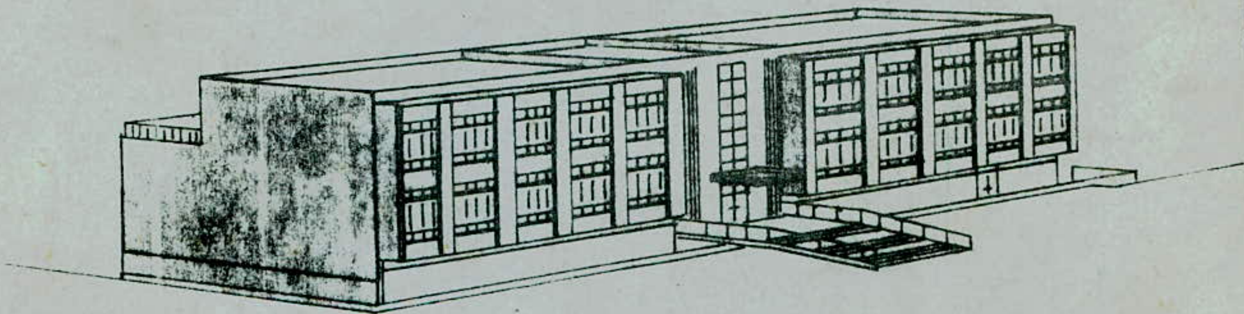
Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

département de génie civil

projet de fin d'études



BATIMENT A USAGE DE CANTINE

1981

Proposé par : SONELGAZ

Dirigé par : A. BOUHADJA

Etudié par :

A. CHEKIRED

M. BAHA

Promotion : JUIN 1981

Table des Matières

Introduction

A la mémoire de notre regretté professeur de béton
Monsieur Cherif MEROUANI.

A nos parents pour leur sacrifice.

A nos collègues et amis.

Nous tenons à remercier tous les professeurs qui ont contribué à notre formation, pour laquelle ce projet de fin d'études représente en quelque sorte une conclusion.

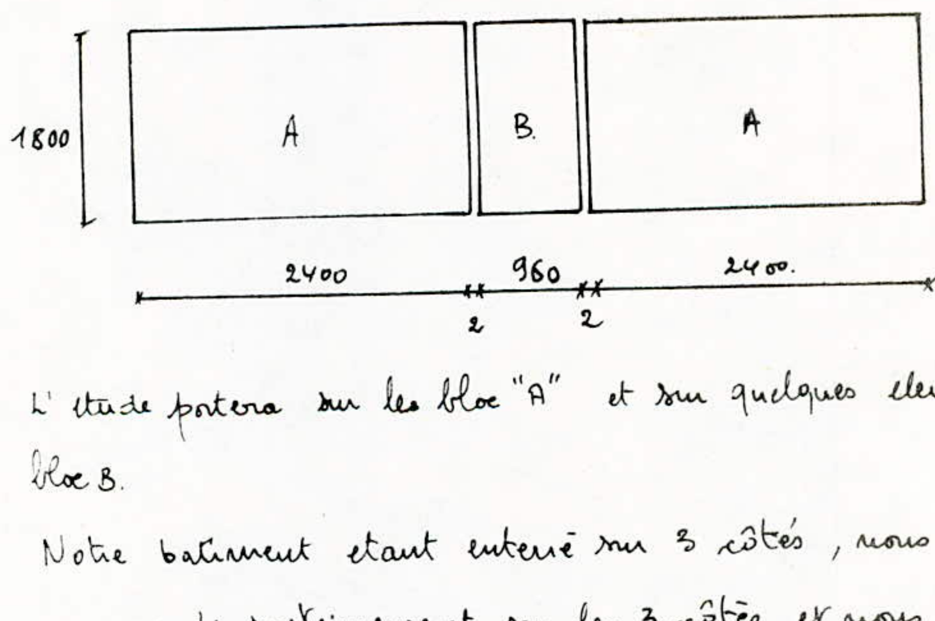
Nous remercions, tout particulièrement nos amis du bureau d'études de la Sonelgaz pour l'aide inestimable qu'ils nous ont fourni.

Nous souhaitons aussi à nos camarades et frères des promotions à venir beaucoup de courage et de chance dans les études.

1

PRESENTATION. ET. DESCRIPTION
DE. L'OUVRAGE.

Le projet dont suit l'etude porte sur le calcul des elements resistants d'un batiment à usage de cantine.
Ce batiment sera situé à Alger (Cité-de-Constantine).
Il se compose de 3 blocs dont 2 sont symetriques.
Compte tenu des recommandations pour les ouvrages en beton armé et afin de ne pas tenir compte des effets dûs aux variations de temperature, on prevoira 2 joints de dilatation de 2cm comme indiqué sur le schema suivant.



(le schema n'est pas à l'echelle).

L'etude portera sur les bloc "A" et sur quelques elements du bloc B.

Notre batiment etant enterré sur 3 côtés, nous prevoirons un mur de soutènement sur les 3 côtés et nous en ferons le calcul.

Taux de travail du Sol:

Le rapport du sol donné par le L.N.T.P.B fournit une contrainte admissible de 2 kg/cm² à une profondeur de 1,5m. Nous adopterons pour l'ensemble du batiment des semelles superficielles.

