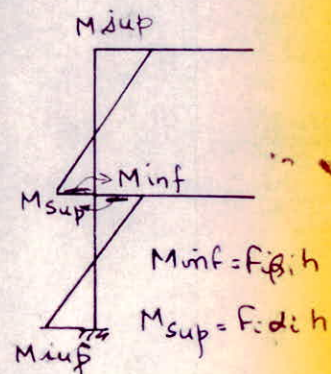
$$- d'où \quad F_1 = F \cdot \frac{0,8 I}{3,6 I} = 0,22 F \quad \text{et} \quad F_2 = F \cdot \frac{I}{3,6 I} = 0,27 F$$

$$\text{Niv II on a } F = F_{II} = 449,7 \text{ kg} \rightarrow F_{1II} = 98,24 \text{ kg} \text{ et } F_{2II} = 121,42 \text{ kg}$$

$$\text{Niv I on a } F = F_I = 1107 \text{ kg} \rightarrow F_{1I} = 243,5 \text{ kg} \text{ et } F_{2I} = 298,9 \text{ kg}$$

### . Moments dans les poteaux

Niveau	$\alpha$	$\beta$	$M_{sup}(tm)$	$M_{inf}(tm)$	tot
II	0,65	0,35	0,21	0,11	1
I	0,4	0,6	0,46	0,69	
II	0,65	0,35	0,26	0,57	2
I	0,4	0,6	0,30	0,85	



### . Moments dans les poutres et efforts tranchants

$$K_g = K_d = K, \quad M_t = \frac{M_w + M_e}{2} \quad \text{et} \quad T = \frac{M_w - M_e}{l} \quad \text{- avec } l = 4,25 \text{ m}$$

Niveau	travée	$M_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$M_t$ (tm)	$T$ (+)
I	1-2	+0,57	-0,35	0,11	0,224
	2-3	+0,35	-0,35	0	0,170
II	1-2	+0,21	-0,13	0,4	0,081
	2-3	+0,13	-0,13	0	0,062



# JOINT DE DILATATION

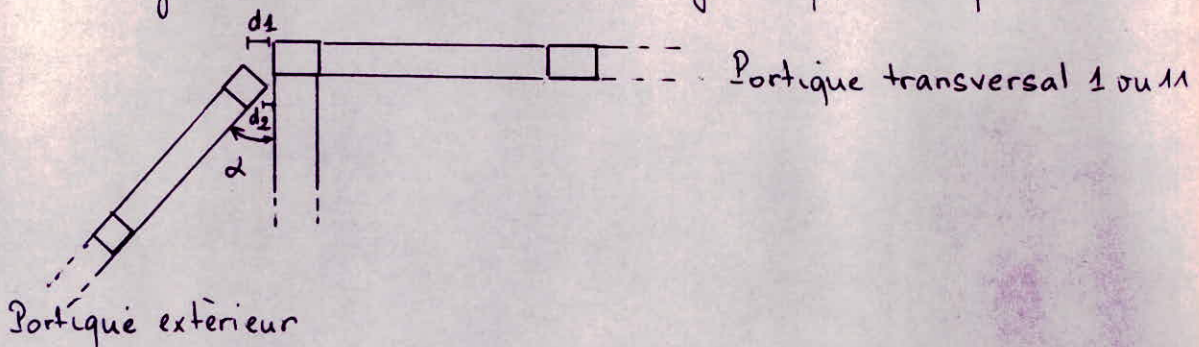
Le joint de dilatation est situé entre le portique extérieur et le portique transversale 1 ou 11

• on a 2 parties de la même construction qui ont des caractéristiques dynamiques et constructives différentes.

• l'épaisseur du joint doit être supérieure au cumul des déplacements des deux blocs contigus pour que lors des déplacements des 2 blocs sous l'effet des charges horizontales, ils ne se touchent pas.

• l'épaisseur du joint est  $d \geq \frac{H_1}{300}$  avec  $H_1 =$  hauteur du bloc le moins haut

• la largeur admissible minimum des joints parasismiques est 2cm (Art 2.3.2.5)



•  $d_1 =$  déplacement max du portique transversale =  $\delta_j^c = 1,29$  cm  
(déjà calculé dans le chapitre "Etude du séisme")

•  $d_2 =$  déplacement max du portique extérieur

$$\delta_j = \frac{1}{2B} \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad \text{avec } B = \frac{1}{4}$$

Niveau	$T_j(+)$	$R_j(+1m)$	$\delta_j$ (cm)	$\delta_j^c$ (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm)
II	0,45	816	0,11	0,24	2,24
I	0,66	1040	0,13	0,13	2,24

d'où  $d_2 = 0,24$  cm

finalement l'épaisseur "d" du joint  $\left\{ \begin{array}{l} - d = d_1 + d_2 \text{ soit } d = 1,38 \\ - d > 2 \text{ cm} \end{array} \right.$

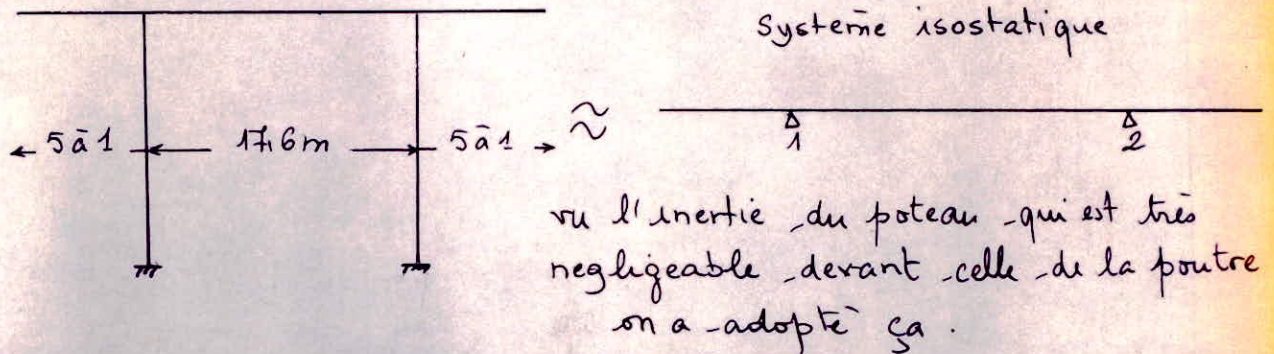
d'où  $d = 2$  cm

**C'HARGES  
VERTIC'ALES'**

# CHARGES VERTICALES

Les efforts engendrés par les charges verticales, dans les portiques seront calculés par les méthodes suivantes :

1. pour les portiques longitudinale, transversales 1 et 11 et le portique extérieur, les efforts seront calculés par la méthode de CAQUOT énoncée dans le CCBA.
2. pour les portiques transversaux de 2 à 10, on adopte une méthode simplifiée qui est la suivante :



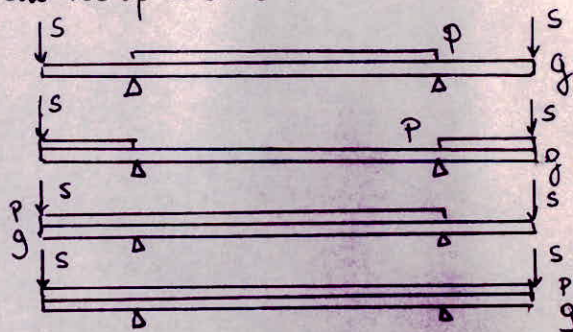
on a une travée centrale qui a une grande portée, pour déterminer les efforts on fait tout les cas possible de charges pour avoir les efforts les plus défavorables. 3 cas se présentent

moment max en travée

moment min en travée

effort tranchant max

moment max à l'appui



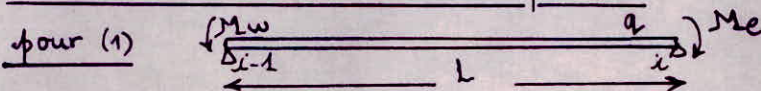
$S = 1,8t$

$g = 2,241m$

$P = 1,2 p = 0,36 t/m$

Efforts tranchants dans les poteaux et efforts normaux dans les poutres  
 pour simplifier, on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres.

Efforts tranchants dans les poutres



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

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

pour (2) pour une poutre console

l'effort tranchant (T) = Effort tranchant console + celui de la travée central

$$T_1 = T_1' + T_1 \quad \text{- avec } \begin{cases} * T_1' = S.1 + (g+1,2p) l_1 \\ * T_1 = q \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_2}{l} \end{cases}$$

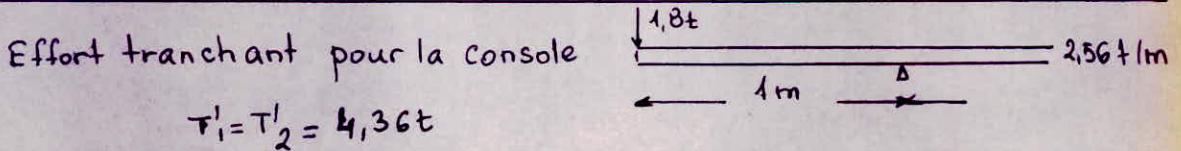
Efforts normaux dans les poteaux

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et en ajoutant le poids du poteau.

donc  $N_c = T_{ci} + T_{wi} + p_i$

- avec  $T_{ci}$  = effort tranchant à droite du poteau  
 $T_{wi}$  = effort tranchant à gauche du poteau  
 $p_i$  = poids du poteau

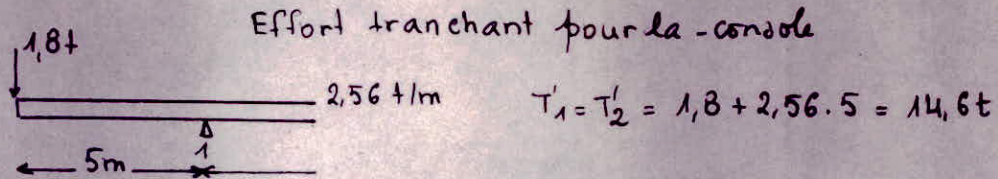
Portique Transversal 2 ou 10							
Cas de charge	M <sub>1</sub> (tm)	M <sub>2</sub> (tm)	M <sub>0</sub> (tm)	M <sub>t</sub> (tm)	T <sub>0</sub> (t)	T <sub>1</sub> (t)	T <sub>2</sub> (t)
	-2,9	-2,9	99,12	96,22	22,53	22,53	-22,53
	-3,08	-2,9	99,12	96,13	22,53	22,71	-22,35
	-3,08	-3,08	85,18	82,10	19,36	19,36	-19,36



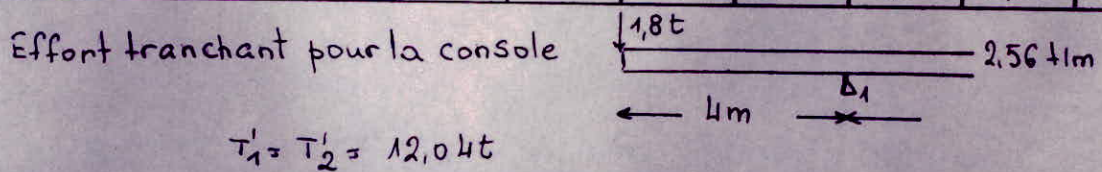
Efforts normaux dans les poteaux pour les portiques transversaux 2 à 10

Portique	6	5,7	4,8	3,9	2,10	2
Poteau	1	1	1	1	1	
N sous G	35,73	33,45	31,17	28,92	26,69	35,39
N sous P	4,98	4,61	3,54	3,89	3,53	4,08

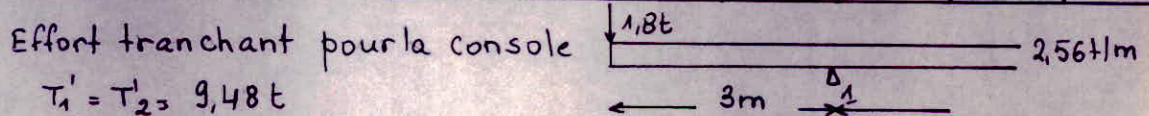
Portique 6 transversal							
Cas de charge	$M_1$ (tm)	$M_2$ (tm)	$M_0$ (tm)	$T_0$ (t)	$T_1$ (t)	$T_2$ (t)	$M_T$ (tm)
	-36,5	-36,5	99,12	22,53	22,53	-22,53	62,62
	-41	-36,5	99,12	22,53	22,78	-22,27	60,37
	-41	-41	85,18	19,36	19,36	-19,36	44,18



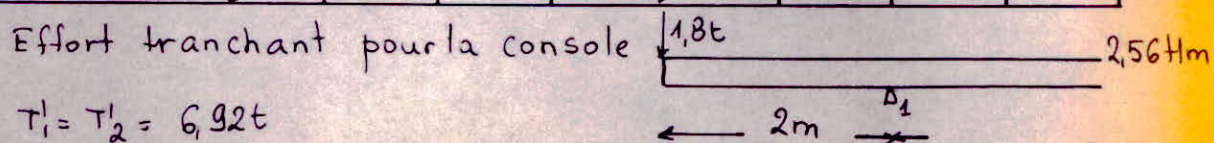
Portique Transversal 7 ou 5							
Cas de charge	$M_1$ (tm)	$M_2$ (tm)	$M_0$ (tm)	$M_T$ (tm)	$T_0$ (t)	$T_1$ (t)	$T_2$ (t)
	-24,8	-24,8	99,12	74,32	22,53	22,53	-22,53
	-27,68	-24,8	99,12	72,88	22,53	22,70	-19,65
	-27,68	-27,68	85,18	57,5	19,36	19,36	-19,36



Portique Transversal 8 ou 4							
Cas de charge	$M_1$ (tm)	$M_2$ (tm)	$M_0$ (tm)	$M_T$ (tm)	$T_0$ (t)	$T_1$ (t)	$T_2$ (t)
	-15,3	-15,3	99,12	83,82	22,53	22,53	-22,53
	-16,92	-15,3	99,12	83,01	22,53	22,62	-22,44
	-16,92	-16,92	85,18	68,2	19,36	19,36	-19,36



Portique Transversal 9 ou 3							
Cas de charge	$M_1$ (tm)	$M_2$ (tm)	$M_0$ (tm)	$M_T$ (tm)	$T_0$ (t)	$T_1$ (t)	$T_2$ (t)
	-8,0	-8,0	99,12	91,12	22,53	22,53	-22,53
	-8,72	-8,0	99,12	90,76	22,53	22,57	-22,49
	-8,72	-8,72	85,18	76,46	19,36	19,36	-19,36



# Caracteristiques Géométriques des portiques

Niveau	Noeud	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_w \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_e \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_n \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_s \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_n$ (m)	$h'_s$ (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_e \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_n \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_s \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$D = \sum K_i$ (m <sup>3</sup> )
II	1	0	2,125	0	2,85	0	12,51	0	21,33	0	2,125	0	2,28	0	5,89	0	9,36	15,25
	2	2,125	2,15	0	2,85	12,51	12,51	0	18,67	1,70	1,72	0	2,28	7,27	7,27	0	8,19	22,73
	3 à 9	2,15	2,15	0	2,85	12,51	12,51	0	18,67	1,72	1,72	0	2,28	7,27	7,27	0	8,19	22,73
	10	2,15	2,125	0	2,85	12,51	12,51	0	18,67	1,72	1,70	0	2,28	7,27	7,27	0	8,19	22,73
	11	2,125	0	0	2,85	12,51	0	0	21,33	2,125	0	0	2,28	5,89	0	0	9,36	15,25
I	1	0	2,125	2,85	4,125	0	12,51	21,33	21,33	0	2,125	2,57	3,3	0	5,89	8,3	6,46	20,65
	2	2,125	2,15	2,85	4,125	12,51	12,51	18,67	18,67	1,70	1,72	2,57	3,3	7,27	7,27	7,26	5,66	27,36
	3 à 9	2,15	2,15	2,85	4,125	12,51	12,51	18,67	18,67	1,72	1,72	2,57	3,3	7,27	7,27	7,26	5,66	27,36
	10	2,15	2,125	2,85	4,125	12,51	12,51	18,67	18,67	1,72	1,70	2,57	3,3	7,27	7,27	7,26	5,66	27,36
	11	2,125	0	2,85	4,125	12,51	0	21,33	21,33	2,125	0	2,57	3,3	5,89	0	8,3	6,46	20,65

Longitudinal

Niveau	Noeud	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_w \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_e \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_n \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_s \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_n$ (m)	$h'_s$ (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_e \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_n \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_s \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$D = \sum K_i$ (m <sup>3</sup> )
II	A	0	4,125	0	2,75	0	26,56	0	21,34	0	4,125	0	2,2	0	6,44	0	9,7	16,14
	B	4,125	4,15	0	2,75	26,56	26,56	0	18,67	3,3	3,32	0	2,2	8,05	8,0	0	8,49	24,54
	C	4,15	4,15	0	2,75	26,56	26,56	0	18,67	3,32	3,32	0	2,2	8,0	8,0	0	8,49	24,49
	D	4,15	4,125	0	2,75	26,56	26,56	0	18,67	3,32	3,3	0	2,2	8,0	8,05	0	8,49	24,54
	E	4,125	0	0	2,75	26,56	0	0	21,34	4,125	0	0	2,2	6,44	0	0	9,7	16,14
I	A	0	4,125	2,75	4,08	0	26,56	21,34	21,34	0	4,125	2,48	3,26	0	6,44	8,6	6,55	21,59
	B	4,125	4,15	2,75	4,08	26,56	26,56	18,67	18,67	3,3	3,32	2,48	3,26	8,05	8,0	7,53	5,73	29,31
	C	4,15	4,15	2,75	4,08	26,56	26,56	18,67	18,67	3,32	3,32	2,48	3,26	8,0	8,0	7,53	5,73	29,26
	D	4,15	4,125	2,75	4,08	26,56	26,56	18,67	18,67	3,32	3,3	2,48	3,26	8,0	8,05	7,53	5,73	29,31
	E	4,125	0	2,75	4,08	26,56	0	21,34	21,34	4,125	0	2,48	3,26	6,44	0	8,6	6,55	21,59

Transversal 1,11



### Caracteristiques Géométriques

Niv	Noeud	lw	le	hn	hs	Iw	Ie	In	Is	l'w	l'e	h'n	h's	Kw	Ke	Kn	Ks	D
I	1	0	4,15	2,75	4,08	0	26,58	18,67	18,67	0	4,15	2,48	3,26	0	64	7,53	5,73	19,66
	2	4,15	4,15	0	"	26,58	"	0	"	3,32	3,32	0	"	8,00	8,00	0	"	21,73
	3	4,15	4,15	0	"	"	"	0	"	"	"	0	"	"	"	0	"	"
	4	4,15	4,15	0	"	"	"	0	"	"	"	0	"	"	"	0	"	"
	5	4,15	0	2,75	"	"	"	18,67	"	4,15	0	2,48	"	6,4	0	7,53	"	19,66

### Efforts dans les poutres (M, T)

Soll	Niv	Noeud	qw	qe	M'w	M'e	Mw	Me	Mn	Ms	traverse	L	q	Mw	Me	Tw	Te	
G	I	1	0	2,48	0	5,02	0	3,38	1,92	1,46	///	///	///	///	///	///	///	///
		2	2,48	"	3,22	3,22	3,22	3,22	0	0	1-2	4,15	2,48	3,38	3,22	5,18	5,11	
		3	"	"	"	"	"	"	0	0	2-3	"	"	3,22	3,22	5,15	5,15	
		4	"	"	"	"	"	"	0	0	3-4	"	"	3,22	3,22	"	"	
		5	"	0	5,02	0	3,38	0	-1,92	-1,46	4-5	"	"	3,22	3,38	5,11	5,18	
P	I	1	0	0,22	0	0,44	0	0,3	0,17	0,13	///	///	///	///	///	///	///	///
		2	0,22	"	0,28	0,28	0,28	0,28	0	0	1-2	4,15	0,22	0,3	0,28	0,46	0,45	
		3	"	"	"	"	"	"	"	"	2-3	"	"	0,28	"	"	0,46	
		4	"	"	"	"	"	"	"	"	3-4	"	"	"	"	"	"	
		5	"	0	0,44	0	0,3	0	-0,17	-0,13	4-5	"	"	"	0,3	0,45	"	

Portique transversal = 2" Niveau I

Niveau	Noeud	q <sub>w</sub> (+1m)	q <sub>e</sub> (+1m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	M <sub>A</sub> (+m)	M <sub>S</sub> (+m)
II Sous G	A	0	1,04	0	2,08	0	1,25	0	1,25
	B	1,04	1,04	1,33	1,35	1,34	1,34	0	0
	C	1,04	1,04	1,35	1,35	1,35	1,35	0	0
	D	1,04	1,04	1,33	1,33	1,34	1,34	0	0
	E	1,04	0	2,08	0	1,25	0	0	-1,25
I Sous G	A	0	2,48	0	4,96	0	3,48	1,98	1,50
	B	2,48	2,48	3,18	3,22	3,2	3,2	0,01	0
	C	2,48	2,48	3,22	3,22	3,22	3,22	0	0
	D	2,48	2,48	3,22	3,18	3,2	3,2	0,01	0
	E	2,48	0	4,96	0	3,48	0	-1,98	-1,50
II Sous P	A	0	0,13	0	0,26	0	0,08	0	0,08
	B	0,13	0,13	0,17	0,17	0,17	0,17	0	0
	C	0,13	0,13	0,17	0,17	0,17	0,17	0	0
	D	0,13	0,13	0,17	0,17	0,17	0,17	0	0
	E	0,13	0	0,26	0	0,08	0	0	-0,08
I Sous P	A	0	0,22	0	0,44	0	0,31	0,12	0,19
	B	0,22	0,22	0,28	0,28	0,28	0,28	0	0
	C	0,22	0,22	0,28	0,28	0,28	0,28	0	0
	D	0,22	0,22	0,28	0,28	0,28	0,28	0	0
	E	0,22	0	0,44	0	0,31	0	-0,12	-0,19

Niv	traverse	L (m)	q (+1m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	T <sub>w</sub> (+)	T <sub>e</sub> (+)
II Sous G	A-B	4,125	1,04	1,25	1,34	2,12	2,17
	B-C	4,15	1,04	1,34	1,35	2,16	2,16
	C-D	4,15	1,04	1,35	1,34	2,16	2,16
	D-E	4,125	1,04	1,34	1,25	2,17	2,12
I Sous G	A-B	4,125	2,48	3,48	3,2	5,18	5,05
	B-C	4,15	2,48	3,2	3,22	5,14	5,15
	C-D	4,15	2,48	3,22	3,2	5,15	5,14
	D-E	4,125	2,48	3,2	3,48	5,05	5,18
II Sous P	A-B	4,125	0,13	0,08	0,17	0,25	0,29
	B-C	4,15	0,13	0,17	0,17	0,27	0,27
	C-D	4,15	0,13	0,17	0,17	0,27	0,27
	D-E	4,125	0,13	0,17	0,08	0,29	0,25
I Sous P	A-B	4,125	0,22	0,31	0,28	0,46	0,45
	B-C	4,15	0,22	0,28	0,28	0,46	0,46
	C-D	4,15	0,22	0,28	0,28	0,46	0,46
	D-E	4,125	0,22	0,28	0,31	0,45	0,46

Niv	pot	N (+)	N <sub>c</sub> (+)
II Sous G	A	3,78	3,78
	B	5,51	5,51
	C	5,50	5,50
	D	5,51	5,51
	E	3,78	3,78
I Sous G	A	10,26	14,04
	B	11,7	17,21
	C	11,81	17,31
	D	11,7	17,21
	E	10,26	14,04
II Sous P	A	0,25	0,25
	B	0,56	0,56
	C	0,54	0,54
	D	0,56	0,56
	E	0,25	0,25
I Sous P	A	0,46	0,71
	B	0,91	1,47
	C	0,92	1,46
	D	0,91	1,47
	E	0,46	0,71

Efforts verticaux sous G, P dans le portique Transversal 1

Niv	Noeud	q <sub>w</sub> (+m)	q <sub>e</sub> (+m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	M <sub>n</sub> (+m)	M <sub>s</sub> (+m)
II	1	0	0,96	0	0,51	0	0,32	0	0,32
	2	0,96	0,96	0,37	0,37	0,37	0,37	0	0
	3-9	0,96	0,96	0,34	0,34	0,34	0,34	0	0
	10	0,96	0,96	0,37	0,37	0,37	0,37	0	0
	11	0,96	0	0,51	0	0,32	0	0	-0,32
I	1	0	1,63	0	0,87	0	0,62	0,35	0,27
	2	1,63	1,48	0,57	0,52	0,56	0,53	-0,01	-0,01
	3-9	1,48	1,48	0,52	0,52	0,52	0,52	0	0
	10	1,48	1,48	0,52	0,52	0,52	0,52	0	0
	11	1,48	0	0,77	0	0,55	0	-0,31	-0,24

Sous G

Noeud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>	Niv
A-E	IDEM PORTIQUE TRANSVERSAL 1								II
A	0	1,97	0	3,94	0	2,76	1,57	1,2	I
B	1,97	1,97	2,52	2,55	2,54	2,54	0	0	
C	1,97	1,97	2,55	2,55	2,55	2,55	0	0	
D	1,97	1,97	2,55	2,52	2,54	2,54	0	0	
E	1,97	0	3,94	0	2,76	0	-1,57	-1,2	

Sous P

Niv	Noeud	q <sub>w</sub>	q <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>n</sub>	M <sub>s</sub>
II	IDEM PORTIQUE TRANSVERSAL 1								
I	A-E	0	0	0	0	0	0	0	0

Niv	travée	L (m)	q (+m)	M <sub>w</sub> (+m)	M <sub>e</sub> (+m)	T <sub>w</sub> (+)	T <sub>e</sub> (+)
II	1-2	2,125	0,96	0,32	0,37	1,00	1,04
	2-3	2,15	0,96	0,37	0,34	1,05	1,02
	3-4 8-9	2,15	0,96	0,34	0,34	1,03	1,03
	9-10	2,15	0,96	0,34	0,37	1,02	1,05
	10-11	2,125	0,96	0,37	0,32	1,04	1,00
I	1-2	2,125	1,63	0,62	0,56	1,76	1,70
	2-3	2,15	1,48	0,53	0,52	1,6	1,59
	3-4 8-9	2,15	1,48	0,52	0,52	1,59	1,59
	9-10	2,15	1,48	0,52	0,52	1,59	1,59
	10-11	2,125	1,48	0,52	0,55	1,56	1,59

Sous G

Niv	travée	L	q	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
II	IDEM PORTIQUE TRANS 1						
I	A-B	4,125	1,97	2,76	2,54	4,12	4,01
	B-C	4,15	1,97	2,54	2,55	4,09	4,09
	C-D	4,15	1,97	2,55	2,54	4,09	4,09
	D-E	4,125	1,97	2,54	2,76	4,01	4,12

Sous P

Niv	travée	L	q	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
II	IDEM PORTIQUE TRANS 1						
I			0	0	0	0	0

Niv	Lot	N (+)	N <sub>e</sub> (+)	N (+)	N <sub>e</sub> (+)
II	1	4,5	4,5	0,54	0,54
	2	26,63	26,63	2,94	2,94
	3	28,79	28,79	3,24	3,24
	4	31,0	31,0	3,54	3,54
	5	33,2	33,2	3,84	3,84
	6	35,4	35,4	4,14	4,14
	7	33,2	33,2	3,84	3,84
	8	31,0	31,0	3,54	3,54
	9	28,79	28,79	3,24	3,24
	10	26,63	26,63	2,94	2,94
	11	4,5	4,5	0,54	0,54
I	1	9,74	14,24	0,9	1,44
	2	5,94	32,57	0,9	3,84
	3	4,69	33,48	0	3,24
	4	4,69	35,69	0	3,54
	5	4,69	37,89	0	3,84
	6	4,69	40,09	0	4,14
	7	4,69	37,89	0	3,84
	8	4,69	35,69	0	3,54
	9	4,69	33,48	0	3,24
	10	4,66	31,29	0	2,94
	11	8,52	13,02	0	0,54
Soll		sous G		sous P	

Portique Transversal "11" (Effort verticaux M, T sous G et P)

## Caracteristiques Geometriques du portique extérieur

Niveau	Noeud	$l_w$ (m)	$l_e$ (m)	$h_n$ (m)	$h_s$ (m)	$I_{eu} \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_e \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_n \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$I_s \cdot 10^4$ (m <sup>4</sup> )	$l'_w$ (m)	$l'_e$ (m)	$h'_n$ (m)	$h'_s$ (m)	$K_w \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_e \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_n \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$K_s \cdot 10^4$ (m <sup>3</sup> )	$D = \sum K_i$ (m <sup>3</sup> )
II	1	0	4,25	0	3,0	0	3,26	0	3,26	0	4,25	0	2,4	0	0,77	0	1,36	2,13
	2	4,25	4,25	0	3,0	3,26	3,26	0	3,26	3,4	3,4	0	2,4	0,96	0,96	0	1,36	3,28
	3	4,25	4,25	0	3,0	3,26	3,26	0	3,26	3,4	3,4	0	2,4	0,96	0,96	0	1,36	3,28
	4	4,25	0	0	3,0	3,26	0	0	3,26	4,25	0	0	2,4	0,77	0	0	1,36	2,13
I	1	0	4,25	3,0	3,13	0	3,26	3,26	3,26	0	4,25	2,7	2,5	0	0,77	1,21	1,3	3,28
	2	4,25	4,25	3,0	3,13	3,26	3,26	3,26	3,26	3,4	3,4	2,7	2,5	0,96	0,96	1,21	1,3	4,43
	3	4,25	4,25	3,0	3,13	3,26	3,26	3,26	3,26	3,4	3,4	2,7	2,5	0,96	0,96	1,21	1,3	4,43
	4	4,25	0	3,0	3,13	3,26	0	3,26	3,26	4,25	0	2,7	2,5	0,77	0	1,21	1,3	3,28

Niv	Pot	$q_w$ (t/m)	$q_e$ (t/m)	$M'_w$ (tm)	$M'_e$ (tm)	$M_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$M_n$ (tm)	$M_s$ (tm)
II	1	0	0,62	0	1,32	0	0,85	0	0,85
	2	0,62	0,62	0,85	0,85	0,95	0,85	0	0
	3	0,62	0,62	0,85	0,85	0,85	0,85	0	0
	4	0,62	0	1,32	0	0,85	0	0	-0,95
I	1	0	1,18	0	2,51	0	1,92	0,92	1,00
	2	1,18	1,18	1,6	1,6	1,6	1,6	0	0
	3	1,18	1,18	1,6	1,6	1,6	1,6	0	0
	4	1,18	0	2,51	0	1,92	0	-0,92	-1,00

travée	L (m)	q (t/m)	$M_w$ (tm)	$M_e$ (tm)	$T_w$ (t)	$T_e$ (t)	Niv
1-2	4,25	0,62	0,85	0,85	0,92	0,82	II
2-3	4,25	0,62	0,85	0,85	0,82	0,82	
3-4	4,25	0,62	0,85	0,85	0,82	0,82	
1-2	4,25	1,18	1,92	1,6	2,58	2,43	I
2-3	4,25	1,18	1,6	1,6	2,51	2,51	
3-4	4,25	1,18	1,6	1,92	2,43	2,58	

Niveau	Pot	$N(t)$	$N_c(t)$
II	1	1,29	1,29
	2	2,11	2,11
	3	2,11	2,11
	4	1,29	1,29
I	1	3,05	4,34
	2	5,41	7,52
	3	5,41	7,52
	4	3,05	4,34

Efforts verticaux dans le portique extérieur

# **C'OMBINAIS'ONS'**

# COMBINAISONS

des combinaisons des charges verticales et des charges horizontales sont données par les règlements CCBA68 et le RPA81. Dans la justification de calcul à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme on prend les sollicitations totales pondérées :

## \* 1<sup>er</sup> genre (SP<sub>1</sub>) (Art 7 CCBA68)

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

$$S'_1 = G + V + P + T$$

## \* 2<sup>e</sup> genre (SP<sub>2</sub>) (Art 7 CCBA68)

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

$$S'_2 = G + P + \gamma_w W + T$$

$$S''_2 = G + P + T + SI$$

## \* 2<sup>e</sup> genre (SP<sub>2</sub>) (Art 3.3.2 RPA81)

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

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

- avec :
- G - sollicitation due à la charge permanente
  - P - sollicitation due aux surcharges d'exploitation y compris les majorations éventuelles pour les effets dynamiques
  - V - sollicitation due aux surcharges climatiques normales
  - W - sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes
  - T - sollicitation due aux effets de température et de retrait
  - SI - sollicitation due au séisme
  - $\gamma_w$  - coefficient qui dépend des surcharges d'exploitation.

Conclusion 1. pour tout les portiques sauf le portique extérieur les combinaisons à considérer sont :

• Poutre (SP<sub>1</sub>)  $G + 1,2P$   
(SP<sub>2</sub>)  $G + P \pm SI$  et  $0,8G \pm SI$

• Poteau (SP<sub>1</sub>)  $G + 1,2P$   
(SP<sub>2</sub>)  $G + P \pm 1,2SI$  et  $0,8G \pm SI$

2. pour le portique extérieur il n'y a que le vent comme charge horizontale donc les combinaisons à considérer sont :

\* Poutre (SP<sub>1</sub>)  $G+1,2P$  et  $G+P \pm V$

(SP<sub>2</sub>)  $G+P \pm \gamma_w W$ ,  $0,8G \pm V$

- avec  $\gamma_w = 1,1$  et  $W = 1,75V$

\* Poteau (SP<sub>1</sub>)  $G+1,2P$  et  $G+P \pm V$

(SP<sub>2</sub>)  $G+P \pm \gamma_w W$ ,  $0,8G \pm V$  et  $G+P \pm 1,2V$

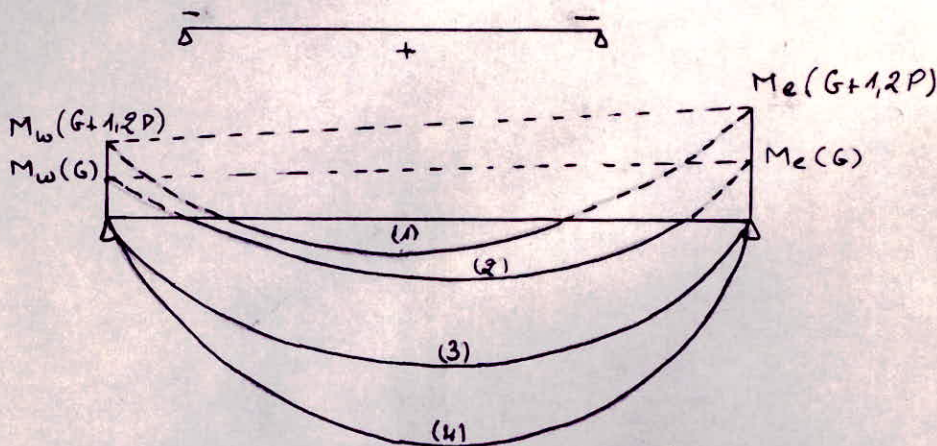
### Moments en travée dans les poutres

Sous  $G+1,2P$   $M_t = M_0(G+1,2P) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2}$

Sous  $G+P \pm SI$   $M_t = M_0(G+P) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2} \pm M_t(SI)$

Sous  $0,8G \pm SI$   $M_t = 0,8 \left[ M_0(G) - \frac{|M_w(G) + M_e(G)|}{2} \right] \pm M_t(SI)$

avec  $M_t(SI) = \frac{M_e - M_w}{2}$  et  $M_0 = \frac{qL^2}{8}$



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

on prend comme ligne de fermeture

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis minimaux en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximaux en valeur absolue. (CCBA 68 Art 12)

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

- (1) moment minimum en travée
- (2) moment maximum en travée
- (3)  $M_0(G)$
- (4)  $M_0(G+1,2P)$

Combinaison des efforts dans les poutres (M(tm)) Portique Longitudinal

56

niveau	travée	G + 1,2 P			G + P + SI			G + P - SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
II	1-2	-0,32	0,2	-0,37	5,3	1,46	-3,47	-5,94	-1,06	2,73	5,36	1,42	-3,40	-5,88	-1,06	2,80
	2-3	-0,37	0,2	-0,34	2,73	0,2	-3,44	-3,47	0,2	2,76	2,80	0,16	-3,37	-3,40	0,16	2,83
	3-4	-0,34	0,22	"	2,76	0,22	"	-3,44	0,22	"	2,83	0,17	"	"	0,17	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6-7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7-8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	8-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	9-10	"	0,2	-0,37	"	0,2	-3,47	"	0,2	2,73	"	0,16	-3,40	-3,37	0,16	2,80
	10-11	-0,37	0,2	-0,32	2,73	-1,06	-5,94	-3,47	1,46	5,3	2,80	-1,06	-5,88	-3,40	1,42	5,36
I	1-2	-0,62	0,33	-0,56	1,55	-0,19	-3,77	-2,79	-0,19	2,65	1,67	-0,26	-3,66	-2,67	0,79	2,76
	2-3	-0,53	0,34	-0,52	2,68	0,34	-3,73	-3,74	0,34	2,69	2,79	0,27	-3,63	-3,64	0,27	2,80
	3-4	-0,52	"	"	2,69	"	"	-3,73	"	"	"	"	"	-3,63	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6-7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7-8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	8-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	9-10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	10-11	"	0,30	-0,55	"	0,82	-2,72	"	0,3	1,62	"	0,76	-2,61	"	-0,28	1,73



Portique Longitudinal [ Efforts M, N dans les poteaux ]

Niv	Pot	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P-1,2SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
		M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)
II	1	0,32	-0,35	5,145	-6,42	3,29	0,845	7,06	-3,99	9,23	-5,36	2,75	0,11	5,88	-3,31	7,09
	2	0	0	30,16	-7,44	6,06	30,7	7,44	-6,06	28,36	-6,2	5,05	22,31	6,2	-5,05	20,29
	3	"	"	32,68	"	"	32,03	"	"	32,03	"	"	23,03	"	"	23,03
	4	"	"	35,25	"	"	34,54	"	"	34,54	"	"	24,8	"	"	24,8
	5	"	"	37,81	"	"	37,05	"	"	37,05	"	"	26,56	"	"	26,56
	6	"	"	40,37	"	"	39,54	"	"	39,54	"	"	28,32	"	"	28,32
	7	"	"	37,81	"	"	37,05	"	"	37,05	"	"	26,56	"	"	26,56
	8	"	"	35,25	"	"	34,54	"	"	34,54	"	"	24,8	"	"	24,80
	9	"	"	32,68	"	"	32,03	"	"	32,03	"	"	23,03	"	"	23,03
	10	"	"	30,16	"	"	28,36	"	"	30,7	"	"	20,29	"	"	22,31
	11	-0,32	0,35	5,145	-7,06	3,95	9,23	6,42	-3,33	0,845	-5,88	3,29	7,09	5,36	-2,78	0,11
I	1	0,27	-0,27	14,82	-1,30	2,08	7,76	1,84	-2,62	21,3	-1,09	1,74	4,83	1,53	-1,84	16,10
	2	-0,01	-0,01	37,18	-1,66	2,00	37,12	1,66	-2,00	35,7	-1,38	1,67	26,65	1,38	-1,67	25,47
	3	0	0	37,37	"	"	36,72	"	"	36,72	"	"	26,78	"	"	26,78
	4	"	"	39,94	"	"	39,23	"	"	39,23	"	"	28,55	"	"	28,55
	5	"	"	42,5	"	"	41,73	"	"	41,73	"	"	30,31	"	"	30,31
	6	"	"	45,06	"	"	44,23	"	"	44,23	"	"	32,07	"	"	32,07
	7	"	"	42,5	"	"	41,73	"	"	41,73	"	"	30,31	"	"	30,31
	8	"	"	39,94	"	"	39,23	"	"	39,23	"	"	28,55	"	"	28,55
	9	"	"	37,37	"	"	36,72	"	"	36,72	"	"	26,78	"	"	26,78
	10	"	"	34,82	"	"	33,52	"	"	34,9	"	"	24,41	"	"	25,62
	11	-0,24	0,24	12,52	-1,81	2,59	10,2	1,33	-2,11	7,18	-1,5	2,15	15,28	1,50	-1,77	3,85

Por	Niv	Pot	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P-1,2SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
			M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)
Transversal 1	II	A	1,25	-2,13	4,08	-8,82	3,37	1,01	11,48	-7,57	7,05	-7,46	2,98	-0,002	9,46	-6,14	6,06
		B	0	0	6,18	-12,34	10,09	6,81	12,34	-10,09	5,34	-10,28	8,41	5,15	10,28	-8,41	3,67
		C	0	0	6,15	"	"	6,04	"	"	6,04	"	"	4,4	"	"	4,4
		D	0	0	6,18	"	"	5,34	"	"	6,81	"	"	3,67	"	"	5,15
		E	-1,35	2,13	4,08	-11,48	7,57	7,05	8,82	-3,37	1,01	-9,46	6,14	6,06	7,46	-2,98	-0,002
	I	A	1,73	1,73	14,58	-1,01	2,37	7,87	4,39	-5,75	21,38	-1,05	2,18	5,21	3,45	-4,58	16,77
		B	0	0	18,97	-3,42	4,16	20,11	3,42	-4,16	17,49	-2,85	3,47	14,77	2,85	-3,47	12,77
		C	0	0	19,06	"	"	18,77	3,42	"	18,77	"	"	14,85	"	"	14,85
		D	0	0	18,97	"	"	17,49	"	"	20,11	"	"	12,77	"	"	14,77
		E	-1,73	1,73	14,58	-4,39	5,75	21,38	1,01	-2,37	7,87	-3,45	4,58	16,77	1,05	-2,18	5,21
Transversal 11	II	A	1,35	-1,67	4,08	-8,82	3,9	1,01	11,48	-7,04	7,05	-7,46	3,31	-0,002	9,46	-5,82	6,06
		B	0	0	6,18	-12,34	10,09	6,81	12,34	-10,09	5,34	-10,28	8,41	5,15	10,28	-8,41	3,67
		C	0	0	6,15	"	"	6,04	"	"	6,04	"	"	4,4	"	"	4,4
		D	0	0	6,18	"	"	5,34	"	"	6,81	"	"	3,67	"	"	5,15
		E	-1,35	1,67	4,08	-11,48	7,04	7,05	8,82	-3,9	1,01	-9,46	5,82	6,06	7,46	-3,31	-0,002
	I	A	1,20	-1,20	11,65	-1,5	2,86	5,82	3,9	-5,26	17,38	-1,29	2,42	3,71	3,21	-4,34	15,27
		B	0	0	15,79	-3,42	4,16	16,68	3,42	-4,16	14,68	-2,85	3,47	13,09	2,85	-3,47	11,1
		C	0	0	15,84	"	"	15,73	"	"	15,73	"	"	12,15	"	"	12,15
		D	0	0	15,79	"	"	14,68	"	"	16,68	"	"	11,1	"	"	13,09
		E	-1,20	1,20	11,65	-3,90	5,26	17,38	1,5	-2,86	5,82	-3,21	4,34	15,27	1,29	-2,42	3,71