- Beton Armé :

. Tout le beton armé entrant dans la constitution du batiment sera conforme aux regles techniques de conception et de calcul des ouvrages en B.A (C.C.B.A 68) et à tous les reglements en vigueur applicables en Algerie.

. Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adherence conforme aux normes ; et de l'acier doux de nuance FeE24.

- Ossature.

L'ossature du batiment est constituée de portiques longitudinaux et de portiques transversaux. Ces portiques sont constitués de poutre et de poteaux encastrés les uns dans les autres assurant ainsi le contreventement du batiment.

Pour le bloc A, le dernier niveau sera constitué par un portique metallique et ce pour la grande portée des poutre transversales (12m).

Ces portiques metalliques seront articulés à leur base.

L'ossature du bloc B sera entierement en beton-armé

L'ouvrage reposera sur le sol par l'intermediaire de "gros beton" qui sera prévu sous les semelles et les longrines.

- Plancher.

Le batiment comprend 2 types de planchers :

. plancher en dalle pleine. (2ème et 1er sous-sol).

. plancher à corps creux avec dalle de compression reposant sur des poutrelles prefabriquées.

Maçonnerie.

- Murs exterieurs : - doison en briques creuses (15 cm)
  - vide d'air de 5 cm
  - doison en briques creuses (10 cm).
- Murs interieurs : - doison de separation en briques creuses (5 cm).

- Revêtements :

. Ceramique dans les salles d'eau

. Carrellage ailleurs.

- Couvertures

. portique metallique :

complexe d'etancheité :	40 kg/m²
forme de pente	300 kg/m²
plaque de liège	8
TN.40	40
Sollives metalliques	40
	$\Sigma CP = 428$ Kg/m².

. Bloc central : plancher terrasse inaccessible

Gravillons (protection - étancheité)	60 kg/m²
multicouches	10
chape	80
Isolation thermique (liège)	12
Forme de pente	55
Hourdis + table de compression	325
plâtre	18
	$\Sigma CP = 560$ Kg/m².

- Plancher à corps-creux.

- carrelage.	44 Kg/m²
- Mortier de pose	40
- Sable	51
- Isolation phonique	10
- Cloison.	75
- Hourdis + Table de compression (20+5).	325
- Enduit plaque	13

$\Sigma CP = 558$ Kg/m²

- Surcharges d'exploitation. (non majorées).

- terrasse.	100 Kg/m²
- Plancher du 1er etage. :	500 Kg/m²
- du R.D.C	500 Kg/m²
- Plancher du 1er Sous-Sol	800 Kg/m²
- Plancher du 2e Sous Sol	450 Kg/m².

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

LE BETON.

. Il est dosé à 350 kg/m³ de CPA 325 à contrôle atténué.

. Grosseur des granulats : Cg 5/15 mm.

. Resistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270$ bars

. Resistance nominale de traction $\sigma_{28} = 23,2$ bars.

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

Elle est prise égale à une fraction de sa resistance à 28 j

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$$

avec $\rho'_b = \alpha . \beta . \gamma . \delta . \varepsilon .$

α : depend de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ (CPA 325)

β : depend de l'efficacité du contrôle. $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)

γ : depend des épaisseurs relatives des elements et des dimensions des granulats. Cg : 5/15. $\gamma = 1$

δ : depend de la nature de la sollicitation.

$\delta = 0,30$ en compression simple

$\delta = 0,60$ en flexion simple.

- <u>en flexion composée</u> (Art 9.4. C.C.B.A 68).

$\delta = 0,60$: l'effort normal est une traction

$$\delta = \begin{cases} 0,30 \left(1 + \dfrac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,60 \\ 0,60. & \text{si } \delta > 0,60 \end{cases}$$

: l'effort normal est une compression.

avec : e_0 : excentricité de la resultante des forces exterieures par rapport au centre de gravité du beton seul.

e_1 : distance de la limite du noyau central au c.d.g de la section de beton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

Quand il s'agira d'une sollicitation pondérée du 2° genre, les valeurs de δ sont multipliées par 1,5.

ε : depend de la forme de la section et de la position de l'excentre.

$\varepsilon = 1$ en compression simple

$0{,}5 < \varepsilon < 1$ dans les autres cas.

En compression simple.

$\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0{,}3 \cdot 1 \cdot 270 = 67{,}5$ bars $= 68{,}85$ kg/cm² (SP1)

$\bar{\sigma}'_{b0} = 1{,}5 \cdot 67{,}5 = 101{,}25$ bars $= 103{,}3$ kg/cm² (SP2).

En flexion simple :

$\bar{\sigma}'_{b} = 135$ bars $= 137{,}7$ kg/cm² (SP1)

$\bar{\sigma}'_{b} = 202{,}5$ bars $= 206{,}5$ kg/cm² (SP2)

Contrainte de traction de reference (Art 9.5 . C.C.B.A. 68)

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

α, β, γ : idem que precedemment.

$\theta = 0{,}018 + \dfrac{2{,}1}{\sigma'_{en}}$ (σ'_{en} en bars).

$\bar{\sigma}_b = 5{,}8$ bars $= 5{,}9$ kg/cm² (SP1)

$\bar{\sigma}_b = 8{,}7$ bars $= 8{,}9$ kg/cm² (SP2).

ACIERS.

On distingue deux catégories d'acier.

- aciers doux ou ronds lisses.

nuance FeE24 ; $\sigma_{en} = 2350$ bars $= 2400$ kg/cm² (limite élastique nominale).

- contraintes admissibles.

$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3}\sigma_{en} = 1600$ kg/cm² (SP₁)

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$ kg/cm² (SP₂).

- aciers à haute adhérence ou aciers Tors.

nuance FeE40 . $\sigma_{en} = 4120$ bars $= 4200$ kg/cm² pour $\phi \leq 20$ mm.

$\sigma_{en} = 3920$ bars $= 4000$ kg/cm² pour $\phi > 20$ mm

Contraintes admissibles.

$$\phi \leq 20\text{ mm.} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 & (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 & (SP_2). \end{cases}$$

$$\phi > 20\text{ mm.} \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2665 \text{ kg/cm}^2 & (SP_1) \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2 & (SP_2). \end{cases}$$

Contraintes de traction imposée par la condition de fissuration (Art. 4.9)

La valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars).

$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f}$: contrainte de fissuration systématique

$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\eta \cdot \frac{K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$: contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

η : coefficient de fissuration $\begin{cases} = 1 & \text{Ronds lisses} \\ = 1,6 & \text{H.A.} \end{cases}$

ϕ : diametre de la plus grosse barre (en mm)

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration. $\tilde{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f}$

A : section des armatures tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues

K : coefficient dependant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

- $K = 1,5 . 10^6$. fissuration peu préjudiciable.
- $K = 1 . 10^6$. fissuration préjudiciable.
- $K = 0,5 . 10^6$. fissuration très préjudiciable.

- Treillis soudés

$\phi \leq 6$ mm : $\sigma_{en} = 5200$ bars $= 5304$ Kg/cm².

$\phi > 6$ mm $\sigma_{en} = 4410$ bars $= 4500$ Kg/cm².

Contraintes admissibles

$\phi \leq 6$mm : $\bar{\sigma}_a = 3533$ Kg/cm² (SP1)

$\phi > 6$ mm : $\bar{\sigma}_a = 3000$ Kg/cm² (SP1)

$\phi \leq 6$mm : $\bar{\sigma}_a = 5300$ Kg/cm² (SP2)

$\phi > 6$ mm : $\bar{\sigma}_a = 4900$ Kg/cm² (SP2).

Calcul des Elements

ACROTERE

L'acrotère est calculée, comme étant encastrée au plancher.

Le calcul de l'acrotère se fera pour une bande de 1 mètre.

L'acrotère a une épaisseur de 15 cm et une hauteur de 60 cm.

Poids propre de l'acrotère: $G = 350$ kg/ml.

Surcharge horizontale. $P = 100$ kg/ml.

Nous avons ainsi à calculer une section rectangulaire (100x15) soumise à la flexion composée.

Calcul des efforts pour une bande de un (1) mètre.

$N = 350$ kg.

$M = 1{,}2 \cdot P \cdot h = 1{,}2 \cdot 100 \cdot 0{,}60 = 72$ kgm.

$e = \frac{M}{N} = \frac{72}{350} = 0{,}206 > \frac{h}{6}$ → section partiellement comprimée.

→ $\mathcal{M} = P \cdot h + N \left(\frac{h_0}{2} - a\right)$

$= 120 \cdot 0{,}6 + 350\left(\frac{0{,}15}{2} - 0{,}03\right) = 91$ Kgm.

Calcul des armatures.

$\mu = \frac{15 \cdot 91 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0{,}0029$ → $\begin{cases} K = 186{,}6 \\ \varepsilon = 0{,}9752. \end{cases}$

$A_1 = \frac{91 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0{,}9752 \cdot 12} = 0{,}28$ cm².

→ $A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0{,}29 - \frac{350}{2800} = 0{,}16$ cm²

Vérification de la condition de non-fragilité

$$A \geq 0{,}69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}26 \text{ cm}^2$$

→ 5T6 par m. ($1{,}46 \text{ cm}^2$)

on prévoira des armatures de peau.

. Vérification de la condition de non-fissuration.

$$\tilde{\omega}_{f\,réel} = \frac{A}{B_f} = \frac{1{,}41}{100 \times 4} = 0{,}0028$$

$$\tilde{\omega}_{f\,théorique} = 0{,}0114.$$

$\tilde{\omega}_{f\,thé} > \tilde{\omega}_{f\,réel}$

→ $\bar{\sigma}_f = \bar{\sigma}_2 = 2984 \text{ kg/cm}^2$

→ vérifié ($> 2800 \text{ kg/cm}^2$)

Vu que notre acrotère se termine par un "chapeau" à 2 pentes différentes, nous prendrons 5T6 pour le maintien du bord extérieur du "chapeau" en plus des 5T6 nécessaires pour la résistance de l'acrotère.

Vérification au séisme :

les acrotères sont soumises à des sollicitations horizontales de direction quelconque agissant seules : $F_H = \sigma \cdot W$.

σ : coefficient sismique local uniforme $= 0{,}20 + 0{,}10 \cdot \alpha = 0{,}30$. ($\alpha = 1$).