Portiques Transversaux [ Efforts M, N dans les poteaux ]

Niveau	travée	G+1,2P			G+P+SI			G+P-SI			0,8G+SI			0,8G-SI			Portique
		Mw	Mt	Mc	Mw	Mt	Mc	Mw	Mt	Mc	Mw	Mt	Mc	Mw	Mt	Mc	
II	A-B	-1,35	1,25	-1,54	7,13	2,85	-6,65	-9,79	-0,47	3,63	7,46	2,39	-6,21	-9,46	-0,93	4,07	1
	B-C	-1,54	1,23	-1,55	3,63	1,17	-6,66	-6,65	1,17	3,62	4,07	0,72	-6,22	-6,21	0,72	4,06	
	C-D	-1,55	1,23	-1,54	3,62	1,17	-6,65	-6,66	1,17	3,63	4,06	0,72	-6,21	-6,22	0,72	4,07	
	D-E	-1,54	1,25	-1,35	3,63	-0,47	-9,79	-6,65	2,85	7,13	4,07	-0,93	-9,46	-6,21	2,39	7,46	
I	A-B	-3,85	2,5	-3,54	3,02	2,99	-9,11	-10,6	1,81	2,15	4,03	2,52	-8,19	-9,04	1,34	3,07	1
	B-C	-3,54	2,7	-3,56	2,15	2,6	-9,13	-9,11	2,6	2,13	3,07	2,13	-8,21	-8,19	2,13	3,05	
	C-D	-3,56	2,7	-3,54	2,13	2,6	-9,11	-9,13	2,6	2,15	3,05	2,13	-8,19	-8,21	2,13	3,07	
	D-E	-3,54	2,5	-3,85	2,15	1,81	-10,6	-9,11	2,99	3,02	3,07	1,34	-9,04	-8,19	2,52	4,03	
II	A-B	-1,35	1,25	-1,54	7,13	2,85	-6,65	-9,79	-0,47	3,63	7,46	2,39	-6,21	-9,46	-0,93	4,07	11
	B-C	-1,54	1,23	-1,55	3,63	1,17	-6,66	-6,65	1,17	3,62	4,07	0,72	-6,22	-6,21	0,72	4,06	
	C-D	-1,55	1,23	-1,54	3,62	1,17	-6,65	-6,66	1,17	3,63	4,06	0,72	-6,21	-6,22	0,72	4,07	
	D-E	-1,54	1,25	-1,35	3,63	-0,47	-9,79	-6,65	2,85	7,13	4,07	-0,93	-9,46	-6,21	2,39	7,46	
I	A-B	-2,76	1,54	-2,54	4,05	2,13	-8,17	-9,57	0,95	3,09	4,6	1,82	-7,66	-9,02	0,64	3,6	11
	B-C	-2,54	1,7	-2,55	3,09	1,7	-8,18	-8,17	1,7	3,08	3,6	1,36	-7,67	-7,66	1,36	3,59	
	C-D	-2,55	1,7	-2,54	3,08	1,7	-8,17	-8,18	1,7	3,09	3,59	1,36	-7,66	-7,67	1,36	3,6	
	D-E	-2,54	1,54	-2,76	3,09	0,95	-9,57	-8,17	2,13	4,05	4,05	0,64	-9,02	-7,66	1,82	4,6	
II	1-2	-41	62,62	-41	-35,73	60,3	-42,97	-42,97	60,3	-35,73	-26,41	38,95	-31,92	-31,92	38,95	-26,48	6
II	1-2	-27,69	74,32	-27,69	-24,48	72,00	-29,92	-29,92	72,0	-24,48	-17,12	49,31	-22,56	-22,56	48,31	-17,12	5,7
II	1-2	-16,92	83,82	-16,92	-13,03	81,5	-19,37	-19,37	81,5	-13,93	-9,52	55,91	-14,96	-14,96	55,91	-9,52	4,8
II	1-2	-8,72	91,12	-8,72	-5,88	88,8	-11,32	-11,32	88,8	-5,88	-3,68	61,75	-9,12	-9,12	61,75	-3,68	3,9
II	1-2	-5,8	96,22	-5,8	-0,36	93,9	-5,8	-5,8	93,9	-0,36	0,4	65,82	-5,62	-5,62	65,82	0,4	2,10
I	1-2	-3,85	2,5	-3,54	3,02	2,99	-9,11	-10,6	1,81	2,15	4,03	2,52	-8,19	-9,04	1,34	3,07	2
	2-3	-3,54	2,7	-3,56	2,15	2,6	-9,13	-9,11	2,6	2,13	3,07	2,13	-8,21	-8,19	2,13	3,05	
	3-4	-3,56	2,7	-3,54	2,13	2,6	-9,11	-9,13	2,6	2,15	3,05	2,13	-8,19	-8,21	2,13	3,07	
	4-5	-3,54	2,5	-3,85	2,15	1,81	-10,6	-9,11	2,99	3,02	3,07	1,34	-9,04	-8,19	2,52	4,03	

Portiques transversaux - Combinaison des efforts [moment (t.m)] dans les poutres

Portiques Transversaux - Combinaison des efforts dans les poutres [Effort Tranchant (+)]

Niveau	Travée	G+1,2D		G+R+SE		G+R-SE		0,8G+SE		0,8G-SE		Portique
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	
I	A-B	2,42	-2,52	-0,65	-5,54	5,44	+0,56	-1,32	-4,76	4,72	1,28	1
	B-C	2,48	-2,48	0,15	-4,77	4,77	-0,15	-0,56	-4,01	4,01	0,56	
	C-D	2,48	-2,48	0,15	-4,77	4,77	-0,15	-0,56	-4,01	4,01	0,56	
	D-E	2,52	-2,42	-0,56	-5,44	5,54	0,65	-1,28	-4,72	4,76	1,32	
I	A-B	5,73	-5,59	2,88	-8,61	8,49	-2,76	1,38	-6,8	6,91	-1,28	1
	B-C	5,70	-5,70	3,1	-7,98	7,97	-3,11	1,61	-6,62	6,61	-1,62	
	C-D	5,69	-5,70	3,11	-7,97	7,98	-3,1	1,62	-6,62	6,62	-1,61	
	D-E	5,59	-5,73	2,76	-8,49	8,61	-2,88	1,98	-6,91	6,8	-1,38	
II	A-B	+2,42	-2,52	+0,65	-5,54	5,44	+0,56	-1,32	-4,76	4,72	1,28	11
	B-C	+2,48	-2,48	+0,15	-4,77	4,77	-0,15	-0,56	-4,01	4,01	0,56	
	C-D	2,48	-2,48	+0,15	-4,77	4,77	-0,15	-0,56	-4,01	4,01	0,56	
	D-E	2,52	-2,42	-0,56	-5,44	5,54	0,65	-1,28	-4,72	4,76	1,32	
I	A-B	4,12	-4,01	1,36	-6,77	6,88	-1,25	0,54	-5,97	6,06	-0,45	11
	B-C	4,09	-4,09	1,59	-6,59	6,59	-1,59	0,77	-5,77	5,77	-0,77	
	C-D	4,09	-4,09	1,59	-6,59	6,59	-1,59	0,77	-5,77	5,77	-0,77	
	D-E	4,01	-4,12	1,25	-6,88	6,77	-1,36	0,45	-6,06	5,97	-0,54	
II	1-2	22,78	-22,78	21,91	-22,54	22,54	-21,91	15,19	-15,79	15,79	-15,19	6
II	1-2	22,7	-22,7	21,84	-22,44	22,44	-21,84	15,19	-15,79	15,79	-15,19	5,7
II	1-2	22,62	-22,62	21,78	-22,38	22,38	-21,78	15,19	-15,79	15,79	-15,19	4,8
II	1-2	22,57	-22,57	21,73	-22,33	22,33	-21,73	15,19	-15,79	15,79	-15,19	3,9
II	1-2	22,54	-22,54	21,71	-22,31	22,31	-21,71	15,19	-15,79	15,79	-15,19	2,10
I	1-2	5,73	-5,59	2,88	-8,61	8,49	-2,76	1,38	-6,8	6,91	-1,28	2
	2-3	5,70	-5,70	3,1	-7,98	7,97	-3,11	1,61	-6,62	6,61	-1,62	
	3-4	5,69	-5,70	3,11	-7,97	7,98	-3,1	1,62	-6,62	6,62	-1,61	
	4-5	5,59	-5,73	2,76	-8,49	8,61	-2,88	1,98	-6,91	6,8	-1,38	

Niv	Port	Pot	G+1,2P			G+P+1,2SI			G+P-1,2SI			0,8G+SI			0,8G-SI		
			M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)
II	3,9	1	0	0	27,98	-3,27	0,17	27,02	3,27	-0,17	27,62	-2,72	0,14	18,94	2,72	-0,14	21,96
		2	0	0	"	"	"	27,62	"	"	27,02	"	"	21,96	"	"	18,94
	4,8	1	0	0	30,6	"	"	29,57	"	"	30,17	"	"	20,7	"	"	21,3
		2	0	0	"	"	"	30,17	"	"	29,57	"	"	21,3	"	"	20,7
	5,7	1	0	0	32,24	"	"	32,17	"	"	32,73	"	"	22,46	"	"	23,06
		2	0	0	"	"	"	32,73	"	"	32,17	"	"	23,06	"	"	22,46
	6	1	0	0	35,87	"	"	34,64	"	"	35,36	"	"	24,22	"	"	24,82
		2	0	0	"	"	"	35,36	"	"	34,64	"	"	24,82	"	"	24,22
	2,10	1	0	0	25,39	"	"	24,5	"	"	25,1	"	"	17,18	"	"	17,78
		2	0	0	"	"	"	25,1	"	"	24,5	"	"	17,78	"	"	17,18
I	3,9	1	0	0	32,81	0,17	3,99	31,95	-0,17	-3,99	32,45	0,14	3,32	22,81	-0,14	-3,32	23,41
		2	0	0	"	"	"	32,45	"	"	31,95	"	"	23,41	"	"	22,81
	4,8	1	0	0	35,42	"	"	34,4	"	"	35	"	"	24,56	"	"	25,17
		2	0	0	"	"	"	35,0	"	"	34,4	"	"	25,17	"	"	24,56
	5,7	1	0	0	38,06	"	"	36,96	"	"	37,56	"	"	26,33	"	"	26,93
		2	0	0	"	"	"	37,56	"	"	36,96	"	"	26,93	"	"	26,33
	6	1	0	0	40,7	"	"	39,45	"	"	40,19	"	"	28,09	"	"	28,69
		2	0	0	"	"	"	40,19	"	"	39,45	"	"	28,69	"	"	28,09
	10	1	0	0	30,22	"	"	29,33	"	"	29,83	"	"	21,05	"	"	21,65
		2	0	0	"	"	"	29,83	"	"	29,33	"	"	21,65	"	"	21,05

Portiques Transversaux 2 à 10 [ Efforts dans les poteaux (M,N) ]

Niv	Pot	G + 1,2 P			G + P + 1,2 SI			G + P - 1,2 SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)	M <sub>S</sub> (tm)	M <sub>I</sub> (tm)	N <sub>c</sub> (t)
I	1	1,62	-1,62	39,47	-1,11	2,47	31,54	4,29	-5,65	45,73	-1,08	2,21	22,53	3,42	-4,55	34,09
	2	0	0	16,2	-3,42	4,16	17,22	3,42	-4,16	14,82	-2,25	3,47	13,08	2,25	-3,47	12,09
	3	0	0	16,25	"	"	16,07	"	"	16,07	"	"	12,12	"	"	12,12
	4	0	0	16,2	"	"	14,83	"	"	17,22	"	"	12,09	"	"	13,08
	5	-1,62	1,62	39,47	-4,29	5,65	45,73	1,11	-2,47	31,54	-3,42	4,55	34,09	1,08	-2,21	22,53
II	Idem portique 10,															

Portique Transversal "2" Efforts dans les poteaux (M, N)

Portique Longitudinal - Combinaison des effort tranchant (t) dans les poutres

Niveau	Travée	G + 1,2P		G + P + SI		G + P - SI		0,8G + SI		0,8G - SI	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
II	1-2	1,00	-1,04	-2,49	-4,53	4,49	2,45	-2,69	-4,32	4,29	2,66
	2-3	1,05	-1,02	-1,43	-3,50	3,53	1,46	-1,64	-3,30	3,32	1,66
	3-4	1,03	-1,03	-1,45	-3,51	3,51	1,45	-1,66	"	3,30	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6-7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7-8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	8-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	9-10	1,02	-1,05	-1,46	-3,53	3,50	1,43	"	-3,32	"	1,64
	10-11	1,04	-1,00	-2,45	-4,49	4,53	2,49	-2,66	-4,29	4,32	2,69
I	1-2	1,76	-1,70	-0,39	-3,85	3,91	0,45	-0,74	-3,51	3,56	0,79
	2-3	1,6	-1,59	-0,97	-4,16	4,17	0,98	-1,29	-3,84	3,85	1,30
	3-4	1,59	"	-0,98	"	4,16	"	"	"	"	"
	4-5	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	5-6	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	6-7	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	7-8	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	8-9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	9-10	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	10-11	1,56	"	-0,45	-3,74	3,71	0,56	-0,9	-3,42	3,40	0,98

Niveau	Travée	G			G + v			G - v			G + 1,925V			G - 1,925V		
		M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>k</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>k</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>k</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>k</sub>	M <sub>w</sub>	M <sub>e</sub>	M <sub>k</sub>
II	1-2	-0,85	-0,85	0,55	-0,64	-0,98	0,59	-1,06	-0,72	0,51	-0,44	-1,1	0,63	-1,25	-0,6	0,47
	2-3	"	"	"	-0,72	"	0,55	-0,98	"	0,55	-0,6	-1,1	0,55	-1,1	"	0,55
	3-4	"	"	"	"	-1,06	0,51	"	-0,64	0,59	"	-1,25	0,47	"	-0,44	0,63
I	1-2	-1,92	-1,6	0,9	-1,34	-1,95	1,01	-2,5	-1,25	0,79	-0,8	-2,27	1,31	-3,04	-0,93	0,49
	2-3	-1,6	"	1,06	-1,25	"	1,06	-1,95	"	1,06	-0,93	"	1,06	-2,27	"	1,06
	3-4	"	-1,92	0,9	"	-2,5	0,79	"	-1,34	1,01	"	-3,04	0,49	"	-0,8	1,31

Niveau	Travée	G		G + v		G - v		G + 1,925V		G - 1,925V	
		T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>	T <sub>w</sub>	T <sub>e</sub>
II	1-2	0,82	-0,82	0,9	-0,74	0,74	-0,9	0,97	-0,67	0,67	-0,97
	2-3	"	"	0,89	-0,76	0,76	-0,88	0,94	-0,70	0,70	-0,94
	3-4	"	"	0,9	-0,74	0,74	-0,9	0,97	-0,67	0,67	-0,97
I	1-2	2,58	-2,43	2,8	-2,21	2,36	-2,65	3,0	-2,01	2,16	-2,85
	2-3	2,51	-2,51	2,68	-2,34	2,34	-2,6	2,84	-2,19	2,19	-2,84
	3-4	2,43	-2,58	2,65	-2,36	2,21	-2,8	2,85	-2,16	2,01	-3,0

Combinaison des efforts [ M (+m) et T (+) ] dans les poutres

Portique Extérieur

### Efforts dans les poteaux [Portique extérieur]

Niv	Pot	V <sub>N</sub>			G + 1,2P			G + P - 1,2V <sub>N</sub>			G + P + 1,2V <sub>N</sub>			0,8G + V <sub>N</sub>			0,8G - V <sub>N</sub>			G + P + γ <sub>w</sub> V <sub>e</sub>			G + P - γ <sub>w</sub> V <sub>e</sub>		
		M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>	M <sub>s</sub>	M <sub>I</sub>	N <sub>c</sub>
II	1	0,21	-0,11	0,1	0,85	0,92	1,29	0,6	1,055	1,17	1,10	0,785	1,41	0,89	0,623	1,13	0,47	0,62	0,93	1,25	0,70	1,48	0,45	1,14	1,1
	2	0,26	-0,14	0,033	0	0	2,11	-0,308	0,166	2,07	0,308	-0,166	2,15	0,256	-0,138	1,72	-0,256	0,138	1,65	0,49	-0,266	2,17	-0,49	0,266	2,05
	3	0,26	-0,14	-0,033	0	0	2,11	-0,308	0,166	2,15	0,308	-0,166	2,07	0,256	-0,138	1,65	-0,256	0,138	1,72	0,49	-0,266	2,05	-0,49	0,266	2,17
	4	0,21	-0,11	-0,1	-0,85	-0,92	1,29	-1,10	-0,785	1,41	-0,6	-1,055	1,17	-0,47	-0,62	0,93	-0,89	-0,623	1,13	-0,45	-1,14	1,1	-1,25	-0,70	1,48
I	1	0,46	0,70	0,36	1,00	1,00	4,34	0,445	1,833	3,91	1,555	0,167	4,77	1,26	0,11	3,83	0,34	1,49	3,11	1,89	-0,34	5,03	0,11	2,34	3,65
	2	0,57	0,85	0,12	0	0	7,52	-0,681	1,022	7,38	0,681	-1,022	7,66	0,568	-0,852	6,13	-0,568	0,852	5,89	1,09	-1,64	7,75	-1,09	1,64	7,29
	3	0,57	0,85	-0,12	0	0	7,52	-0,681	1,022	7,66	0,681	-1,022	7,38	0,568	-0,852	5,89	-0,568	0,852	6,13	1,09	-1,64	7,29	-1,09	1,64	7,75
	4	0,46	0,70	-0,36	-1,00	-1,00	4,34	-1,555	-0,167	4,77	-0,445	-1,833	3,91	-0,34	-1,49	3,11	-1,26	-0,11	3,83	-0,11	-2,34	3,65	-1,89	0,34	5,03



**FERRAILLAGES'  
DES'  
PORTIQUES'**

# FERRAILLAGE DES POTEAUX

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles en béton et acier du 1<sup>er</sup> genre majorées de 50% RPA (Art 4.2.2.1)

## Armatures longitudinales (Art 4.2.3.1)

- Les armatures longitudinales doivent être en H.A, droites et sans crochets
- pourcentage minimale :  $w_{\min} = 0,8\%$  en zone I
- pourcentage maximale :  $w_{\max} = 4\%$  en zone I
- le diamètre minimum des aciers :  $\phi_{\min} = 12\text{mm}$  en zone I
- longueur de recouvrement minimal est de  $50\phi$  en zones I et II
- la distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zones I et II
- les jonctions par recouvrement doivent être à l'extérieur des zones nodales

## Armatures Transversales

- Elles auront un diamètre minimum de 6mm (HA) et 8mm (Adx) avec des pourcentages minimum  $\beta_{t1}$  et  $\beta_{t2}$  égaux à 0,3% ( $\beta_{ti} = \frac{A_{ti}}{b_i t}$ )
- la section  $A_t = \frac{1,25 T \cdot t}{h_j \sigma_{ent}}$
- la quantité d'armatures minimale  $A_t = 0,003 \cdot t \cdot b_1$  en zone I
- espacement - zone nodale y compris la hauteur du noeud  
 $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm})$
- zone courante  $t \leq 12\phi$

N-B :  $\phi$  étant le plus petit diamètre des armatures longitudinales

## Ferraillage des poteaux

par simplification on ne fait pas état dans les calculs des efforts tranchant dans les poteaux (Art 15 CCBA 68).

On fera le calcul sous  $SP_1$  et sous la plus défavorable des combinaisons sous  $SP_2$  et on optera pour la plus grande section d'acier.

on distingue 3 types d'effort

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

## \* Méthode de calcul

on adopte la méthode citée dans Pierre Charon  
on a que des poteaux rectangulaires

$$-\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 = \frac{M}{N} \geq \frac{h_t}{2}$$

$$-\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_t}{2} \quad \text{avec } e_1 = \frac{h_t}{6}$$

2. cas peuvent se présenter

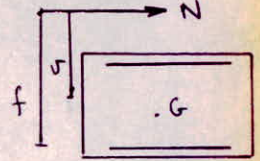
- . section entièrement comprimée (S.E.C) si  $e_0 \leq e_1$
- . section partiellement comprimée (S.P.C) si  $e_0 > e_1$

### \* Ferrailage d'une section partiellement comprimée

l'effort normal  $N$  est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène. le ferrailage sera symétrique.

méthode à suivre

on calcul le moment fictif  $M_f = N \cdot f$  avec  $f = \frac{h_t}{2} - d + e_0$   
la section d'armatures est calculée sous  $M_f$  en F.S



on a 2 cas:

- si  $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$  pas d'armatures comprimées

. La section d'acier en flexion simple ( $A_{f.s}$ ) sera égale à  $\frac{M_f}{\bar{\sigma}_a E h} = A_{f.s}$

. La section d'acier en flexion composée ( $A_{f.c}$ ) sera égale :

$$A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} \quad (N < 0 \rightarrow \text{traction})$$

- si  $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$  les armatures comprimées sont nécessaires

on calcul les sections d'aciers en flexion simple  $A'_{f.s}$  et  $A_{f.s}$  sous  $M_f$

les sections en flexion composée -  $A'_{f.c} = A'_{f.s}$

$$- A_{f.c} = A_{f.s} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

### \* Ferrailage d'une section entièrement comprimée

on ferraille symétriquement

on calcul  $\sigma'_b$  comme précédemment puis on calcul successivement  $\delta' = \frac{d'}{h_t}$

$$\beta = \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot \frac{h_t}{N}, \quad \beta = \frac{6M_{GB}}{h_t \cdot N} = \frac{6e_0}{h_t}$$

- avec  $M_{GB} = M^{\frac{b}{c}}$  de flexion par rapport au C.D.G du béton seul

$$C = 0,27(1 - 2\delta')^2 \beta, \quad D = 0,3(\beta - \beta) - 0,9(1 - \beta)(1 - 2\delta')^2, \quad E = -1 - \beta + \beta$$

$$B'_0 = bh_t + 2nA', \quad I = \frac{bh_t^3}{12} + 2nA' \left( \frac{h_t}{2} - \delta' h_t \right) \quad \text{avec } A' = A'_1 + A'_2$$

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

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

$$\text{d'où en déduit } A'_1 = A'_2 = \frac{\bar{\omega} b h_t}{100}$$

calcul de  $A'_{f.s}$  et de  $A_{f.s}$

$$\bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b \quad \text{et} \quad \sigma'_a = \frac{15(\alpha - \delta')}{2} \bar{\sigma}'_b \quad \text{avec } \delta' = \frac{d'}{h}$$

$$M_0 = \mu' b h^2 \bar{\sigma}'_b, \quad \Delta M = M - M_0$$

$$d' \text{ où } A'_{f.s} = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a} \quad \text{et} \quad A_{f.s} = \bar{w} \frac{bh}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma_a}$$

$\mu'$ ,  $\bar{w}$  sont donnés par le tableau

#### \* Pourcentage minimum d'armatures (Art 3.2.2 et 5.3.2 CBA 68)

$$w_f = \frac{A_l}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

- avec  $\sigma'_m$  = contrainte moyenne de compression dans le béton =  $\frac{N'}{B}$

$\theta_1$  tient compte de l'excentricité = 1,8 pour poteau d'angle B'

1,4 pour poteau de rive

1,0 pour poteau central

$\theta_2$  dépend de la longueur de flambement du poteau  $l_c$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad \text{avec } a = \text{petite dimension}$$

$c = \text{enrobage des armatures} = 3 \text{ cm}$

$\theta_3$  dépend de la nature des aciers =  $1 + \frac{2160}{\sigma_{em}}$  avec  $\sigma_{em} = 4120 \text{ bars}$

en compression simple la section d'armatures longitudinales doit

vérifier :

$$A_l \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\sigma'_{b0}}$$

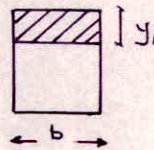
$$A_l \geq \frac{1}{15} \left( \frac{N'}{\sigma'_{b0}} - B \right)$$

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

le RPA exige que :  $\frac{B}{125} \leq A_l \leq \frac{B}{25}$

pour une section partiellement comprimée  $\sigma'_m = \frac{N'}{B'} = \frac{N'}{y_1 b}$

- avec  $y_1 = \alpha h$  et  $\alpha = \frac{h \bar{\sigma}'_b}{h \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}'_a}$



#### \* Flambement des poteaux

la longueur de flambement d'un poteau d'un bâtiment à étage multiple  $l_c = 0,7 l_0$ , encastres dans le massif de fondation

- assemblés à des poutres de planchers ayant au moins la même raideur que le poteau.

l'élancement du poteau  $\lambda = \frac{l_c}{i}$  avec  $i$  : rayon de giration

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

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

-accidentelle  $f_{lc} = 0,16(\lambda - 35) e_0$  à ajouter à  $\frac{h_t}{2}$  - d

Pour notre cas

\* longitudinalement

$$l_0 = 4,3 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{l_c}{i} = \frac{0,7 l_0}{\left(\frac{I}{B}\right)^{1/2}} = \frac{0,7 \cdot 430}{\left(\frac{35^3 \cdot 40}{12 \cdot 35 \cdot 70}\right)^{1/2}} = 29,79 < 35$$

donc pas de flambement

\* transversalement

$$l_0 = 4,3 \text{ m} \rightarrow \lambda = \frac{0,7 l_0 \sqrt{12}}{40} = 26,07 < 35 \text{ - donc pas de flambement}$$

$$l_0 = 7,5 \text{ m} \rightarrow \lambda = 45,46 > 35 \text{ - donc on tient compte du flambement}$$

\* Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{nT}{b z} \leq \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28} = 41,25 \text{ kg/cm}^2$$

-avec

• T : effort tranchant

• z : bras de levier =  $7/8 h$

• b : largeur du poteau - dans le sens considéré

• n =  $\begin{cases} -2 & \text{si } \lambda \geq 15 \text{ dans la direction considérée} \\ -3 & \text{si } \lambda < 15 \text{ dans la direction considérée} \end{cases}$

$$\text{-avec } \lambda = \frac{l_c}{i}$$

\* armatures transversales

-pour tous les poteaux on utilise (1 cadre + 1 étrier)  $\phi 8$  - donc

4 brins  $\phi 8$  d'où  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ , on utilise des aciers (H.A) FeE24

tandis que pour le portique extérieur on utilise (1 cadre  $\phi 8$ ) donc

2 brins  $\phi 8$  d'où  $A_t = 1,00 \text{ cm}^2$ .

$$\text{on a } t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \text{ d'après RPA (Art 4.2.2.1)}$$

$$\text{-d'où } \bar{\sigma}_{at} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (FeE24)}$$

$$\text{pourcentage min } A_t^{\text{min}} = - 0,003 \cdot 14 \cdot 40 = 1,68 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2$$

$$(1) - 0,003 \cdot 11 \cdot 25 = 0,825 \text{ cm}^2 < 1,00 \text{ cm}^2$$

(1) c'est pour le portique extérieur

Poteau d'angle $h_t = 40\text{cm}$ , $b = 40\text{cm}$																				
Sens Longitudinal $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,40}{6} = 0,066$																				
Niv	SP <sub>1</sub> (N, M)					SP <sub>2</sub> (N <sup>max</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>min</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>corr</sup> , M <sup>max</sup> )				
	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>corr</sup>	M <sup>max</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$
II	5,145	0,35	0,068	S.P.C	92,02	9,23	7,06	0,765	S.P.C	205,5	0,11	-5,36	48,73	S.P.C	205,5	9,23	7,06	0,765	S.P.C	205,5
I	14,82	0,27	0,018	S.E.C	74,79	21,3	-2,62	0,123	S.P.C	166,58	3,85	-1,77	0,459	S.P.C	205,5	21,3	-2,62	0,123	S.P.C	166,58

Poteaux intermediaires $h_t = 35\text{cm}$ , $b = 40\text{cm}$																					
Sens Longitudinal $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,35}{6} = 0,058\text{cm}$																					
Pot	Niv	SP <sub>1</sub> (N, M)					SP <sub>2</sub> (N <sup>max</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>min</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>corr</sup> , M <sup>max</sup> )				
		N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>corr</sup>	M <sup>max</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$
6	II	40,37	0	0	C.S	68,5	39,54	-7,44	0,18	S.P.C	205,5	28,32	6,2	0,22	S.P.C	205,5	39,54	7,44	0,18	S.P.C	205,5
	I	45,06	0	0	C.S	68,5	44,23	2,00	0,045	S.E.C	129,31	32,1	1,67	0,052	S.E.C	133,45	44,23	2,00	0,045	S.E.C	129,31
4	II	35,25	0	0	C.S	68,5	34,54	-7,44	0,21	S.P.C	205,5	24,8	6,2	0,25	S.P.C	205,5	34,54	7,44	0,21	S.P.C	205,5
	I	39,94	0	0	C.S	68,5	39,23	2,00	0,051	S.E.C	132,87	28,55	1,67	0,058	S.E.C	136,99	39,23	2,00	0,051	S.E.C	132,87
2	II	30,16	0	0	C.S	68,5	30,7	-7,44	0,24	S.P.C	205,5	20,29	2,00	0,098	S.P.C	160,65	30,7	7,44	0,24	S.P.C	205,5
	I	37,18	0,01	$\frac{2,7}{10}$	S.E.C	68,6	37,12	2,00	0,054	S.E.C	134,64	25,47	-1,67	0,065	S.E.C	141,15	37,12	2,00	0,054	S.E.C	134,64

Poteau B $b = 35 \text{ cm}, h_f = 40 \text{ cm}$																				
Sens Transversal $e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,066 \text{ m}$																				
	$SP_1 (N, M)$					$SP_2 (N^{\max}, M^{\text{corr}})$					$SP_2 (N^{\min}, M^{\text{corr}})$					$SP_2 (N^{\text{corr}}, M^{\max})$				
	Niv	N	M	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\min}$	$M^{\text{corr}}$	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\text{corr}}$	$M^{\max}$	$e_0$	Soll
II	6,18	0	0	C.S	68,5	6,81	-12,34	1,81	S.P.C	205,5	3,67	10,28	2,8	S.P.C	205,5	6,81	-12,34	1,81	S.P.C	205,5
I	19,97	0	0	C.S	68,5	20,11	4,16	0,21	S.P.C	205,5	12,77	3,47	0,27	S.P.C	205,5	20,11	4,16	0,21	S.P.C	205,5

Poteau A $b = 40 \text{ cm}, h_f = 40 \text{ cm}$																				
Sens Transversal $e_1 = \frac{h_f}{6} = \frac{0,4}{6} = 0,066 \text{ m}$																				
	$SP_1 (N, M)$					$SP_2 (N^{\max}, M^{\text{corr}})$					$SP_2 (N^{\min}, M^{\text{corr}})$					$SP_2 (N^{\text{corr}}, M^{\max})$				
	Niv	N	M	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\max}$	$M^{\text{corr}}$	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\min}$	$M^{\text{corr}}$	$e_0$	Soll	$\bar{\sigma}_b$	$N^{\text{corr}}$	$M^{\max}$	$e_0$	Soll
II	4,08	2,13	0,522	S.P.C	137	7,05	11,48	1,63	S.P.C	205,5	-0,002	7,46	3730	S.P.C	205,5	7,05	11,48	1,63	S.P.C	205,5
I	14,58	1,73	0,118	S.P.C	109,32	21,38	5,75	0,27	S.P.C	205,5	5,21	2,18	0,42	S.P.C	205,5	21,38	-5,75	0,27	S.P.C	205,5

Poteau  $h_1 = 40 \text{ cm}$ ,  $b = 35 \text{ cm}$

Sens Transversal  $e_1 = \frac{h_1}{6} = 0,066 \text{ m}$

		SP <sub>1</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>					SP <sub>2</sub>				
Pot	Niv	N	M	e <sub>o</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>o</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>o</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	Corr N	M <sup>max</sup>	e <sub>o</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$
1 Port 6	II	35,87	0	0	C.S	68,5	35,36	3,27	0,092	S.P.C	150,49	24,22	2,72	0,112	S.P.C	161,03	35,36	3,27	0,092	S.P.C	150,49
	I	40,7	0	0	C.S	68,5	40,19	3,99	0,099	S.P.C	154,12	28,09	3,32	0,118	S.P.C	163,98	40,19	3,99	0,099	S.P.C	154,12
1 Port 4	II	30,6	0	0	C.S	68,5	30,17	3,27	0,108	S.P.C	158,99	20,7	2,72	0,131	S.P.C	170,73	30,17	3,27	0,108	S.P.C	158,99
	I	35,42	0	0	C.S	68,5	35,00	3,99	0,114	S.P.C	161,91	24,56	3,32	0,135	S.P.C	172,81	35,0	3,99	0,114	S.P.C	161,91
1 Port 10	II	25,39	0	0	C.S	68,5	25,1	3,27	0,13	S.P.C	170,21	17,18	2,72	0,158	S.P.C	184,74	25,1	3,27	0,13	S.P.C	170,21
	I	30,22	0	0	C.S	68,5	29,83	3,99	0,134	S.P.C	172,29	21,05	3,32	0,158	S.P.C	184,74	29,83	3,99	0,134	S.P.C	172,29
1 Port 2	II	25,39	0	0	C.S	68,5	25,1	3,27	0,13	S.P.C	170,21	17,18	2,72	0,158	S.P.C	184,74	25,1	3,27	0,13	S.P.C	170,21
	I	39,47	1,62	0,04	S.F.C	82,68	45,73	5,65	0,124	S.P.C	167,1	22,53	2,21	0,098	S.P.C	153,61	45,73	5,65	0,124	S.P.C	167,1

;

74



Sollcitation			SP <sub>1</sub> (N, M)					SP <sub>2</sub> (N <sup>max</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>min</sup> , M <sup>corr</sup> )					SP <sub>2</sub> (N <sup>corr</sup> , M <sup>max</sup> )				
Pot	exc	Niv	N	M	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>max</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>min</sup>	M <sup>corr</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$	N <sup>corr</sup>	M <sup>max</sup>	e <sub>0</sub>	Soll	$\bar{\sigma}_b$
1	e <sub>1</sub> = 0,042, e <sub>2</sub> = 0,125	II	1,29	0,92	0,713	S.P.C	137	1,48	1,25	0,845	S.P.C	205,5	0,93	0,62	0,666	S.P.C	205,5	1,48	1,25	0,845	S.P.C	205,5
		I	4,34	1,00	0,230	S.P.C	137	5,03	1,89	0,376	S.P.C	205,5	3,11	1,49	0,479	S.P.C	205,5	3,65	2,34	0,641	S.P.C	205,5
2	e <sub>1</sub> = 0,042, e <sub>2</sub> = 0,125	II	2,11	0	0	C.S	68,5	2,17	0,49	0,226	S.P.C	205,5	1,65	0,26	0,157	S.P.C	205,5	2,17	0,49	0,226	S.P.C	205,5
		I	7,52	0	0	C.S	68,5	7,75	1,64	0,212	S.P.C	205,5	5,89	0,852	0,145	S.P.C	205,5	7,75	1,64	0,212	S.P.C	205,5

Pontique extérieur

Sens	Port	Niv	N(t)	$\bar{\sigma}_b$	Soll	$\alpha$	$y_1$	$\sigma'_m$	$\theta_1$	$\theta_2$	$\theta_3$	B (cm <sup>2</sup> )	$A_L^{min}$
Transversal	A	II	4,08	137,0	S.P.C	0,423	15,65	7,45	1,8	2,45	1,524	1600	1,46
		I	14,58	109,32	S.P.C	0,369	13,65	30,52	1,8	2,95	1,524	1600	7,21
	B	II	6,18	68,5	C.S	—	—	—	1,4	2,67	1,524	1400	0,64
		I	19,97	68,5	C.S	—	—	—	1,4	3,24	1,524	1400	2,52
	$\frac{1}{2}$ Port 10	II	25,39	68,5	C.S	—	—	—	1,4	6,6	1,524	1400	7,76
	$\frac{1}{2}$ Port 4	II	30,6	68,5	C.S	—	—	—	1,4	6,6	1,524	1400	9,1
	$\frac{1}{2}$ Port 6	II	35,87	68,5	C.S	—	—	—	1,4	6,6	1,524	1400	10,46
	$\frac{1}{2}$ Port 2	II	25,39	68,5	C.S	—	—	—	1,4	2,67	1,524	1400	2,64
		I	39,47	82,68	S.F.C	—	—	—	1,4	3,24	1,524	1400	4,98
	Longitudinal	6	II	40,37	68,5	C.S	—	—	—	1,4	2,67	1,524	1400
I			45,06	68,5	C.S	—	—	—	1,4	3,24	1,524	1400	5,68
4		II	35,25	68,5	C.S	—	—	—	1,4	2,67	1,524	1400	3,66
		I	39,94	68,5	C.S	—	—	—	1,4	3,24	1,524	1400	5,04
2		II	30,16	68,5	C.S	—	—	—	1,4	2,67	1,524	1400	3,13
		I	37,18	68,5	C.S	—	—	—	1,4	3,24	1,524	1400	4,69
1		II	5,145	92,02	S.P.C	0,33	10,56	12,18	1,8	2,45	1,524	1600	2,39
		I	14,82	74,79	S.F.C	0,28	—	—	1,8	2,95	1,524	1600	2,19

Armatures Minimales sous SP<sub>1</sub>

Poteau	Poteau d'Angle 1 = A								Poteau B			
Soll	$(N^{\max}, M^{\text{Corr}}) = (M^{\max}, N^{\text{Corr}})$				$(N^{\min}, M^{\text{Corr}})$				$(N^{\max}, M^{\text{Corr}})$		$(N^{\min}, M^{\text{Corr}})$	
Sens	Longitudinal		Transversal		Transversal		Longitudinal		Transversal		Transversal	
Niv	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I
N	9,23	21,3	7,05	21,38	-0,002	5,21	0,11	3,85	6,81	20,11	3,07	12,77
M	7,06	2,62	11,48	5,75	7,46	2,18	5,36	1,77	12,34	4,16	10,28	3,47
$e_0$	0,765	0,123	1,63	0,27	3730	0,42	48,73	0,459	1,81	0,21	2,8	0,27
$\sigma_b$	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5
f	0,935	0,293	1,8	0,44	3730,17	0,59	48,9	0,629	1,98	0,38	2,97	0,44
$M_f$	8,63	6,24	12,69	9,41	7,46	3,07	5,38	2,42	13,48	7,64	9,12	5,62
$\mu$	0,0563	0,0407	0,0828	0,0614	0,0486	0,02	0,0351	0,0158	0,1005	0,0569	0,068	0,041
$\epsilon$	0,9012	0,9143	0,8836	0,8974	0,9074	0,9379	0,9198	0,9145	0,874	0,9008	0,8929	0,913
$\kappa$	35,6	43,35	28,0	33,7	39,0	65,5	47,3	75,0	24,69	35,4	31,7	42,6
$\sigma'_b$	117,98	96,88	150	124,63	107,69	64,12	88,79	56	170,11	118,64	132,49	98,5
Af.s	6,16	4,39	9,24	6,75	5,29	2,1	3,76	1,65	9,92	5,46	6,57	3,96
Af.c	3,96	<0	7,56	1,66	5,29	0,86	3,73	0,73	8,3	0,67	5,84	0,92

Armatures sous  $SP_2$

## Sens Transversal

Pot	Pot 1, Port 6		Pot 1, Port 4		Pot 1, Port 10		Pot 1, Port 2			
Soll	$N^{max}$ $M^{corr}$	$N^{min}$ $M^{corr}$	$N^{max}$ $M^{corr}$	$N^{min}$ $M^{corr}$	$N^{max}$ $M^{corr}$	$N^{min}$ $M^{corr}$	$(N^{max}, M^{corr})$	$(N^{min}, M^{corr})$	$(N^{min}, M^{corr})$	$(N^{max}, M^{corr})$
Niv	II	II	II	II	II	II	II	I	I	II
Soll	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
N	40,19	28,09	35,0	24,56	29,83	21,05	25,1	45,73	22,53	17,18
M	3,99	3,32	3,99	3,32	3,99	3,32	3,27	5,65	2,21	2,72
$e_0$	0,099	0,118	0,114	0,135	0,134	0,158	0,13	0,124	0,098	0,158
$\sigma_b$	154,12	163,98	161,91	172,81	172,29	184,74	170,21	167,1	153,61	184,74
$f$	0,435	0,485	0,474	0,53	0,528	0,592	0,3	0,294	0,268	0,328
$M_f$	17,48	13,62	16,59	13,03	15,75	12,46	7,53	13,44	6,04	5,63
$\mu$	0,1303	0,1015	0,1236	0,0971	0,1174	0,0929	0,0561	0,1002	0,0450	0,0420
$\epsilon$	0,8602	0,8734	0,863	0,8756	0,8658	0,8778	0,9014	0,8741	0,9104	0,9132
$\kappa$	29,8	24,5	21,5	25,2	22,26	25,95	35,85	24,7	40,8	42,6
$\sigma'_b$	201,92	171,43	195,35	166,66	188,68	161,85	117,15	170,04	102,94	98,59
$\kappa$	27,25	25,61	25,94		24,38			25,13		
$\alpha$	0,355	0,3695	0,3664		0,3807			0,374		
$\mu'$	0,1565	0,162	0,1608		0,1662			0,1637		
$\bar{\omega}$	0,651	0,722	0,707		0,780			0,745		
$\gamma_1$	13,135	13,67	13,56		14,08			13,84		
$\sigma'_a$	1783,79	1919,9	1890,76		2033,7			1963,18		
$M_1$	11,55	12,73	12,47		13,72			13,11		
$\Delta M$	5,93	0,89	4,12		2,03			0,33		
$A'$	9,78	1,36	6,41		2,93			0,49		
$A_{fs}$	12,58	9,97	12,03	9,58	11,52	9,13	5,37	9,88	7,37	3,97
$A_{fc}$	3,01	3,28	3,7	3,73	4,42	4,12	<0	<0	3,29	<0