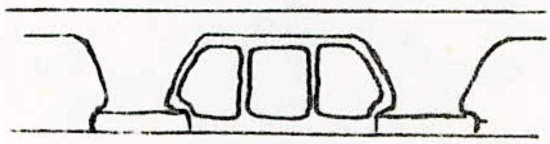
$W = G + P$: G : poids propre de l'acrotère
P : surcharge d'exploitation verticale ($P = 0$).

$W = G + 0 = 360$ kg.

$F_H = \sigma \cdot W = 0{,}3 \cdot 360 = 108$ kg < 120 kg. → la vérification au séisme n'est pas nécessaire.

CALCUL - DES - POUTRELLES.

Les poutrelles que nous nous proposons de calculer sont les poutrelles d'un plancher à corps creux (20 + 5).



Les poutrelles sont préfabriquées sur chantier. Elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et des dalles de compression. Les poutrelles seront calculées sous les sollicitations du 1er genre (SP1). : G + 1,2 P.
Dans notre calcul, nous ne considérons que les poutrelles du niveau IV et celles du niveau III. Le plancher du niveau II étant constitué par une dalle pleine de 20 cm d'épaisseur.

- charge revenant à la poutrelle :

$q = (558 + 1{,}2 . 500) \times 0{,}60. \quad = 695 \text{ kg/ml}.$

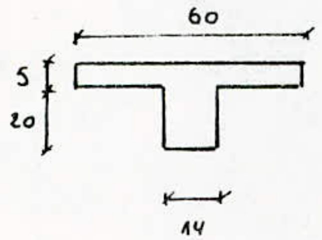
0,60 m correspond à la largeur de la table de compression.

- Poids propre de la poutrelle :

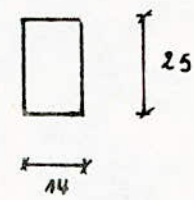
$0{,}20 \times 0{,}14 \times 2500. \quad = 70 \text{ kg/ml}.$

- Charge totale : $695 + 70 = 765 \text{ kg/ml}.$

Pour les poutrelles, les sections de calcul diffèrent selon que l'on se place à l'appui ou en travée.

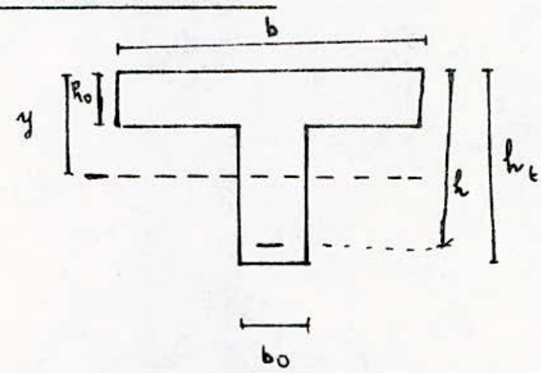


En. Travée



Sur Appui.

Calcul des sections d'aciers



on calcule $\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} \xrightarrow{\text{Abaques}} \varepsilon, \alpha, K$.

si $\alpha h \leq h_0$: l'axe neutre tombe dans la table de compression

si $\alpha h > h_0$: l'axe neutre tombe dans la nervure.

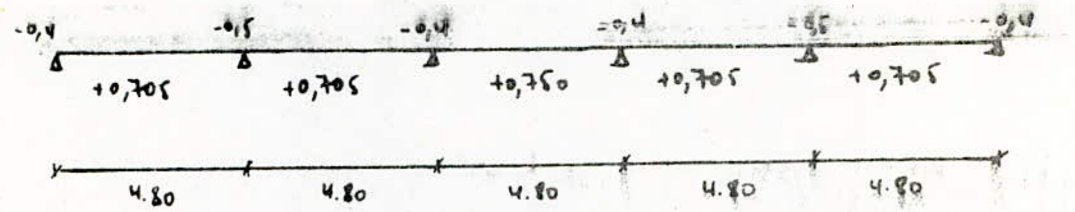
on vérifie que

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}'_a}{K} < \bar{\sigma}'_b$. nous aurons alors la condition

$\sigma'_m \leq \sigma'_{b0}$ donc nous aurons uniquement des armatures tendues.

La poutrelle est calculée comme une poutre sur plusieurs appuis.

avec $M_0 = q\frac{l^2}{8}$ et $T = 1{,}15 \cdot q \cdot \frac{l}{2}$.



$M_0 = q\frac{l^2}{8} = 765 . \frac{\overline{4{,}8}^2}{8} = 2204$ kg.m.

$T = 1{,}15 . q\frac{l}{2} = 2640$ kg.

Sur Appuis

$\alpha = 0{,}4$. $M_a = 882$ kg.m

$\alpha = 0{,}5$ $M_a = 1102$ kg.m

En travée

$\alpha = 0{,}705$. $M_t = 1554$ kg.m

$\alpha = 0{,}705$ $M_t = 1653$ kg.m.

Sections. D'acier . En. Travées.

	M_t	μ	K	α	ε	αh	εh	A calculée	A choisie	ϕ
$\alpha = 0{,}705$	1554	0,0347	47,6	0,2396	0,9201	4,79	18,402	3,02	3,39	3T12
$\alpha = 0{,}750$	1653	0,0369	46	0,2459	0,9180	4,918	18,36	3,21	3,39	3T12

Sections. D'acier. Aux. Appuis

	Ma	μ	K	ε	$\varepsilon . h$	A calculée	A choisie	ϕ
$\alpha = 0{,}4$	882	0,0638	32,9	0,8956	20,5	1,53	2,26	2T12
$\alpha = 0{,}5$	1102	0,0797	28,6	0,8853	20,3	1,94	2,26	2T12

Vérification de la condition de non-fragilité.