## Sens Longitudinal

Pot	6				4				10				2			
	max Corr N, M		min Corr N, M		max Corr N, M		min Corr N, M		max Corr N, M		min Corr N, M		max Corr N, M		min Corr N, M	
Niv	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I
Soll	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C
N	39,54	44,23	28,32	32,1	34,54	39,23	24,8	28,55	30,7	37,12	20,29	25,47	30,7	37,12	20,29	25,47
M	7,44	2,00	6,2	1,67	7,44	2,00	6,2	1,67	7,44	2,00	2,00	1,67	7,44	2,00	2,00	1,67
e <sub>0</sub>	0,18	0,045	0,22	0,052	0,21	0,051	0,25	0,058	0,24	0,054	0,098	0,065	0,24	0,054	0,098	0,065
$\bar{\sigma}_b$	205,5	129,31	205,5	133,45	205,5	132,87	205,5	136,99	205,5	134,64	160,65	141,15	205,5	134,64	160,65	141,15
f	0,325	0,19	0,365	0,20	0,355	0,196	0,395	0,203	0,385	0,199	0,243	0,21	0,385	0,199	0,243	0,21
M <sub>f</sub>	12,85	8,4	10,34	6,42	12,26	7,69	9,79	5,79	11,82	7,39	4,93	5,35	11,82	7,39	4,93	5,35
$\mu$	0,112		0,090		0,1068		0,0853		0,103		0,0429		0,103		0,0429	
E	0,8688		0,8794		0,8709		0,8821		0,8727		0,912		0,8727		0,912	
K	23,0		26,5		23,7		27,4		24,25		42,0		24,25		42,0	
$\sigma'_b$	182,61		158,49		177,21		153,28		173,19		100		173,19		100	
A <sub>fs</sub>	11,01		8,75		10,47		8,26		10,08		4,02		10,08		4,02	
A <sub>fc</sub>	1,60		2,00		2,25		2,35		2,77		<0		2,77		<0	
S'		0,0857		0,0857		0,0857		0,0857		0,0857		0,0857		0,0857		0,0857
f		4,09		5,82		4,74		6,72		5,08		7,76		5,08		7,76
$\beta$		0,771		0,891		0,874		0,994		0,926		1,11		0,926		1,11
C		0,76		1,08		0,88		1,24		0,94		1,44		0,94		1,44
D		2,9		4,46		3,74		5,25		3,77		6,17		3,77		6,17
E		2,32		3,93		2,87		4,73		3,15		5,65		3,15		5,65
$\bar{w}'$		-0,74		-1,27		-1,00		-1,3		-1,18		-1,32		-1,18		-1,32
A' <sub>1</sub>		<0		<0		<0		<0		<0		<0		<0		<0
A' <sub>2</sub>		<0		<0		<0		<0		<0		<0		<0		<0

## Choix des armatures des poteaux

Pot	Soll	SP <sub>2</sub>		SP <sub>1</sub>		A <sub>min</sub> <sup>RPA</sup>	A <sub>max</sub> <sup>RPA</sup>	A <sub>adoptée</sub>	Choix des barres
	Niv	A <sub>long</sub>	A <sub>tran</sub>	A <sub>min</sub> <sup>Long</sup>	A <sub>min</sub> <sup>Tran</sup>				
A = 1	II	3,96	7,56	2,39	1,46	12,8	64	13,25	2(3T14) + 2T16
	I	0,79	1,66	2,19	7,21	12,8	64	13,25	2(3T14) + 2T16
B = D	II	—	8,3	—	0,64	11,2	56	13,25	2(3T14+1T16)
	I	—	0,92	—	2,52	11,2	56	13,25	2(3T14) + 2T16
1 Port 6	II	2,00	9,78	4,20	10,46	11,2	56	13,25	2(3T14) + 2T16
	I	<0	9,78	5,68	10,46	11,2	56	13,25	2(3T14) + 2T16
1 Port 4	II	2,35	6,41	3,66	9,1	11,2	56	13,25	2(3T14) + 2T16
	I	<0	6,41	5,04	9,1	11,2	56	13,25	2(3T14) + 2T16
1 Port 10	II	2,77	4,42	3,13	7,76	11,2	56	12,31	2(4T14)
	I	<0	4,42	4,69	7,76	11,2	56	12,31	2(4T14)
1 Port 2	II	2,77	<0	3,13	2,64	11,2	56	12,31	2(4T14)
	I	<0	3,29	4,69	4,98	11,2	56	12,31	2(4T14)

Verification à l'effort tranchant pour les poteaux

Sens Longitudinal

Pot	Niv	$l_c(m)$	$I \cdot 10^{-4} (m^4)$	$B(m^2)$	$i \cdot 10^{-2} (m)$	$\lambda$	n	$Z(cm)$	$T(+)$	$Z_b(kg/cm^2)$
1	II	2,24	21,33	0,16	11,55	19,41	2	32,4	2,70	4,16
	I	3,01	21,33	0,16	11,55	26,08	2	32,4	0,76	1,17
6	II	2,24	14,29	0,14	10,10	22,18	2	28	3,51	6,27
	I	3,01	14,29	0,14	10,10	29,80	2	28	0,71	1,27
4	II	2,24	14,29	0,14	10,10	22,18	2	28	3,51	6,27
	I	3,01	14,29	0,14	10,10	29,80	2	28	0,71	1,27
10	II	2,24	14,29	0,14	10,10	22,18	2	28	3,51	6,27
	I	3,01	14,29	0,14	10,10	29,80	2	28	0,71	1,27

Sens Transversal

Pot	Niv	$l_c(m)$	$I \cdot 10^{-4} (m^4)$	$B(m^2)$	$i \cdot 10^{-2} (m)$	$\lambda$	n	$Z(cm)$	$T(+)$	$Z_b(kg/cm^2)$
A	II	2,24	21,33	0,16	11,54	19,41	2	32,4	4,07	6,28
	I	3,01	21,33	0,16	11,54	26,08	2	32,4	1,31	2,02
B	II	2,24	18,66	0,14	11,54	19,41	2	32,4	5,84	10,3
	I	3,01	18,66	0,14	11,54	26,08	2	32,4	1,47	2,6
<sup>1</sup> Pout 6	II	5,25	18,66	0,14	11,54	45,49	2	32,4	0,805	1,42
<sup>1</sup> Pout 4	II	5,25	18,66	0,14	11,54	45,49	2	32,4	0,805	1,42
<sup>1</sup> Pout 10	II	5,25	18,66	0,14	11,54	45,49	2	32,4	0,805	1,42

## Armatures Transversales et espacements

Pot	$2T(+)$	$z(cm)$	$A_t(cm^2)$	nbre cadres et étriers	$t(cm)$	zone courante		zone nodale	
						$E(cm)$	$t_{adopté}$	$E(cm)$	$t_{adopté}$
1	8,14	32,37	2,01	(1 cadre 1 étrier) $\phi 8$	19,17	16,8	14	14	12
2	11,68	32,37	2,01	"	13,37	16,8	10	14	9
6	7,02	28	2,01	"	19,23	19,2	14	15	12
4	7,02	28	2,01	"	19,23	16,8	14	14	12
2,10	7,02	28	2,01	"	19,23	14,4	14	12	10



Choix des armatures [ portique extérieur ] des poteaux

Poteau	Niveau	$A_L^{min}$ (SP <sub>1</sub> )	$A^L$ (SP <sub>2</sub> )	$A_{min}^{RPA}$	$A_{max}^{RPA}$	$A_{adopté}$	Choix des Barres
1	II	0,6	1,29	5,00	25,00	6,16	2(2T14)
	I	1,99	2,42	5,00	25,00	6,16	2(2T14)
2	II	0,28	0,29	5,00	25,00	6,16	2(2T14)
	I	0,8	1,04	5,00	25,00	6,16	2(2T14)

Armatures Transversales [ portique extérieur ]

Poteau	Niv	$l_c$ (m)	$I \cdot 10^{-4}$ (m <sup>4</sup> )	$B$ (m <sup>2</sup> )	$i \cdot 10^{-2}$ (m)	$\lambda$	$n$	$\bar{\epsilon}$ (cm)	$\tau$ (+)	$\tau_b$
1	II	2,275	3,25	0,0625	0,072	31,6	2	19,25	0,099	0,41
	I	2,275	3,25	0,0625	0,072	31,6	2	19,25	0,244	1,01
2	II	2,275	3,25	0,0625	0,072	31,6	2	19,25	0,121	0,50
	I	2,275	3,25	0,0625	0,072	31,6	2	19,25	0,299	1,24

Espacement des armatures transversales [ portique extérieur ]

Zone nodale		Zone courante		$l_d$ (cm)
$t_{adopté}$ (cm)	$\bar{t}$ (cm)	$t_{adopté}$ (cm)	$\bar{t}$ (cm)	
11	14	13	16,8	70

# FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article A.15 - du CCBA 68 il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres. Celles-ci seront ferrillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons  $SP_1$  et  $SP_2$ . Pour ce qui est du calcul on prend la sollicitation la plus défavorable en considérant  $M(SP_2)$  et  $1,5 M(SP_1)$

si  $M(SP_2) > 1,5 M(SP_1)$  on ferraille sous  $SP_2$

si  $M(SP_2) < 1,5 M(SP_1)$  on ferraille sous  $SP_1$

Pour les vérifications, on fait la vérification sous la sollicitation avec qui on a ferrillé sauf pour la vérification à la fissuration on a deux types de poutres

- poutre rectangulaire
- poutre en T

pour la méthode de calcul et l'étude des poutres on adopte la méthode citée dans PIERRE CHARON.

L'étude sera faite sans oublier les prescriptions du RPA 81

## Armatures longitudinales

le pourcentage minimale total est de 0,3% pour les H.A et de 0,5% pour les Adx tandis que le pourcentage maximal est de 2,5%.

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

$$A'_{\text{filantes}} \geq \max(A'_1/4, A'_2/4, 3\text{cm}^2)$$

avec  $A'_1, A'_2$  sections d'armatures comprimées des chapeaux à gauche et à droite.

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

## Armatures transversales

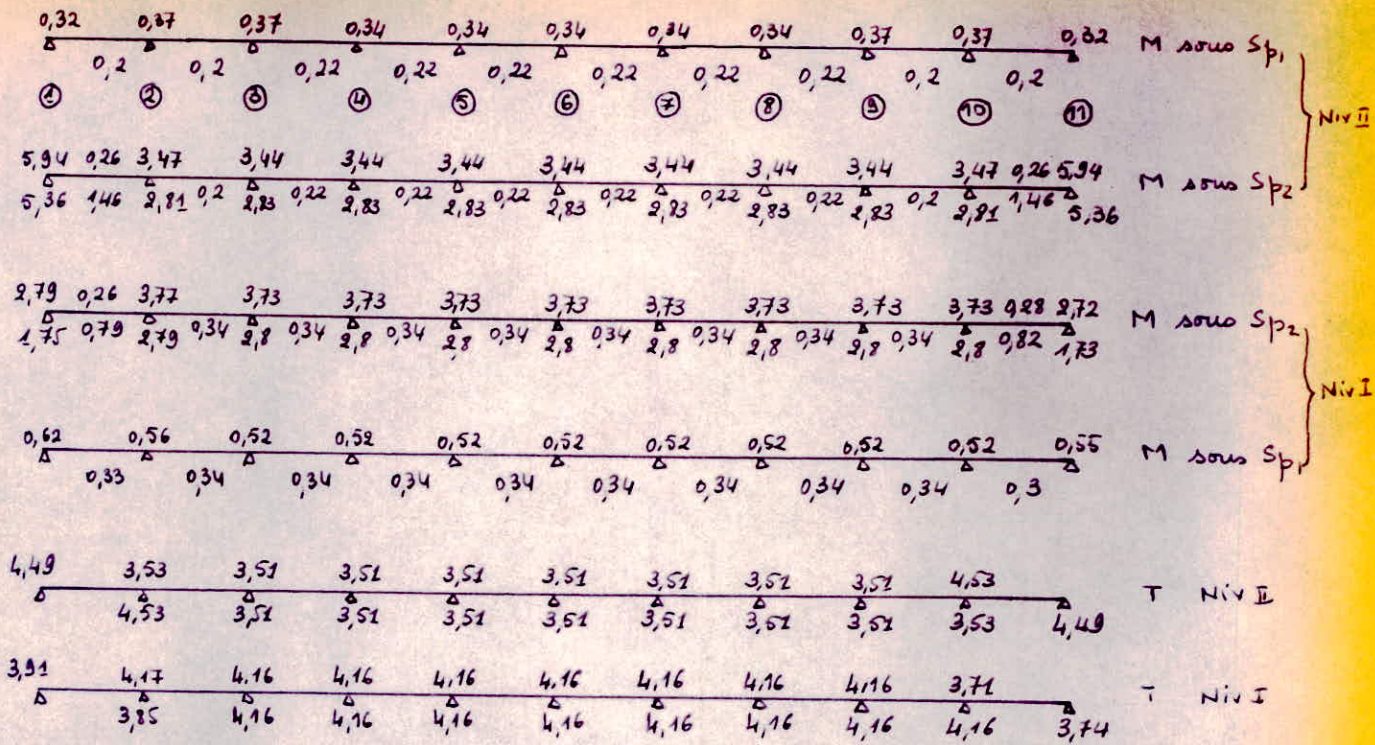
la quantité min doit être  $A_t = 0,003 t.b$ , elles seront calculées en utilisant les diagrammes enveloppes des efforts tranchants des combinaisons les plus défavorable.

l'espacement max est de :

zone nodale	$t \leq (0,25 h_t, 12\phi, 30\text{cm})$
zone courante	$t \leq 0,5 h_t$

les dispositions constructives sont celles énoncées par le RPA 81  $\phi$  étant le plus petit diamètre

# Portique Longitudinal



N.B : T en tonne et M en tonne-mètre

Pour le ferrailage, il se fait sous Sp<sub>2</sub> pour les appuis et les travées de rive en prenant le max de (M<sub>sup</sub>, M<sub>inf</sub>) tandis que pour les autres travées sous Sp<sub>1</sub> et on ferraille symétriquement.

## Calcul des armatures longitudinales

	Niveau II				Niveau I			
	appui 1,11	-appui 2 ÷ 10	travée rive	travée Autre	appui 1,11	-appui 2 ÷ 10	travée rive	Autres travées
M (tm)	5,94	3,47	1,46	0,22	2,79	3,77	0,82	0,34
μ	0,0888	0,0519	0,0218	0,0033	0,0417	0,0563	0,0123	0,0051
E	0,8801	0,9046	0,9354	0,9737	0,9134	0,9012	0,9505	0,9673
κ	26,7	37,4	62,4	175	42,7	35,6	86	138
σ <sub>b</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	104,87	74,87	44,87	16	65,57	78,65	32,56	20,29
A (cm <sup>2</sup> )	7,54	4,28	1,74	0,25	3,41	4,77	0,96	0,39
A' (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0

Le choix des aciers se fait pour satisfaire les conditions suivantes :

condition de non fragilité,  $A \geq 0,54 \cdot 35 \cdot 32 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{35}{32}\right)^2 = 1,52 \text{ cm}^2$

condition RPA  $\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,3\% b h_f = 3,68 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 2,5\% b h_f = 30,63 \text{ cm}^2 \end{array} \right\}$

vu qu'on a des moment inf et effort tranchant aux appuis alors

il faut  $A_{\text{inf appui}} \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{x}\right)$  avec  $x = \frac{z}{8} h = 28 \text{ cm}$  et  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

### Vérification armatures inférieures

Niveau	Appui	T(+)	M(+m)	A(cm <sup>2</sup> )	Niveau	Appui	T(+)	M(+m)	A(cm <sup>2</sup> )
II	1,11	4,49	+ 5,36	8,44	I	1,11	3,91	+ 1,75	3,63
	2,10	8,06	+ 2,81	6,46		2,10	8,02	+ 2,79	6,42
	3÷9	7,02	+ 2,83	6,12		3÷9	8,32	+ 2,80	6,54

6T14	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
6T14	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12
4T12	3T12	6T12	3T12	6T12	8T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12
Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ	Δ
4T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12	3T12	6T12

### Vérification contraintes

on fait la vérification pour la travée la plus sollicitée, celle de rive de même pour l'appui.

	$\bar{w}$	E	K	$\sigma_a$	$\sigma_b$
travée	0,3026	0,9135	42,8	1473,31	34,42
- appui	0,824	0,8708	23,6	2309,49	68,88

donc les contraintes sont vérifiées car on a bien  $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 2800 > \sigma_a$   
 $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 137 > \sigma_b$

### Vérification fissuration

Elle se fait sous  $\sigma_{p1}$ ,  $\bar{\sigma}_a = \min \left[ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right]$

- appui de rive  $\left\{ \begin{array}{l} - \bar{w}_y = \frac{4,52}{2 \cdot 2,5 \cdot 35} = 0,0291 \Rightarrow \sigma_1 = 4508,13 \text{ kg/cm}^2 \text{ Niv I} \\ - \bar{w}_z = \frac{9,23}{2 \cdot 3 \cdot 35} = 0,0439 \Rightarrow \sigma_2 = 5229,82 \text{ kg/cm}^2 \text{ Niv I} \end{array} \right.$

- appui intermédiaire  $\bar{w}_y = \frac{6,78}{2 \cdot 2,5 \cdot 35} = 0,0388 \Rightarrow \sigma_1 = 5590,78 \text{ kg/cm}^2$

- travée  $\bar{w}_y = \frac{3,39}{2 \cdot 2,5 \cdot 35} = 0,0194 \Rightarrow \sigma_1 = 3249,58 \text{ kg/cm}^2$

N.B : Utile de calculer  $\sigma_2$  car  $\sigma_1 > \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- donc  $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$  pas de risque de fissuration

## Verification à la flèche

la condition  $h_t > l/10$  ✓ n est vérifiée - car  $35 > \frac{215}{10} = 21,5$  - donc inutile de faire la vérification à la flèche.

## Calcul des armatures transversales

on prend les espacements donnés par le RPA, ceux du CBA sont supérieures. zone courante c.à.d sur une longueur  $l' = 2.35 = 70 \text{ cm}$

à partir des appuis  $s' \leq \frac{h_t}{4} = 8,75 \text{ cm}$

zone courante  $s \leq \frac{h_t}{2} = 17,5 \text{ cm}$

$\omega_t \geq 0,003$   $s' b = 0,003 \cdot 8,75 \cdot 35 = 0,92 \text{ cm}^2$  donc on prend 6 brins de  $\phi 6 = 1,69 \text{ cm}^2$ . donc on choisit sur une longueur  $l' = 70 \text{ cm}$  un espacement de 8 cm, sur le reste un espacement de 16 cm.

## Influence de l'effort tranchant sur les appuis de rive

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \sqrt{\sigma_{b0}}} \Rightarrow \begin{array}{l} \text{Niv II} \quad T = 4,49 \text{ t} \rightarrow c \geq 1,87 \text{ cm} \\ \text{Niv I} \quad T = 3,91 \text{ t} \rightarrow c \geq 1,63 \text{ cm} \end{array}$$

## condition de non entrainement des barres aux appuis

$$\tau_d = \frac{T}{3 \rho_u A} < \bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \sqrt{\sigma_{b0}} = 2 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

on vérifie pour le plus défavorable, et on a que des barres

isolées d'où  $\tau_d = \frac{8,32 \cdot 10^3 \cdot 1}{1/8 \cdot 32 \cdot 3,14 \cdot 4} = 11,27 \text{ kg/cm}^2 < 26,55 \text{ kg/cm}^2$

## condition de non écrasement du béton

$$r \geq \max \left[ 5,5 \phi, 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_{b0}} \left( 1 + \frac{\phi}{4} \right) \nu \right] \quad \phi_{\max} = 1,4 \text{ cm}$$

$\nu = 1$  - car barre isolée

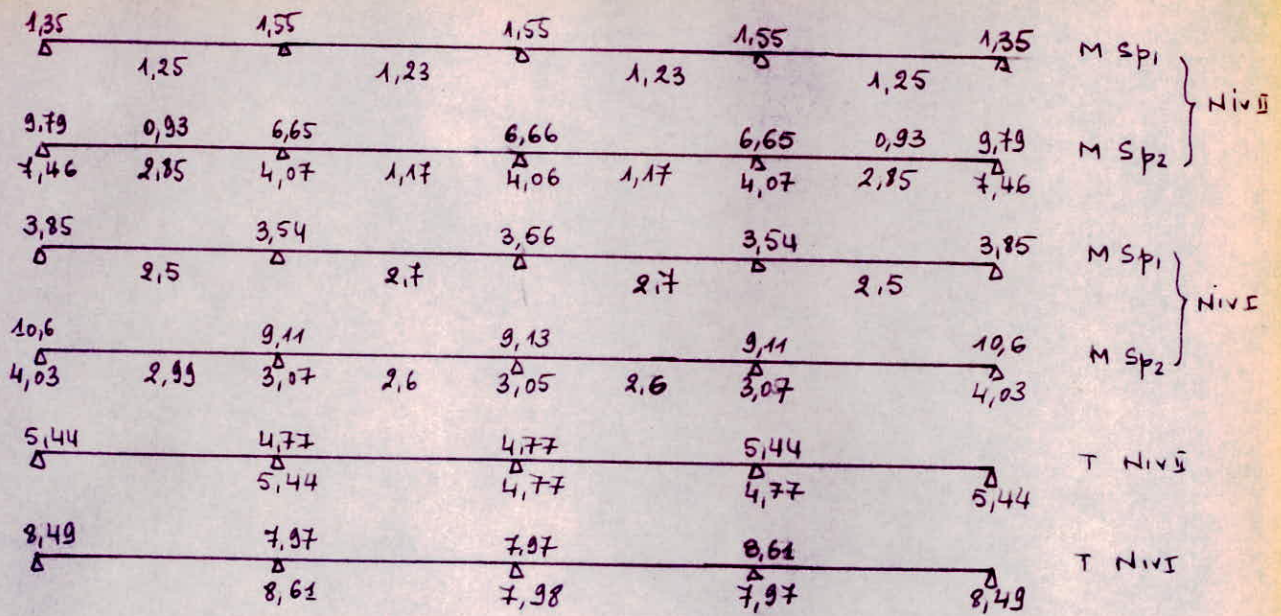
$$r \geq \max \left[ 5,5 \cdot 1,4, 0,1 \cdot 1,4 \frac{2800}{6815} \left( 1 + \frac{1,4}{4} \right) 1 \right] = 7,73 \text{ cm}$$

## Ancrage d'après le RPA

longueur d'ancrage à partir du nu d'appui est de  $l_2$

$$l_2 \geq \max [30 \phi, 50 \text{ cm}] = 50 \text{ cm}$$

## Portique Transversal 1 ou 11



T en (+) et M en (t.m)

le ferrailage se fait sous -  $Sp_1$  pour les travées intermédiaires  
 -  $Sp_2$  pour les travées de rive et les appuis

### Calcul des armatures longitudinales

	Niveau II				Niveau I			
	appui A	appui B	travée AB	travée BC	appui A	appui B	travée AB	travée BC
$M_{sup}$ (t.m)	9,79	6,66	2,85	1,23	10,6	9,13	2,5	2,7
$\mu$	0,0849	0,0577	0,0247	0,0107	0,092	0,0792	0,0217	0,0234
$K$	27,5	35,1	58	93	26,1	28,75	62,5	59,75
$E$	0,8824	0,9002	0,9315	0,9537	0,8782	0,8857	0,9355	0,9332
$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	101,82	79,77	41,12	30,11	107,20	97,39	44,8	46,86
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	0	0	0	0	0
$A$ (cm <sup>2</sup> )	9,43	6,28	2,60	1,1	10,26	8,77	2,27	2,46
$M_{inf}$ (t.m)	7,46	4,07	0,93	0	4,03	3,07	0	0
$\mu$	0,0647	0,0353	0,0081	"	0,035	0,0266	"	"
$K$	32,6	47,1	108	"	47,4	55,4	"	"
$E$	0,8951	0,9195	0,9593	"	0,9139	0,9292	"	"
$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	85,89	59,45	25,92	"	59,07	50,54	"	"
$A'$ (cm <sup>2</sup> )	0	0	0	"	0	0	"	"
$A$ (cm <sup>2</sup> )	7,09	3,76	0,82	"	3,73	2,81	"	"

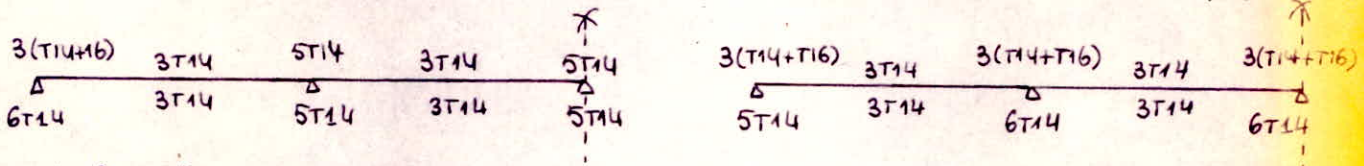
Le choix des armatures se fait pour satisfaire les conditions suivantes :

- condition de non fragilité  $A \geq 0,54 \cdot 35 \cdot 42 \frac{5,9}{2800} \left(\frac{45}{42}\right)^2 = 1,92 \text{ cm}^2$
- condition RPA  $A_{\min} = 0,3\% \cdot b h_f = 4,73 \text{ cm}^2$   
 $A_{\max} = 2,5\% \cdot b h_f = 39,38 \text{ cm}^2$
- condition vérification des armatures inférieures

### Vérification armatures inférieures

$$A \geq \frac{1}{\bar{\sigma}_a} (T + M/\xi) \quad \text{- avec } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2, \quad \xi = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} 42 = 36,75 \text{ cm}$$

Niv	appui	T(+)	M(+m)	A (cm <sup>2</sup> )	Niv	appui	T(+)	M(+m)	A (cm <sup>2</sup> )
I	A	5,44	+7,46	9,2	II	A	8,49	4,03	6,95
	B	10,31	+4,07	7,64		B	16,48	3,07	8,87
	C	9,54	+4,06	7,36		C	15,96	3,05	8,66



### Vérification contrainte

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{bh} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

on vérifie pour la travée la plus sollicitée, pour les appuis on vérifie pour A, B armatures sup

- travée  $A = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow \tilde{\omega} = 0,314 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9122 \\ \kappa = 42 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_a = 1610,14 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 38,34 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$
- appui  $A = 10,65 \text{ cm}^2 \rightarrow \tilde{\omega} = 0,724 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8766 \\ \kappa = 25,55 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_a = 2706 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 105,9 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

on a bien  $\sigma_a < \bar{\sigma}_a$  et  $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

### Vérification fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min [2/3 \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2)]$$

- travée  $A = 4,62 \text{ cm}^2 \rightarrow w_f = 0,022 \rightarrow \sigma_1 = 3094,33 \text{ kg/cm}^2$
- appui  $A = \begin{cases} -7,7 \text{ cm}^2 \\ -9,23 \text{ cm}^2 \\ -10,65 \text{ cm}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} -w_f = 0,0367 \\ -w_f = 0,0439 \\ -w_f = 0,0507 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 4607,32 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_1 = 5229,82 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_1 = 4602,37 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$

Inutile de calculer  $\sigma_2$  car  $\sigma_1 > 2/3 \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$

- donc pas risque de fissuration

## Vérification à la flèche

Les 3 conditions

$$\left\{ \begin{array}{l} - h_t = 45 \geq \frac{l}{16} = \frac{415}{16} = 25,94 \text{ cm} \\ - h_t = 45 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} l = \frac{1}{10} 415 = 41,5 \text{ cm car } \frac{M_t}{M_0} < 1 \\ - A < \frac{43}{4120} b h = \frac{43}{4120} 35 \cdot 42 = 15,34 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

sont vérifiées

donc inutile de faire la vérification

## calcul des armatures transversales

Les armatures et l'espacement se fait suivant le RPA et le CCBA

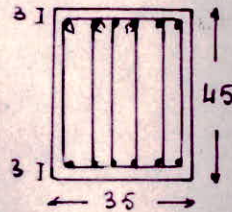
on choisit ceux du RPA, ceux du CCBA sont supérieures.

on adopte sur une longueur  $l' = 84 \text{ cm}$  à partir des appuis un

espacement de  $11 \text{ cm}$ , sur le reste un

espacement de  $20 \text{ cm}$ .  $\hat{w}_t = 6 \phi 6 = 1,7 \text{ cm}^2$

$$\hat{w}_t > 0,003 b s = 0,003 \cdot 35 \cdot \frac{45}{4} = 1,18 \text{ cm}^2$$



## Influence de l'effort tranchant sur les appuis de rive

$$c \gg \frac{2T}{b_0 \bar{c}_{b_0}} \rightarrow \begin{cases} \text{Niv II} & T = 5,44 \text{ t} \rightarrow c \gg 4,54 \text{ cm} \\ \text{Niv I} & T = 8,49 \text{ t} \rightarrow c \gg 7,08 \text{ cm} \end{cases}$$

## Condition de non écrasement du béton

$$r \gg \max \left[ 5,5 \phi, 0,1 \phi \frac{\sqrt{f_a}}{\sqrt{f_{b_0}}} \left( 1 + \frac{\phi}{4} \right) \right] \quad \phi_{\max} = 1,6 \text{ cm, barre isolée } \nu = 1$$

$$r \gg \max \left[ 8,8 \text{ cm}, 0,1 \cdot 1,6 \cdot \frac{2800}{68,5} \left( 1 + \frac{1,6}{4} \right) \right] = 9,16 \text{ cm}$$

## condition de non entrainement des barres aux appuis

$$\tau_d = \frac{T}{3 \sum A_i} < \bar{\tau}_d = 2 \nu_d' \bar{\sigma}_b = 2 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

barre isolée, on vérifie pour le plus sollicité c.a.d

$$\text{-appui B niveau I} \Rightarrow \tau_d = \frac{16,48 \cdot 10^3 \cdot 1}{718 \cdot 42 \cdot 3,14 \cdot 1,4 \cdot 6} = 17,00 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

donc c'est vérifié pour tout les appuis

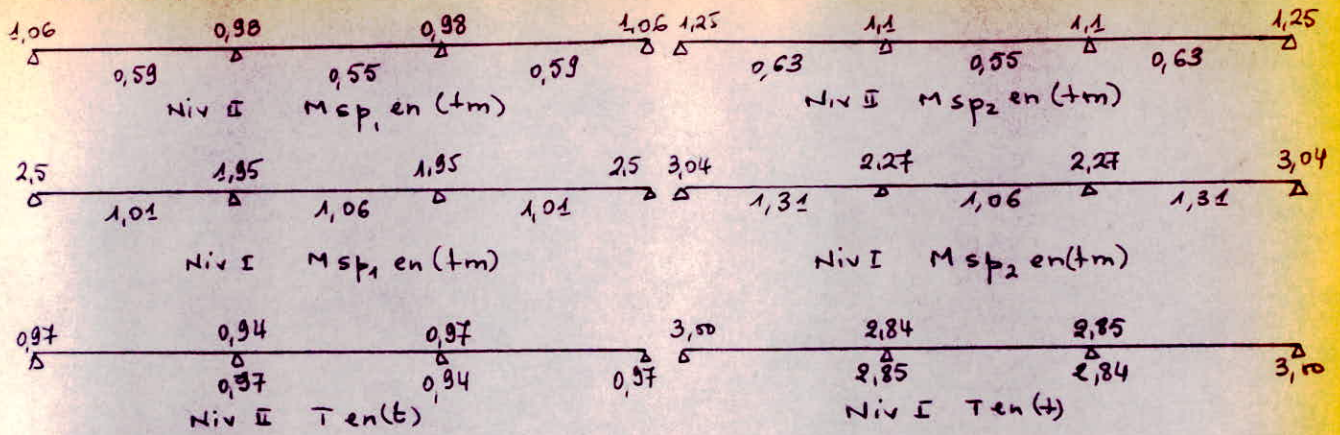
## Ancrage - d'après le RPA

la longueur d'ancrage à partir du nu d'appui est  $l_2$

$$l_2 = \max [30 \phi = 30 \cdot 1,6 = 48, 50] = 50 \text{ cm}$$

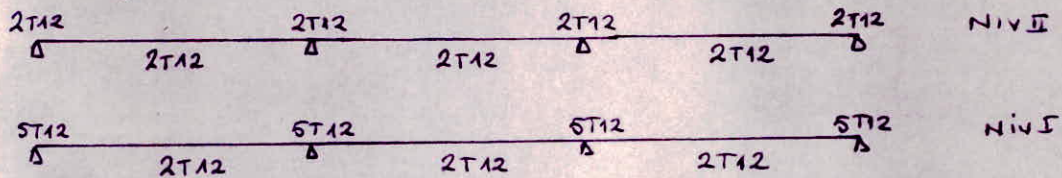


## Portique extérieur



- on a bien  $1,5 M(SP_1) > M(SP_2)$  - donc le ferrailage se fait sous  $SP_1$

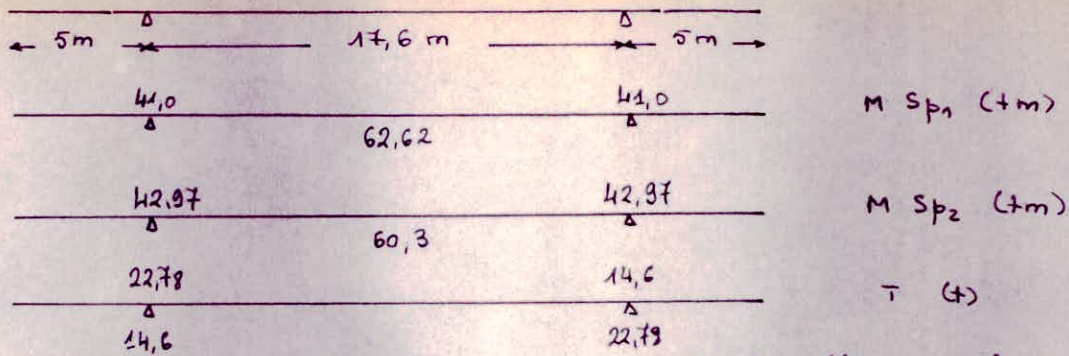
## ferrailage des poutres



pour les armatures transversales les espacements sont:

- zone nodale c.à.d à une distance de 50cm l'espacement est de 6cm, de part et d'autre de l'appui.
  - zone courante, l'espacement est de 11cm
- toutes les vérifications ont été satisfaites.

## Portique Transversal 6 (Poutre 6)



on a  $1,5 M(Sp_1) > M(Sp_2)$  donc le ferrailage se fera sous  $Sp_1$

### Ferrailage de la poutre

• travée  $M = 62,62 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 62,62 \cdot 10^5}{2800 \cdot 250 \cdot (140-5)^2} = 0,0074$

-d'où  $\alpha = 0,1163 \Rightarrow y = \alpha h = 135 \cdot 0,1163 = 15,7 \text{ cm} > 8$  donc la section se calcule en section en T par la méthode citée dans P-CHARON

$\theta = \frac{h_0}{h} = \frac{8}{135} = 0,06$  ,  $\beta = \frac{b_0}{b} = \frac{35}{250} = 0,14$  ,  $\mu = 0,0074$  d'où on tire  $\alpha$  graphiquement  $\alpha = 0,135$

-après avoir  $\alpha$  on calcule  $\frac{1}{\xi} = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,135}{0,06} = 2,25$  et  $\beta = 0,14$

on tire  $m$  du tableau et finalement  $\xi = h - m h_0$

$m = 0,51 \Rightarrow \xi = 135 - 0,51 \cdot 8 = 130,92 \text{ cm}$

finalement  $A = \frac{M}{\xi \sigma_a} = \frac{62,62 \cdot 10^5}{130,92 \cdot 2800} = 17,082 \text{ cm}^2$

$A_{choisit} = 6T20 = 18,84 \text{ cm}^2$

• Appui  $M = 41 \text{ tm} \Rightarrow \mu = \frac{15 M}{\sigma_a b_0 h^2} = \frac{15 \cdot 41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 35 \cdot (140-5)^2} = 0,0344$

-d'où  $\alpha = 0,238$

$y = \alpha h = 32,13 < 132$  donc la section se calcule en section rectangulaire

$\mu = 0,0344 \rightarrow \epsilon = 0,9205$  ,  $K = 47,9$

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{47,9} = 58,46 \text{ kg/cm}^2 < 137 \Rightarrow A' = 0$  et  $A = \frac{M}{\epsilon h \sigma_a}$

$A = \frac{41 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9205 \cdot 135} = 11,784 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{choisit} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2$

## Verifications diverses

### Verification des contraintes

travée calcul de l'axe neutre  $y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E}$  avec

$$D = \frac{(b-b_0)h_0 + 15A}{b_0}, \quad (250-35)B + 15 \cdot 18,84 = 57,22 \text{ cm}$$

$$E = \frac{(b-b_0)h_0^2 + 30Ah}{b_0} = \frac{(250-35)8^2 + 30 \cdot 18,84 \cdot 135}{35} = 2573,2 \text{ cm}^2$$

d'où  $y_1 = 19,25 \text{ cm}$

$$\alpha = \frac{y_1}{h} = \frac{19,25}{135} = 0,1426, \quad \frac{1}{\beta} = \frac{\alpha}{\theta} = \frac{0,1426}{0,06} = 2,377, \quad \beta = 0,14$$

d'où  $z = 130,81 \text{ cm}$  et  $\kappa = 90,3$

finallement  $\sigma_a = \frac{M}{zA} = \frac{62,62 \cdot 10^5}{130,81 \cdot 18,84} = 2540,92 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2540,92}{90,3} = 28,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

-appui section rectangulaire

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b_0 h} \rightarrow \epsilon, \kappa \rightarrow \sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 12,06}{35 \cdot 135} = 0,255 \rightarrow \epsilon = 0,9196 \quad \text{et} \quad \kappa = 47,2$$

finallement  $\sigma_a = \frac{41 \cdot 10^5}{0,9196 \cdot 135 \cdot 12,06} = 2738,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2738,44}{47,2} = 58,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

-condition de non fragilité

$$A \geq b_0 h \cdot 0,54 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_+}{h}\right)^2 = 35 \cdot 135 \cdot 0,54 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{140}{135}\right)^2 = 5,87 \text{ cm}^2$$

verifie pour la travée et l'appui

-fissuration

$$\bar{\sigma}_a = \min \left[ \frac{2}{3} \sigma_{cm}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right] \quad \text{avec}$$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \gamma \bar{\omega}_f}{\beta(1+10\bar{\omega}_f)} \quad \text{et} \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{2b_0 d}, \quad \sigma_2 = 2,4 \left( \frac{\kappa \gamma \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

	$\bar{\omega}_f$	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\frac{2}{3} \sigma_{cm}$	$\bar{\sigma}_a$
travée	$5,38 \cdot 10^{-2}$	4196,88	2019,43	2800	2800
-appui	$3,45 \cdot 10^{-2}$	3848,81	2257,79	2800	2800

pas de risque de fissuration

Vérification à la flèche (-art 61-21 CCBA68)

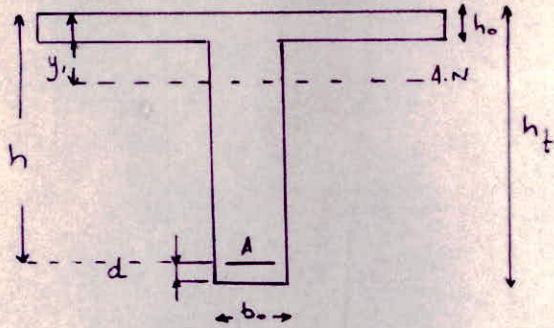
Travée centrale

calcul du moment d'inertie totale de la section homogène avec la partie du béton tendu.

$$I_t = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + b_0 \frac{(h_t-y_1)^3}{3} + 15 A (h-y_1)^2 \quad \text{avec}$$

$$b = 250 \text{ cm}, \quad b_0 = 35 \text{ cm}, \quad h_t = 140 \text{ cm}, \quad h = 135 \text{ cm}, \quad y_1 = 19,25 \text{ cm}, \quad h_0 = 8 \text{ cm}$$

$$A = 18,84 \text{ cm}^2$$



d'où  $I_t = 24819063 \text{ cm}^4$

$$\mu = 1 - \frac{\bar{\sigma}_0 \cdot 5}{4 \bar{\omega} \sigma_a + 3 \bar{\sigma}_0} \quad \text{avec } \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h}$$

$$\bar{\sigma}_0 = 5,9 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_a = 2540,92 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $\mu = 0,93$

$$\lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_0}{180(2+3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} = 3,397$$

$$\lambda_c = 2,5 \lambda_v = 8,492$$

$$I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \mu \lambda_v} = 9279122 \text{ cm}^4, \quad I_{fc} = \frac{I_t}{1 + \mu \lambda_c} = 4785268 \text{ cm}^4$$

$$g_\infty = g_0 = 2,2 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{g_0} = M_{s_0} = 2,2 \cdot \frac{(17,6)^2}{8} - 2,2 \cdot \frac{5^2}{2} - 1,8 \cdot 5 = 48,684 \text{ t m}$$

$$q_0 = 2,2 + 0,3 = 2,5 \text{ t/ml} \Rightarrow M_{q_0} = 2,5 \cdot \frac{(17,6)^2}{8} - 2,2 \cdot \frac{5^2}{2} - 1,8 \cdot 5 = 60,3 \text{ t m}$$

$$E_c = 21000 \sqrt{\bar{\sigma}_c} = 21000 \sqrt{1,2 \bar{\sigma}_{28}} = 378000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_v = \frac{1}{3} E_c = 126000 \text{ kg/cm}^2$$

d'où  $f_{g_0} = \frac{M_{g_0} l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{48,68 \cdot 10^5 \cdot (1760)^2}{10 \cdot 126000 \cdot 9279122} = 1,29 \text{ cm}$

$$f_{s_0} = \frac{M_{s_0} l^2}{10 E_c I_{fc}} = \frac{48,68 \cdot 10^5 \cdot (1760)^2}{10 \cdot 378000 \cdot 4785268} = 0,83 \text{ cm}$$

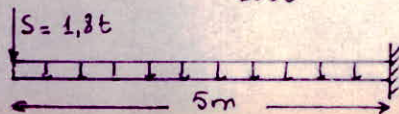
$$f_{q_0} = \frac{M_{q_0} l^2}{10 E_c I_{fc}} = \frac{60,3 \cdot 10^5 \cdot (1760)^2}{10 \cdot 378000 \cdot 4785268} = 1,03 \text{ cm}$$

d'où  $\Delta f = f_{g_0} + f_{q_0} - f_{s_0} = 1,29 + 1,03 - 0,83 = 1,49 \text{ cm}$

$$\Delta f < \bar{f} = 0,5 + \frac{1760}{1000} = 0,5 + 1,76 = 2,26 \text{ cm}$$

console

$$q = 2,5 \text{ t/m}$$



$$f = \frac{q l^4}{8 E I} + \frac{S l^2}{6 E C} < \bar{f} = \frac{l}{500} + 0,5 = 1,5 \text{ cm}$$

La flèche pour la console est max pour le bout - c.à.d là où  $M=0 \rightarrow A=0$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(y_1-h_0)^3}{3} + b_0 \frac{(h_1-y_1)^3}{3}$$