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

Sur appuis : $A \geq 0{,}69 \cdot 23 \cdot 14 \cdot \frac{5{,}8}{4200} = 0{,}307\ cm^2$. vérifié.

En travées $A \geq 0{,}69 \cdot 60 \times 20 \times \frac{5{,}8}{4200} = 1{,}15\ cm^2$ vérifié.

Vérification de la flèche (Art 58.4. C.C.B.A 68).

Si les 3 conditions suivantes sont simultanément vérifiées, la justification des flèches n'est pas nécessaire.

1/ $\boxed{\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}}$ → $\frac{0{,}25}{4{,}80} = 0{,}0521 > \frac{1}{15} \cdot 0{,}75 = 0{,}05$.

2/ $\boxed{\frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}}}$ → $\frac{1{,}53}{14 \times 23} = 0{,}00475 < \frac{36}{4200} = 0{,}0085$

3/ $\boxed{\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22{,}5}}$ → $\frac{0{,}25}{4{,}80} = 0{,}0521 > \frac{1}{22{,}5} = 0{,}044$.

Vérification de la condition de non-fissuration.

La condition de fissuration nous donne une limite de la contrainte admissible qui est le maximum de (σ_1, σ_2). Une autre limite est imposée par l'acier : $\bar{\sigma}_a$. Nous avons donc :

$$\bar{\sigma}_{af} = \min \begin{cases} \max(\sigma_1, \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

On calcule le pourcentage réel de fissuration : $\tilde{\omega}_{f\,réel} = \frac{3{,}39}{4 \times 14} = 0{,}06$

$\tilde{\omega}_{f\,théo} = 0{,}016$ → $\tilde{\omega}_{f\,réel} > \tilde{\omega}_{f\,th.} \xrightarrow[(p.30)]{\text{(Aide Mémoire)}} \sigma_1 > 3000$ → vérifié.

Vérification de l'adhérence : (Art 29 . CC.B.A 68).

On doit vérifier que : $\tau_d < \overline{\tau}_d = 2 \psi_d . \overline{\sigma}_b$

avec ψ_d : coefficient de scellement $= 1,5$ pour HA

$\overline{\sigma}_b = 5,8$ kg/cm².

$\overline{\tau}_d = 2 \times 1,5 \times 5,8 = 17,4$ kg/cm².

$\tau_d = \dfrac{T}{n.p.z}$ avec $T = T_{max} = 1,15 . q\dfrac{l}{2} = 3540$ kg.

p : périmètre d'une barre

n : nombre de barres.

$z = 7/8 . h = \dfrac{7}{8} . 23 = 20,19$ cm.

$\tau_d = \dfrac{3540}{11,31 . 20,19} = 15,51 < 17,4$ kg/cm².

Calcul des Armatures transversales (Art 25 . C.C.B.A 68).

On calculera les armatures transversales pour l'effort tranchant maximum et on adoptera ces armatures pour toutes les poutrelles.

On choisit des cadres verticaux $\phi 6$: $A = 0,56$. cm².

Contrainte de cisaillement maximum : $\tau_b = \dfrac{T}{b_0 . z} = \dfrac{3540}{14 . \frac{7}{8} . 23} = 12,52$ kg/cm²

$\sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{K} = \dfrac{2100}{21,6} = 98$ kg/cm².

$\overline{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \overline{\sigma}'_{b0}$

on vérifie que. $\tau_b \leq \left(4,5 - \dfrac{98}{68,5}\right) 5,8 = 17,80$. kg/cm².

contrainte admissible des armatures transversales

on ne fait pas de reprise de betonnage.

$\bar{\sigma}_{at} = \rho . \sigma_{en}$ avec $\rho = \frac{2}{3}$.

$\bar{\rho}_{at} = \frac{2}{3} . 2400 = 1600$ kg/cm².

écartement admissible.

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 . h = 4,6 \text{ cm} \\ t_2 = h\left(1 - 0,3 \dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 8,1 \text{ cm.} \end{cases}$$

espacement des armatures transversales.

à l'appui on aura: $t = A_t . z . \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} = 0,56 \frac{7}{8} . 23 . \frac{1600}{3540} = 5,1$ cm.

Vu le faible espacement des armatures transversales, nous adopterons des cadres $\underline{\underline{\phi 8}}$. avec un espacement de 8 cm.

Ferraillage de la dalle de compression (Art 58.2)

Les dimensions des mailles du treillis soudé ne doivent pas dépasser.

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Nous prendrons un treillis soudé $\phi 5$ à mailles 20×30.

Nous devons en outre verifier les sections d'armatures sachant que l_n (ecartement entre axes des nervures) est compris entre 50 et 80 cm.

On doit verifier que: $A_\perp \geq \frac{43}{\sigma_{en}} . l_n$

$$\left.\begin{array}{l} l_n = 60 \text{ cm} \\ \sigma_{en} = 5304 \text{ kg/cm}^3 \end{array}\right\} A = \frac{43}{5304} . 60 = 0,49 \text{ cm}^2 < A_t = 5\phi 5 = 0,981 \text{ cm}^2.$$

Etude du plancher du 1er sous-Sol.