$y_1$ : position de l'axe neutre =  $h_1 - y_1'$

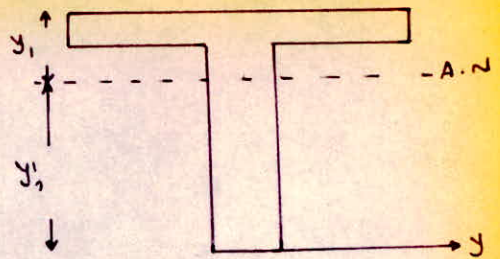
$$y_1' = \frac{2A_1 y_1}{\Sigma A_i} = \frac{132 \cdot 35 \cdot 68 + 250 \cdot 8 \cdot 136}{132 \cdot 15 + 250 \cdot 8} = 87,15 \text{ cm}$$

d'où  $y_1 = 140 - 87,15 = 52,85 \text{ cm}$

$$I_t = 13558221 \text{ cm}^4, \quad E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = \frac{13}{EI} \left[ \frac{ql}{8} + \frac{s}{6} \right] = \frac{500^3}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 13558221} \left[ \frac{25 \cdot 500}{8} + \frac{1800}{6} \right] = 0,08 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$  (flèche vérifiée)



### - Effort tranchant

#### \* calcul des armatures transversales

le calcul des armatures transversales se fait suivant les 2 règlements RPA 81 et CCBA 68

c.c.B.A 68

- Contrainte max de cisaillement (Art 25-12 CCBA 68)

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 z} = \frac{(22,78 + 14,6) \cdot 10^3}{35 \cdot 7/8 \cdot 135} = 9,04 \text{ kg/cm}^2$$

- à l'appui on a  $\tau_b = 58,02 \text{ kg/cm}^2 < \tau_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \tau_b$   
 on a bien  $\tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot 9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$ , donc on utilise des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

contrainte admissible des armatures transversales

sans reprise de bétonnage  $\Rightarrow \tau_{at} = \max \left[ 1 \cdot \frac{\tau_b}{9 \bar{\tau}_b}, \frac{2}{3} \right] = 0,83$

d'où  $\tau_{at} = \tau_{at} \tau_{ent} = 0,83 \cdot 4200 = 3486 \text{ kg/cm}^2$

- calcul de l'espacement

le pourcentage d'acier transversaux  $u_t > \frac{\tau_b}{\tau_{at}}$  et  $\tau_b = \frac{T}{b_0 z}$

soit  $\frac{z}{t} A_t \tau_{at} \geq T$ , on choisit 2 cadres de  $\phi 8 = 4 \text{ brins } \phi 8 = 2 \text{ cm}^2$

d'où  $t = \frac{A_t z \tau_{at}}{T} = \frac{2 \cdot 7/8 \cdot 135 \cdot 3486}{(22,78 + 14,6) \cdot 10^3} = 22,03 \text{ cm}$

mais  $t < \bar{t} = \max \left[ h \left( 1 - \frac{93 \tau_b}{\bar{\tau}_b} \right), 0,2h \right] = 72,95 \text{ cm}$

RPA 81 • sur la longueur  $l' = 2h_t = 2 \cdot 140 = 280 \text{ cm}$   $t \leq \min\left[\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm}\right]$

donc  $t < 12 \cdot 1,6 \text{ cm} = 19,2 \text{ cm}$

• sur le reste  $t < \frac{h_t}{4} = 70 \text{ cm}$

le choix des armatures transversales est le suivant : pour la travée

- sur une longueur  $l' = 280 \text{ cm}$  à partir de l'appui  $t = 16 \text{ cm}$

sur une longueur de  $300 \text{ cm}$   $t = 25 \text{ cm}$

sur le reste c.à.d sur une longueur de  $300 \text{ cm}$  jusqu'à mi-travée  $t = 35 \text{ cm}$

Pour la console  $t = 16 \text{ cm}$  pour toute sa longueur.

• Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis

il faut des armatures inférieures pour équilibrer l'effort tranchant

et le moment  $A_{\text{inf appui}}$  à l'appui

$$A_{\text{inf appui}} \geq \frac{1}{\sigma_a} (T + M/Z) = \frac{1}{2800} \left[ (22,78 + 14,6) \cdot 10^3 - \frac{41 \cdot 10^5}{718 \cdot 135} \right] = 0,95 \text{ cm}^2$$

donc il faut laisser des armatures de la mi-travée jusqu'à l'appui

• fonction hourdi-nervure

vu qu'on n'a pas respecté dans le dimensionnement de la table la condition de l'aile de la table  $6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$  on doit faire une vérification de la fonction hourdi-nervure.

- contrainte de cisaillement à l'appui

$$\tau_{1b} = \frac{b - b_0}{2b h_0} \frac{T}{Z} = \frac{250 - 35}{2 \cdot 250 \cdot 8} \frac{(22,78 + 14,6) \cdot 10^3}{718 \cdot 135} = 17,01 \text{ kg/cm}^2$$

il faut que  $\tau_{1b} < \bar{\sigma}_b \cdot 3,5 = \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$  (vérifié)

$$\text{et } A_{\text{hourdi}} \geq \frac{b_1}{b} \frac{T}{Z} \frac{3}{2\sigma_{en}} \text{ avec } b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

donc  $A_{\text{hourdi}} \geq 0,35 \text{ cm}^2$  (vérifié)

donc par besoin d'acier de couture, la fonction donc est vérifiée

- Adhérence

l'adhérence admissible pour l'entraînement et une autre pour l'ancrage sont fixées par le CCBA 68 (Art 29-1, Art 30-2)

$$\bar{\tau}_d = 2\psi_d \bar{\sigma}_0 \quad \text{Art 29-1 Entraînement}$$

$$\bar{\tau}_d = 1,25 \psi_d^2 \bar{\sigma}_0 \quad \text{Art 30-21 Ancrage}$$

on prend le min des 2 c.à.d  $\tau_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$

condition de non entraînement des barres à l'appui

$$\tau_d = \frac{\bar{T}}{3 P_{ui}} \frac{A_i}{A} \quad \text{avec } P_{ui} = \text{perimètre utile on a un paquet}$$

$$\text{de 2 barres } \Rightarrow P_{ui} = \pi \phi + 2d = (\pi + 2) \phi$$

on a les même barres donc  $\frac{A_i}{A} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3}$

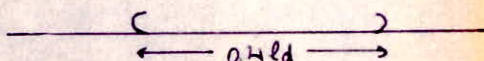
$$\text{d'où } \tau_d = \frac{37,38 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 135 \cdot (\pi + 2) \cdot 3 \cdot 1,6} = 12,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ (vérifié)}$$

Recouvrement

vu la longueur de la poutre et la longueur des barres à rendre dans le marché (14m) donc il faut prévoir des recouvrements.

$$\text{longueur de scellement droit } l_d = \frac{\phi}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} = \frac{2}{4} \frac{2800}{16,6} = 84,33 \text{ cm}$$

on prend  $l_d = 1\text{m}$

on fait des recouvrement par crochet 

barre à haute adhérence donc  $l_r = 0,4 l_d = 40\text{cm}$

armatures de couture

dans un recouvrement on fait des armatures de couture nombre de barres à ancrer c.à.d laisser filer est de  $1/3 = 2/6$

donc  $\frac{\bar{\sigma}_{ac}}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,9$   $\bar{\sigma}_{ac}$  = contrainte admissible des armatures de couture

$$\text{donc } \bar{\sigma}_{ac} = 0,9 \bar{\sigma}_{en} = 0,9 \cdot 4200 = 3780 \text{ kg/cm}^2$$

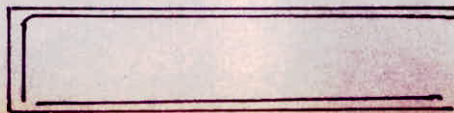
la force à considérer est égale à celle qui peut être transmise par 2 barres longitudinales. la section d'1  $\phi 20 = 3,14 \text{ cm}^2$

$$\text{d'où } F = 2 \cdot 3,14 \cdot 2800 = 17584 \text{ kg}$$

$$\text{et } A_c = \frac{F}{\bar{\sigma}_{ac}} = \frac{17584}{3780} = 4,65 \text{ cm}^2 \text{ soit } 6 \text{ T}10 = 4,77 \text{ cm}^2$$

espaces dans les 40cm de  $\frac{40}{5} = 8\text{cm}$

Ancrage des armatures dans le bout de la console



Armatures de répartition ou de peau.

- dans le cas des poutres de grande hauteur, il est nécessaire de disposer des armatures intermédiaires si on veut éviter des fissures exagérées, qui peuvent se produire dans la hauteur de l'âme. - les fissures ont lieu si  $\frac{\eta^2 m h_t}{b_0} > 40$  (Art CBA 69)  
- avec  $m =$  nbre de barre tendues,  $\eta =$  coef de fissuration = 1,6

$$\frac{\eta^2 m h_t}{b_0} = \frac{(1,6)^2 \cdot 6 \cdot 140}{35} = 61,44 > 40 \text{ - donc il y aura des fissures}$$

et comme  $h_{\text{âme}} = 135 \text{ cm} > 2(80 - \frac{5 \text{ cm}}{100}) = 2(80 - \frac{4120}{100}) = 77,6 \text{ cm}$

- condition donnée dans P. CHARON (Page 367)

- alors il faut des armatures de répartition

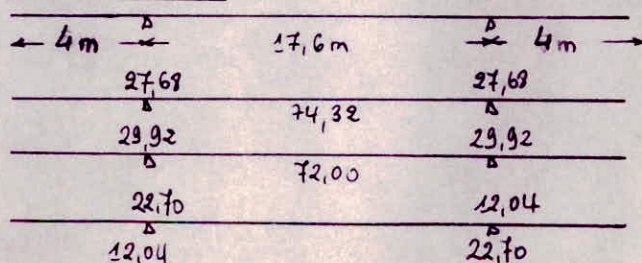
Pourcentage minimal pour chaque face est pris à 0,5% de la section de l'âme située en dehors de la section d'enrobage des armatures principales. l'espacement entre les barres est inférieur à 20cm

$$A_{\text{rép}} = 0,5 \frac{(140 - 10) 35}{100} = 2,275 \text{ cm soit } 5 \text{ TB} = 2,51 \text{ cm sur chaque face espacés de } 20 \text{ cm}$$

Disposition constructive des barres

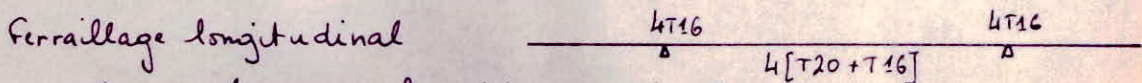
la disposition des armatures voir l'épure d'arrêt des barres sur feuille millimétrée.

Ferraillage des autres poutres avec console  
Poutres 5, 7



$M(S_{p1})$  en tm      on a bien  
 $M(S_{p2})$  en tm       $1,5 M(S_{p1}) >> M(S_{pL})$   
 $T$  en (+)      donc le ferraillage se fait sous  $S_{p1}$

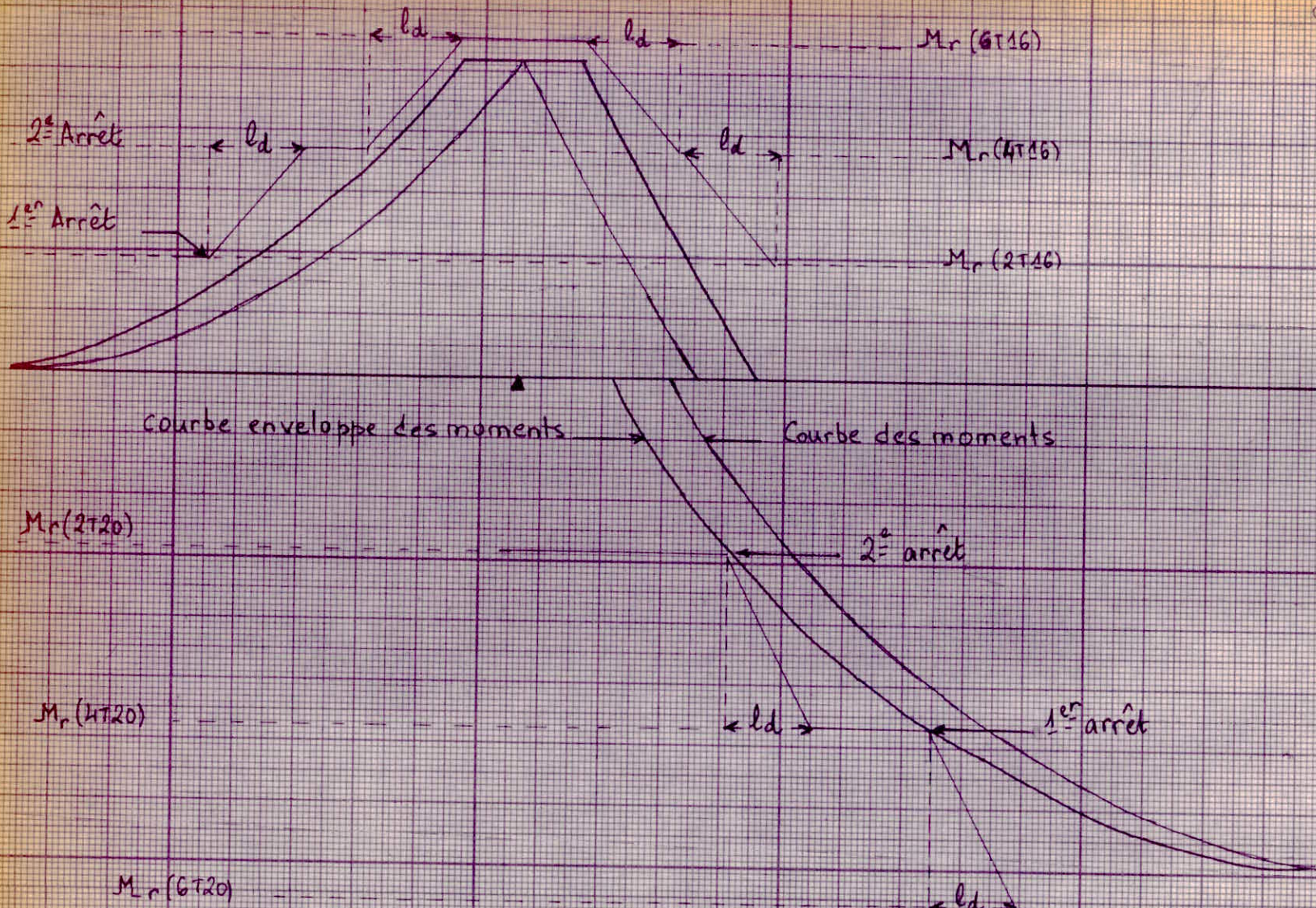
même étude que pour la poutre P6



armatures transversales idem poutre 6

Pour les arrêts de barres (voir feuille millimétrée)





Courbe enveloppe des moments

Courbe des moments

$M_r(2T20)$

$M_r(4T20)$

$M_r(6T20)$

$M_r(6T16)$

$M_r(4T16)$

$M_r(2T16)$

2<sup>e</sup> arrêt

1<sup>er</sup> arrêt

8m

1m

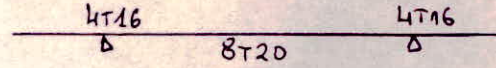
Poutres 4, 8

← 3m →	17,6m	→ 3m →	
16,92		16,92	M(SP <sub>1</sub> ) en tm
▲	83,82	▲	
19,37		19,37	M(SP <sub>2</sub> ) en tm
▲	81,5	▲	
22,62		9,48	T en t
▲		▲	
9,48		22,62	

on a  
 $1,5M(SP_1) > M(SP_2)$   
 donc le ferrailage se fait  
 sous SP<sub>1</sub>

même étude que pour la poutre 6

Ferrailage longitudinal



- armatures transversales idem poutre 6

pour arrêt de barres (voir feuille millimétrée)

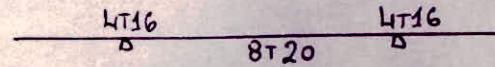
Poutre 3, 9

← 2m →	17,6m	→ 2m →	
8,72		8,72	M(SP <sub>1</sub> ) en tm
▲	91,12	▲	
11,32		11,32	M(SP <sub>2</sub> ) en tm
▲	88,8	▲	
22,57		6,92	T en t
▲		▲	
6,92		22,57	

on a  $1,5M(SP_1) > M(SP_2)$   
 donc le ferrailage se  
 fait sous SP<sub>1</sub>

même étude que pour la poutre 6

Ferrailage longitudinal



- armatures transversales idem poutre 6

pour arrêt de barres (voir feuille millimétrée)

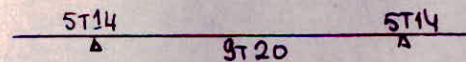
Poutre 2, 10

← 1m →	17,6m	→ 1m →	
5,8		5,8	M(SP <sub>1</sub> ) en tm
▲	96,22	▲	
5,8		5,8	M(SP <sub>2</sub> ) en tm
▲	93,9	▲	
22,54		4,36	T en t
▲		▲	
4,36		22,54	

on a  $1,5M(SP_1) > M(SP_2)$   
 donc le ferrailage se  
 fait sous SP<sub>1</sub>

même étude que pour la poutre 6

Ferrailage longitudinal



- armatures transversales idem poutre 6

pour les arrêts de barres (voir feuille millimétrée)

**FONDACTIONS'  
ET  
TAS'S'EMENTS'**

# FONDACTIONS

## Introduction

une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure qu'elle reçoit par le biais des éléments porteurs au sol. Le choix du système de fondation est fonction du terrain d'assise et de la superstructure, ce qui nécessite une étude complète du sol.

## Etude géotechnique

L'étude géotechnique réalisée d'une part en une exécution de sondages de 14m de profondeur a permis de connaître l'épaisseur du remblai et la nature du sol et d'autre part en une exécution de plusieurs essais pénétrométriques pour estimer la contrainte du sol.

### Calcul du taux de travail du sol

Calcul du taux de travail admissible du sol selon TERZAGHI.

Semelles isolées :

$$q_{ad} = \frac{1,3 c N_c + \gamma D N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma}{F}$$

on prend une semelle carrée de 1,00 de côté  
Ancrée à 1,5m de profondeur.

$$F = 3, \quad B = 1,00m, \quad D = 1,50m$$

on est dans un milieu sableux (pulvérulent) qui se consolide très rapidement, le calcul se fait après consolidation c.à.d partant des caractéristiques  $c'$  et  $\varphi'$  issus des essais consolidés-drainés.

pour notre cas  $\varphi' = 29^\circ$  et  $c' = 0$  (cas le plus défavorable)

d'où  $N_\gamma = 18,8$ ,  $N_q = 16,4$ ,  $N_c = 27,9$ ,  $\gamma = 1,7 t/m^3$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{1,7 \cdot 1,5 \cdot 16,4 + 0,4 \cdot 1,7 \cdot 1,00 \cdot 18,8}{3} = 18,2 t/m^2 = 1,82 kg/cm^2$$

Le taux de travail ; les essais pénétrométriques donnent des résultats optimistes, mais par prudence on prend  $\bar{\sigma}_s = 1,5 kg/cm^2$  à 1 profondeur de 1,5m.

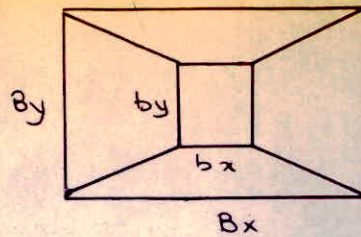
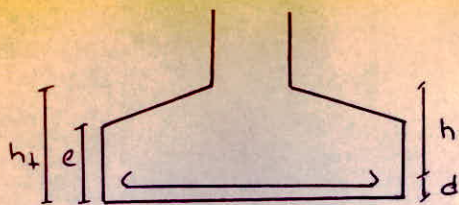
### Méthode de calcul

le calcul se fera sous  $SP_1$  et la vérification sous  $SP_2$

le calcul du ferrailage se fait par la méthode des bielles.

Profon		Lithologie	Description des couches
de	A		
0,00	0,50	}}-}}-}}	Terre végétale
0,50	4,50	o./././././ ./././././ ./././././	Limon Argileux Sableux à Graveleux, Brun
4,50	7,00	## #	Sable Consolidé Ciment Carbonaté
7,00	8,00	# # # # # #	Sable Carbonaté
8,00	14,00	..... ..... .....	Sable fin, Beige

## Semelle sous poteau 6 (35x40)



### A. Sous SP<sub>1</sub>

$$Q = 45,06 \text{ t}, \quad b_x = 40 \text{ cm}, \quad b_y = 35 \text{ cm}$$

#### Surface de la semelle

en respectant le rapport d'homothétie  $k = \frac{b_x}{b_y} = \frac{B_x}{B_y}$

$$\text{on a } k = 0,875 \Rightarrow B_y = 0,875 B_x$$

pour avoir  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  il faut que  $B_x B_y \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$

$$\text{c.à.d. } 0,875 B_x^2 = \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B_x \geq \sqrt{\frac{Q}{\bar{\sigma}_s \cdot 0,875}}$$

$$B_x \geq \sqrt{\frac{45,06 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 0,875}} = 1,85 \text{ m} \text{ et } B_y = 1,62 \text{ m}$$

on choisit  $B_x = 1,90 \text{ m}$  et  $B_y = 1,70 \text{ m}$

#### Verification de la contrainte du sol

\*  $h \geq \max \left[ \frac{B_x - b_x}{4}, \frac{B_y - b_y}{4} \right]$  cette condition nous dispense de la verification au cisaillement ( $\tau_b < \bar{\tau}_b$ )

$$h \geq \max \left[ \frac{190 - 40}{4}, \frac{170 - 35}{4} \right] = 37,5 \text{ cm}$$

on choisit  $h = 40 \text{ cm}$ ,  $h_t = 45 \text{ cm}$ ,  $d = 5 \text{ cm}$

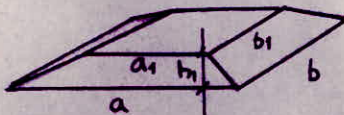
\* épaisseur de la semelle :  $e \geq 6\phi + 6$  avec  $\phi = 20 \text{ mm}$

$$e \geq 18 \text{ cm} \text{ on prend } e = 20 \text{ cm}$$

\* poids propre de la semelle :  $Q_s$

$$V = V_1 + V_2 \quad V_1 = \frac{h_1}{6} [(2a + a_1)b + (2a_1 + a)b_1]$$

$$V_2 = B_x \cdot B_y \cdot e$$



$$\text{d'où } Q_s = B_x B_y e + \frac{h_1 - e}{6} [(2B_x + b_x) B_y + (2b_x + B_x) b_y] \rho_{bet}$$

$$Q_s = 2,45 \text{ t}$$

\* charge totale transmise au sol

$$Q_T = Q + Q_s = 45,06 + 2,45 = 47,51 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \sigma_s = \frac{Q_T}{B_x B_y} = \frac{47,51 \cdot 10^3}{170 \cdot 190} = 1,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de la condition de non poinçonnement sous  $SP_1$

$$\frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_t} \leq 1,2\bar{\sigma}_b \quad (\text{Art 39,54 CCBA 68})$$

•  $F$  = réaction du sol

•  $P_c$  = périmètre de la fondation à  $h_t/2$

$$F = (b_x + h_t)(b_y + h_t)\bar{\sigma}_s = (40 + 45)(35 + 45) \cdot 1,47 = 10t$$

$$P_c = 2(b_x + b_y + 2h_t) = 2(35 + 40 + 2 \cdot 45) = 330 \text{ cm}$$

$$\text{d'où } \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot (45,06 - 10) \cdot 10^3}{330 \cdot 45} = 3,54 \text{ kg/cm}^2 < 1,2\bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

B. Vérification sous  $SP_2$

La répartition des contraintes est supposée linéaire

- Sens Longitudinal

$$N = 44,23t, \quad M = 2,00tm$$

$$\frac{M}{N} = e_0 = 4,52 \text{ cm}$$

$$\frac{B_y}{6} = \frac{170}{6} = 28,33 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{M}{N} = e_0 = 4,52 \text{ cm} \\ \frac{B_y}{6} = \frac{170}{6} = 28,33 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 < \frac{B_y}{6} \text{ donc on a une section entièrement comprimée (S.E.C)}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} \quad (\text{Diagramme trapézoïdal})$$

$$S = B_x \cdot B_y = 3,23 \text{ m}^2, \quad v = \frac{B_y}{2} = 0,85 \text{ m}, \quad I = \frac{B_x B_y^3}{12} = 0,7779 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_1 = 1,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \bar{\sigma}_2 = 1,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = \frac{3 \cdot 1,59 + 1,15}{4} = 1,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(SP_2) = 1,5 \cdot 1,5 = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

- Sens transversale

$$N = 40,19t, \quad M = 3,99tm$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 9,93 \text{ cm}$$

$$\frac{B_x}{6} = \frac{190}{6} = 31,66 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N} = 9,93 \text{ cm} \\ \frac{B_x}{6} = \frac{190}{6} = 31,66 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow e_0 < \frac{B_x}{6} \text{ donc on a une section entièrement comprimée (S.E.C)}$$

$$S = B_x \cdot B_y = 3,23 \text{ m}^2, \quad v = \frac{B_x}{2} = 0,95 \text{ m}, \quad I = \frac{B_y B_x^3}{12} = 0,9717 \text{ cm}^4$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_1 = 1,63 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \bar{\sigma}_2 = 0,85 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}(A/4) = 1,43 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(SP_2) = 2,25 \text{ kg/cm}^2$$

finalément on garde cette semelle

c. Ferrailage de la semelle

$$Q' = \bar{\sigma}(A/4) \cdot B_x \cdot B_y = 47,8t$$

$$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h} \Rightarrow A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{47,8 \cdot 10^3 (190 - 40)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 8,03 \text{ cm}^2$$

$$A_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{47,8 \cdot 10^3 (170 - 35)}{8 \cdot 40 \cdot 2800} = 7,20 \text{ cm}^2$$

- on choisit  $A_x = 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2$  et  $A_y = 7T12 = 7,96 \text{ cm}^2$

### Vérification à l'adhérence

#### Sens Longitudinal

$$\tau_d = \frac{q'(B-b)l}{2Bh m \pi \phi} \quad \text{- avec } m = \text{nbre de barres}$$

$\phi = \text{diamètre des barres}$

$$q' = Q_T \left(1 + 3 \frac{e_0}{B_y}\right)$$

$$\text{d'où } \tau_d = 46,7 \cdot 10^3 \left(1 + 3 \frac{4,52}{170}\right) (170 - 35) \left(\frac{1}{2 \cdot 170 \cdot 40 \cdot 7 \cdot \pi \cdot 1,2}\right)$$

$$\tau_d = 18,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2,8 \bar{\sigma}_b \text{ (HA)} \rightarrow \bar{\tau}_d = 2,8 \cdot 5,9 = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_d > \bar{\tau}_d$  donc on prévoit des crochets, aucun arrêt de barres.

#### Sens Transversal

$$\tau_d = 42,64 \left(1 + \frac{3 \cdot 9,93}{190}\right) (190 - 40) \left(\frac{1}{8 \pi 1,2 \cdot 2 \cdot 190 \cdot 40}\right) = 16,13 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\bar{\tau}_d}{2} < \tau_d < \bar{\tau}_d \quad \text{donc on a des barres <sup>Sans</sup> crochets et aucun}$$

- arrêt de barres

### Ferraillages des autres semelles

Pot	$B_x$ (cm)	$B_y$ (cm)	$h_f$ (cm)	$h$ (cm)	$e$ (cm)	$A_x$ (cm <sup>2</sup> )	$A_y$ (cm <sup>2</sup> )
2 (35x40)	180	160	40	35	20	9T12	8T12
4 (35x40)	180	160	40	35	20	7T12	7T12
8 (40x35)	130	140	30	25	20	5T12	4T12

### Semelle sous poteau 2 du portique extérieur

A. Sous  $SP_1$   $Q = 7,52 t$   $b_x = b_y = 25 \text{ cm}$

donc a une semelle carrée  $B_x = B_y$

$$\text{il faut que } B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow B_x = \left[\frac{Q}{\bar{\sigma}_s}\right]^{1/2} = 70,80 \text{ cm}$$

on choisit  $B_x = B_y = 1,00 \text{ m}$

### - Vérification de la contrainte du sol

$$\bullet h \geq \max \left[ \frac{100-25}{4}, \frac{100-25}{4} \right] = 18,75 \text{ cm} \Rightarrow h = 20 \text{ cm}$$

$$h_f = 25 \text{ cm}, d = 5 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm}$$

$$\bullet Q_s = 0,484 \text{ t}$$

$$\bullet Q_T = Q + Q_s = 0,484 + 7,52 = 8 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \sigma_s = \frac{Q_T}{B \times B_y} = 0,8 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_s$$

### - Vérification de non poinçonnement

$$\bullet F = 2 \text{ t}, P_c = 200 \text{ cm} \text{ d'où } \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_f} = 1,66 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

### B. Vérification sous $S.P_2$

$$N = 7,75 \text{ t}, M = 1,64 \text{ tm} \text{ d'où } e_0 = 21,16 \text{ cm} > \frac{B_y}{6} = 16,66 \text{ cm}$$

donc on a une section partiellement comprimée (S.P.C)  
les équations de Navier ne sont pas applicables puisque la section n'est pas homogène et la réaction du sol est  $R = \sigma \cdot \frac{3c}{2} B = N$

$$\text{d'où } \sigma_1 = \frac{2N}{3cB} \text{ avec } c = \frac{B}{2} e_0$$

La semelle risque d'être instable, la solution envisagée est d'augmenter

la section. on prend  $B_x = B_y = 130 \text{ cm}$

d'où les nouvelles dimensions

$$h_f = 30 \text{ cm}, h = 25 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm}, N = 7,52 \text{ t}, M = 1,64 \text{ tm}$$

$$\text{d'où } e_0 = 21,16 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{130}{6} = 21,66 \text{ cm} \text{ (S.E.C)}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot y}{I} \Rightarrow \sigma_1 = 0,94 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 0,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma(A/4) = 972 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow Q' = 12,13 \text{ t}$$

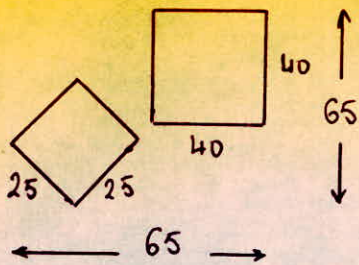
$$\text{finalement } A = \frac{Q' (B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = 2,27 \text{ cm}^2$$

on prend la quantité d'acier minimale,  $A = 3,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{d'où } A = 3,4 \cdot 1,3 = 4,42 \text{ dans chaque sens, soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$



## Semelle sous 2 poteaux PE<sub>1</sub> et 1



PE<sub>1</sub> (25x25)

SP<sub>1</sub>: N = 4,34 t

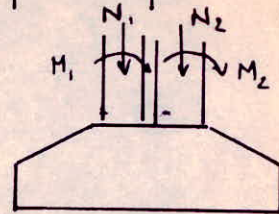
SP<sub>2</sub>: N = 5,03 t

M = 1,89 t.m

$M_t = 0,71 \text{ t.m}$   
 $M_2 = 1,75 \text{ t.m}$

1 (40x40)

	Trans	Long
SP <sub>1</sub>	N 14,58	14,82
SP <sub>2</sub>	N 21,38	21,3
	M 5,75	2,62



poteau fictif 65 x 65

A. Sous SP<sub>1</sub>

on a  $N = N_1 + N_2 = 4,34 + 14,82 = 19,16 \text{ t}$

- surface de la semelle

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = 1 \Rightarrow B_x^2 \geq \frac{Q}{\sigma_s} \Rightarrow B_x \geq \left[ \frac{Q}{\sigma_s} \right]^{1/2} = 113,02 \text{ cm} \Rightarrow B_x = B_y = 165 \text{ cm}$$

- Verification de la contrainte du sol

$$h \geq \frac{B-b}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow h = 30 \text{ cm}, h_t = 35 \text{ cm}, e = 15 \text{ cm}$$

$$Q_T = Q_s + Q = 1,73 + 19,16 = 20,89 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \sigma_s = \frac{Q_T}{B_x B_y} = 0,77 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification au poinçonnement

$$P_c = 400 \text{ cm}, F = 7,7 \text{ t} \Rightarrow \frac{1,5(Q-F)}{h_t \cdot P_c} = 1,23 \text{ kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ kg/cm}^2$$

B. Verification sous SP<sub>2</sub>

- Sens Transversal

$$N = 21,38 + 5,03 + 1,73 = 28,14 \text{ t}$$

$$M = 1,75 + 5,75 = 7,5 \text{ t.m}$$

$$e_0 = 26,65 \text{ cm} < \frac{B}{6} = \frac{165}{6} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{S. E. C}$$

$$\sigma_1 = 2,05 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 0,01 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(A/4) = 1,54 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,99$$

- Sens Longitudinal

$$N = 28,14 \text{ t}, M = 3,33 \text{ t.m}$$

$$e_0 = 11,8 \text{ cm} < \frac{B}{6} = 27,5 \text{ cm} \Rightarrow \text{S. E. C}$$

$$\sigma_1 = 1,47 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \sigma_2 = 0,59 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \sigma(A/4) = 1,25 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,99 \text{ kg/cm}^2$$

Ferrailage de la semelle

$$A = \frac{Q'(B-b)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{1,25 \cdot 165^2 (165 - 65)}{8 \cdot 30 \cdot 2800} = 6,24 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

## Verification à l'adhérence

$$q'_{\text{Tran}} = \varphi \left(1 + 3 \frac{e_0}{8}\right) = 41,77 \text{ t} \quad , \quad q'_{\text{Long}} = 34,18 \text{ t}$$

$$\text{d'où } \tau_{d_{\text{Trans}}} = 18,65 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

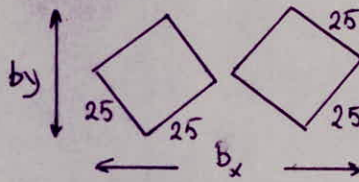
donc on prévoit des crochets et pas d'arrêt de barres

$$\tau_{d_{\text{Long}}} = 15,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas de crochets ni d'arrêt de barres

## Semelles sous 2 poteaux $P_{E4}$ et $P_{E4}$

$$P_{E4} = 25 \times 25$$



$$SP_1 \quad N = 4,34 \text{ t}$$

$$SP_2 \quad N = 5,03 \text{ t}$$

$$M = 1,89 \text{ tm} \quad \left. \begin{array}{l} M_4 = 0,71 \text{ tm} \\ M_L = 1,15 \text{ tm} \end{array} \right\}$$

Poteau fictif (36 x 73)

même étude que pour le précédent, toutes les vérifications sont satisfaites.

$$h_f = 40 \text{ cm} \quad , \quad h = 35 \text{ cm} \quad , \quad e = 20 \text{ cm} \quad , \quad B_x = 100 \text{ cm} \quad , \quad B_y = 200 \text{ cm}$$

$$\text{et } A_x = 4712 = 4,52 \text{ cm}^2 \quad , \quad A_y = 6712 = 6,78 \text{ cm}^2$$

## LONGRINE

Les Longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux dans le cas des semelles isolées. Lorsque la distance verticale d'ancrage des fondations dépasse 1m, Elles doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action

d'une force égale à : -  $\frac{N_{\text{max}}}{10}$  pour les sols meubles

-  $\frac{N_{\text{max}}}{15}$  pour les sols de moyenne consistance

$N_{\text{max}}$  : force axiale du poteau à cette sollicitation, il faut ajouter dans le cas échéant les efforts des charges et moments appliqués directement sur les longrines.

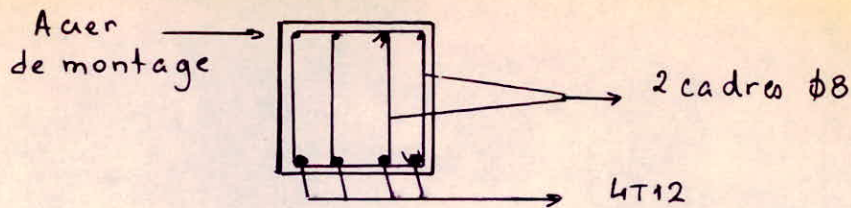
Le ferrailage minimum doit être 4T14 ou 4T12 - avec des cadres

- dont l'espacement ne dépasse pas 20 cm

dimension des longrines (35 x 35)

L'effort normal max ( $N_{max}$ ) = 45 t

pour le ferrailage, on prend 4 T12 (minimum) - avec des cadres  
- de  $\phi 8$  et un espacement de 20 cm



## VOILE PERIPHERIQUE

Vu que notre ouvrage est enterré à une profondeur de 1,30 m donc il faut un voile périphérique pour supporter la poussée des terres et rigidifier l'infrastructure.

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section sup. à 0,2% de la section transversale totale du béton - avec un recouvrement supérieur à 50%.
- Equerre de renforcement dans les angles
- Armatures longitudinales de peau  $\geq 2 \text{ cm}^2$  par face et par ml de hauteur

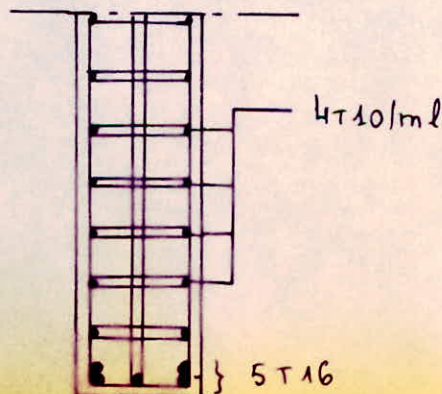
### Ferrailage

hauteur =  $h = 270 \text{ cm}$ , épaisseur =  $e = 15 \text{ cm}$

$$A_L = \frac{0,2 \cdot 2,7 \cdot 10^2 \cdot 15}{100} = 8,1 \text{ cm}^2$$

Soient 5 T16  $\rightarrow A = 10,05 \text{ cm}^2$

Les armatures de peau : 4 T10/ml  $\rightarrow A_p = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$



# TASSEMENT

Lorsqu'un sol est soumis à des charges, il se produit des déformations dans le milieu, d'où le phénomène de tassement qui résulte :

- d'un phénomène de consolidation
- d'un phénomène de fluage latéral

## \* Résultats Pressiométriques

d'après le rapport du sol, les résultats obtenus confirment que les différentes couches du sol rencontrées sont légèrement consolidées ou consolidées et de bonne qualité du point de vue géotechnique.

## \* Détermination des tassements prévisibles

les tassements de consolidation s'expriment à partir des résultats des essais pressiométriques par la formule de MENARD

$$S = \frac{1+\nu}{3E} P R_0 \left( \lambda_2 \frac{R}{R_0} \right)^\alpha + \frac{\alpha}{4,5E} P \lambda_3 R$$

- avec -  $\nu = 0,33$  : coefficient de Poisson adopté par Ménard

-  $P$  = pression moyenne uniforme de la semelle sur le sol

-  $E$  = module pressiométrique à  $H = 2m = \alpha E_{\text{oed}} \approx 40 \text{ bars}$

-  $R_0$  = largeur de référence = 30 cm

-  $L$  = longueur de la fondation

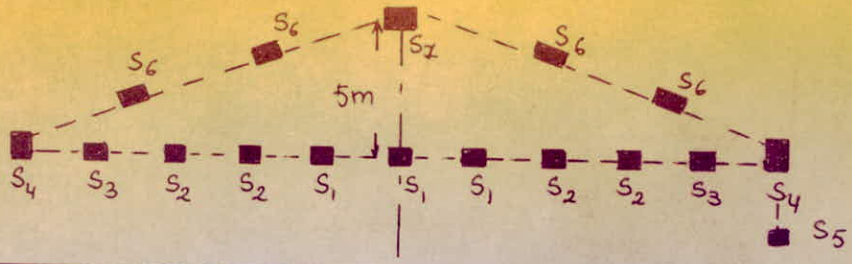
-  $R$  = demi-largeur de la fondation

-  $\alpha$  = coefficient de structure =  $f\left(\frac{E}{P_l} \approx 10\right) = \frac{1}{2}$  [Limon]

-  $\lambda_2, \lambda_3$  Coefficients de forme,  $\lambda = f\left(\frac{L}{2R}\right)$

l'encastrement de notre fondation est inférieur à 2m mais supérieur à 1m - donc  $S$  sera majoré de 10%. (Philliponot cours)

$E = 40 \text{ bars}$ ,  $P_l = 4 \text{ bars}$ ,  $\frac{E}{P_l} = 10$ ,  $R_0 = 30 \text{ cm}$ ,  $P = 1,5 \text{ bars}$



Fondation	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>	S <sub>6</sub>	S <sub>7</sub>
R (cm)	85	80	80	82,5	55	65	50
L (cm)	190	180	180	165	130	130	200
$L/B = L/2R$	1,12	1,12	1,12	1,00	1,18	1,00	2
$\lambda_2$	1,17	1,17	1,17	1,12	1,19	1,12	1,53
$\lambda_3$	1,11	1,11	1,11	1,10	1,12	1,10	1,20
S (cm)	1,3	1,25	1,25	1,255	1,00	1,08	1,05

Conclusion

- Le tassement absolue de chaque fondation est faible devant le tassement absolue admissible égale à 4cm.
- le tassement différentiel - difference de tassement absolue - on calcule pour la plus défavorable, Semelle (S<sub>1</sub>) et Semelle (S<sub>7</sub>)

$$S_{d,1,7} = 1,3 - 1,05 = 0,25 \text{ cm} = 2,5 \text{ mm}$$

tassement différentiel admissible :  $S_d^- = \frac{L}{1000}$  (Sanglerat)

-avec L: distance entre semelles

$$S_d^- = \frac{5000}{1000} = 5 \text{ mm}$$

$$S_{d,1,7} < S_d^-$$

donc les tassements que ce soient absolus ou différentiels ne sont pas craindre.

## CONCLUSION

En conclusion, on peut dire que ce travail n'est en fait qu'un essai de passage de la "formule scientifique" théorique aux méthodes pratiques de calcul des bureaux d'étude.

En effet, nous avons tenté de synthétiser l'ensemble des connaissances acquises pendant la période de formation.

Partis de la conception du système porteur, nous avons envisagé des formes simples et pratiques en respectant au maximum le plan d'architecture, les normes relatives au lieu ainsi que les procédés de constructions.

Malgré les diverses difficultés rencontrées le long de notre travail qui nous ont amené soit à reconcevoir partiellement le projet soit à ajouter ou modifier certains <sup>éléments</sup> indispensables, nous n'avons cessé d'apprendre à chaque réflexion et recherche dans cette étude.

---

## BIBLIOGRAPHIE

- Règles Techniques CCBA 68
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 81 modifiée 83
- Règles Neige et Vent N.V 69
- Aide-Memoire : R.D.M , B.A , Second Oeuvre du Batiment
- Calcul et Verification des Ouvrages en Beton-Armé  
(PIERRE-CHARON)
- Calcul Pratique des ossatures en B.A (A. Fuentes)
- Cours de Beton Armé (M. BELAZOUGUI)
- Traite de Beton Armé (A. GUERRIN)
- Tables de BARÈS pour le calcul des dalles
- CONCEPTION ET Calcul Des Structures  
Soumises Au SEISME.
- COURS DE M.D.S. J. Costet . G. SANGLERAT.