C'est un plancher destiné à supporter de très fortes surcharges. Il sera constitué, pour cela, d'une dalle pleine en beton armé; d'épaisseur 20 cm.

Evaluation des charges et surcharges

. charges permanentes :

- carrelage	44	kg/m²
- mortier de pose	40	
- sable	51	
- isolation	10	
- dalle.	500	
- cloison	75	

$G = 720$ kg/m²

. A ce poids propre, on ajoute une charge à considérer comme permanente de 1000 kg/m² relative au materiel prévu. La charge totale sera de : 1720 kg/m².

. On supposera une surcharge de 250 kg/m².

$$\rightarrow G + 1{,}2\,P = q = 2020 \text{ kg/m}^2.$$

Exposé de la méthode de calcul des dalles (ou panneaux).

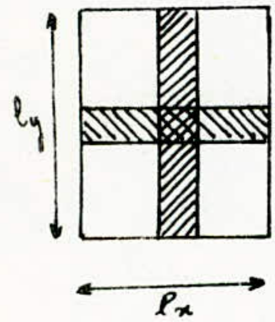
Le plancher que nous avons à calculer est constitué de panneaux ou dalles uniformément chargés et appuyés sur leur contour. En désignant par l_x et l_y les dimensions des dalles mesurées entre nus intérieurs d'appuis des panneaux ($l_x < l_y$) on a 2 cas à envisager suivant la valeur du rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$.

- $\frac{l_x}{l_y} \leq 0,4$: <u>Panneau long :</u>

La dalle porte alors dans un seul sens. On ne tient compte de la flexion que suivant la petite dimension. On calcule alors les armatures parallèles à l_x.
Selon l_y, on placera uniquement des armatures de répartition. La dalle sera calculée comme une poutre rectangulaire de largeur 1m, d'épaisseur h et de portée l_x.

- $0,4 < \frac{l_x}{l_y} \leq 1$: <u>Panneau court.</u>

On calcule les armatures dans les 2 directions.
Si on considère un panneau uniformément chargé et reposant librement sur son pourtour, les règles C.C.B.A. 68 (Annexes A_2) permettent de déterminer les moments au centre du panneau par bande de largeur unité. (voir figure ci-contre).



$$M_{x0} = \mu_x . q . l_x^2$$
$$M_{y0} = \mu_y . M_{x0} .$$

avec : q : charge uniformément répartie.
μ_x et μ_y : sont donnés en fonction de ρ par une échelle fonctionnelle.

Pour tous les panneaux, nous prendrons selon la direction considérée :
$M_t = 0,85 . M$ et $M_a = 0,50 . M$.

. Suivant lx : 1°/ en travée

$\mu = \dfrac{15\ M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} = \dfrac{15 . 1973 . 10^{-2}}{2800 . 100 . 17^2} = 0{,}0366 \rightarrow K = 46{,}12 > \bar{K}.$

$\varepsilon = 0{,}9182.$

$\rightarrow A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h} = \dfrac{1973 . 10^{-2}}{2800 . 0{,}9182 . 17} = 4{,}53\ cm^2$

$\rightarrow$ 5T12 p.m. ($5{,}65\ cm^2$)

2°/ sur appui

$\mu = \dfrac{15 . 1161 . 10^{-2}}{2800 . 100 . 17^2} = 0{,}0215 \rightarrow K = 62{,}88 > \bar{K}$

$\varepsilon = 0{,}9358$

$\rightarrow A = \dfrac{1161 . 10^{-2}}{2800 . 0{,}9358 . 17} = 2{,}61\ cm^2$

$\rightarrow$ 3 T12 p.m ($3{,}39\ cm^2$)

. Suivant ly :

- en travée : $A = 3{,}1\ cm^2 \rightarrow$ 4 T12 p m ($4{,}52\ cm^2$)

- sur appui : $A = 1{,}8\ cm^2 \rightarrow$ 2 T 12 p m ($2{,}26\ cm^2$).

Vérification de la condition de non-fragilité : (C.C.B.A . Art 52)

. suivant lx :

$A \geq 0{,}69 . b . h . \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \dfrac{\rho}{2}\right) = 0{,}69 . 100 . 17 . \dfrac{5{,}9}{4200} \left(1 - \dfrac{0{,}78}{2}\right) = 1{,}01\ cm^2$

vérifié

. suivant ly

$A \geq 0{,}69 . b . h \dfrac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 + \dfrac{\rho}{4}\right) = 0{,}69 . 100\ 16 . \dfrac{5{,}9}{4200} \left(1 + \dfrac{0{,}78}{4}\right) = 1{,}94\ cm^2$

vérifié.

Efforts tranchants.

Si on appelle P la charge totale sur la surface de tout le panneau, on aura :

- au milieu de lx : $T = \dfrac{P}{3 l_y}$
- au milieu de ly : $T = \dfrac{P}{2 l_y + l_x}$.

- Etude d'un panneau.

$$\left.\begin{array}{l} l_x = 4{,}25 \text{ m} \\ l_y = 5{,}45 \text{ m} \end{array}\right\} \rightarrow \rho = 0{,}78 \longrightarrow \left\{\begin{array}{l} \mu_x = 0{,}0636 \\ \mu_y = 0{,}653 \end{array}\right.$$

$M_{xo} = \mu_x . q . l_x^2 = 0{,}0636 . 2020 . \overline{4{,}25}^2 = 2321$ kgm.

$M_{yo} = \mu_y . M_{xo} = 0{,}653 . 2321 = 1516$ kgm.

. En travée :

$M_{tx} = 0{,}85 . M_{xo} = 0{,}85 . 2321 = 1973$ kgm.

$M_{ty} = 0{,}85 . M_{yo} = 0{,}85 . 1516 = 1289$ kgm.

. Sur appui

$M_{ax} = 0{,}5 . M_{xo} = 0{,}50 . 2321 = 1161$ kgm.

$M_{ay} = 0{,}5 . M_{yo} = 0{,}50 . 1516 = 758$ kgm.

Détermination des armatures :

On utilisera la même méthode que pour une poutre soumise à la flexion simple.

<u>Vérification de la flèche.</u> (Art 61.22. C.C.B.A.68).

Si les conditions qui suivent sont vérifiées, la justification de la flèche n'est pas nécessaire.

1/ $\frac{ht}{lx} > \frac{1}{20}\frac{Mt}{Mx}$ ➡ $\frac{20}{425} = 0,047 > \frac{1}{20} . 0,85 = 0,0425$

2/ $\frac{A}{b.h} < \frac{20}{\overline{\sigma}en}$ ➡ $\frac{5,65}{100.17} = 0,0034 < \frac{20}{4200} = 0,0047$.

<u>Vérification de la contrainte de cisaillement.</u>

$$T_{max} = \frac{P}{2ly + lx} = \frac{q.lx.ly}{2ly + lx} = \frac{2020 . 4,25 . 5,45}{2.5,45 + 4,25} = 3089 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{3089}{100.\frac{7}{8}.17} = 2,1 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < 1,15 . \overline{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 = \overline{\tau}_b$.

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

. <u>Dalle du 2e sous-sol.</u> (Dalle flottante)

La dalle du 2e sous-sol aura une épaisseur de 15 cm et sera armée de la même manière que la dalle du 1er sous-sol.

CALCUL DU PORTIQUE METALLIQUE

Le portique etudié est un potique en charpente metallique articulé à la base. Nous avons choisi un potique metallique vue la grande portée des poutres transversales du niveau V. Les poutres transversales ont une portée de 12m et sont posées sur les poteaux. Les poutres longitudinales sont rivées à l'ame des poteaux par l'intermediaire d'une plaque.
Les portiques dans les deux sens seront dimensionnés sous la combinaison la plus defavorable c'est-à-dire en tenant compte du seisme. (G+P+SI). qui donne des efforts horizontaux.

<u>Poids de la couverture</u> :

- complexe d'etancheité	40 kg/m²
- forme de pente	300 "
- plaques de liège (isolation phonique).	8 "
- TN 40	40 "
- Solives metalliques	40 "
	G = 428 kg/m²

Surcharge d'exploitation :

P = 100 kg/m².

Portique

Metallique

Calcul du portique transversal.

Surface revenant au portique transversal

$S = 4{,}8 \times 13{,}2 = 63{,}36\ m^2$.

Charges soumises au séisme : $G + P/5$.

• poutres longitudinales :	$4 \times 4{,}8 \times 248$	$= 4762$
• poutres transversales :	$248 \times 13{,}2$	$= 3274$
• couvertures	: $428 \times 63{,}36$	$= 27118$
• poteaux	: $170 \times 2 \times 4{,}2$	$= 1428$
		$G = 36582$ kg.

$P = 100 \times 63{,}36 = 6336$ kg.

$W = G + \frac{P}{5} = 37850$ kg

Le portique est à un seul niveau : $\sigma_T = 0{,}2047$.

$\rightarrow F_T = \sigma_T \cdot W = 0{,}2047 \times 37850 = 7748$ kg.

calcul de la charge verticale par mètre-linéaire

$q_v = \frac{7748}{12} = 646$ kg/ml.

$\rightarrow CP = 428 \times 4{,}8 + 248 = 2303$ kg/ml

$P = 100 \times 4{,}8 = 480$ kg/ml.

$SI_v = 646$ kg/ml.

$\rightarrow q(CP + P + SI_v) = 3429$ kg/ml.

Moments dûs aux charges verticales.

. en travée : $M = q\frac{l^2}{24} = 3429 \cdot \frac{12^2}{24} = 20574$ Kgm.

. sur appui $M = q\frac{l^2}{12} = 3429 \cdot \frac{12^2}{12} = 41148$ Kgm.

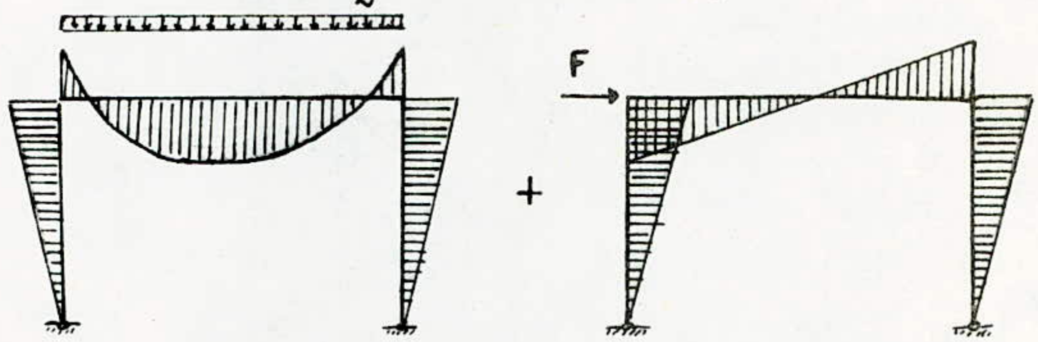
Moments dûs aux charges horizontales :

$F = 7748$ kg

$\rightarrow M = F \cdot \frac{h}{2} = 7748 \times \frac{4,2}{2} = \frac{32542}{2}$ kgm. $= 16271$ kgm.

Moment total sur appui.

$M = 41148 + \frac{32542}{2} = 57419$ Kgm.



Calcul du module de résistance nécessaire.

$W_{nec} \geq \frac{M}{\sigma_e} = \frac{57419 \cdot 10^2}{2400} = 2392$ cm^3.

Pour les poutres transversales nous prendrons des HEA 450

($W_x = 2900$ cm^3).

Pour les poteaux, vu la faible section d'ancrage, nous prendrons des poteaux à inertie variable.

Vérification de la flèche des poutres transversales

Dans le calcul de la flèche, nous prendrons les surcharges et les charges normales et non pondérées.

$$\left.\begin{array}{l} q_G = 2303 \text{ kg/ml} \\ q_P = 480 \text{ kg/ml.} \end{array}\right\} q_{(G+P)} = 2783 \text{ kg/ml.}$$

les règles CM66 donnent en page 269 : $\frac{f}{l} \leq \frac{1,2.\ \sigma_f.\ l}{100.000.\ h}$.

où σ_f en kg/mm² est la contrainte de flexion calculée au milieu de la travée.

$$M = q \frac{l^2}{24}.$$

$$f = \frac{1,2.\ M.\ l^2}{10^5.\ W.\ h} = 1,2.\ \frac{2783\ \ 12^2\ .\ 12^2}{10^5\ \ 2900.\ 0,54}.\frac{10^4}{24.} = \frac{36}{24} = 1,84 \text{ cm}$$

$$CM66 \rightarrow \bar{f} = \frac{l}{200} = 6 \text{ cm.} > f = 1,84 \text{ cm.}$$

Calcul des éléments du portique longitudinal.

La surface revenant au portique longitudinal est de :

$$S = 7,2 \times 24 = 172,8 \text{ m}^2.$$

- Charges soumises au séisme : $G + P/5$.

poutres longitudinales	248 x 24	= 5952
poutres transversales	6 x 6 x 248	= 8928
couvertures	428 x 172,8	= 73958
poteaux	6 x 170 x 4,2	= 4284
		G = 93122 kg

P = 100 x 144 = 14400 kg.

La charge soumise au seisme sera $G + \frac{P}{5} = 96002$ kg

Pour le portique metallique, nous avons

$\delta_L = \delta_V = 0,2289$.

ce qui nous donne.

$F_L = F_V = 0,2289 \cdot 96002 = 21975$ kg.

La charge par metre-lineaire sera donc

$$q_v = \frac{21975}{24} = 916 \text{ kg/ml}.$$

Les charges verticales à desquelles est soumis le portique sont

$$\left.\begin{aligned} G &= 428 \times 6 + 248 &&= 2816 \text{ kg/ml} \\ P &= 100 \times 6 &&= 600 \text{ kg/ml} \\ SI_V &= &&= 916 \text{ kg/ml} \end{aligned}\right\} q_T = 4332 \text{ kg/ml}.$$

<u>Calcul des efforts dûs aux charges verticales</u>

en travée : $M_t = q\frac{l^2}{24} = 4159$ Kgm.

Sur appui : $M_a = q\frac{l^2}{12} = 8318$ Kgm.

<u>Calcul des efforts dûs aux forces horizontales</u>

$F_H = 21975$ kg.

Les poteaux etant identiques et articulés à leur base nous aurons

$M_i = F_i \cdot h$ avec : $F_i = \dfrac{k \cdot F \cdot I_i}{0,8(I_1 + I_n) + I_2 + \dots + I_{n-1}}$

$k = 0,8$ pour $i = 1, n$

$k = 1$ pour $i = 2, \dots, n-1$.

nous avons 6 poteaux transversaux identiques

$$F_1 = F_6 = \frac{0{,}8 \cdot 21975}{5{,}6} = 3140 \text{ Kg} \rightarrow M_1 = M_6 = 6594 \text{ Kgm.}$$

$$F_2 = \dots = F_5 = \frac{21975}{5{,}6} = 3925 \text{ Kg.} \rightarrow M_2 = \dots = M_5 = 8243 \text{ Kgm.}$$

Sous les sollicitations du second genre nous aurons:

$M_t = 4159$ Kgm

$M_a = 16461$ Kgm.

$$\rightarrow W_{nec} \geq \frac{16461 \cdot 10^2}{2400} = 686 \text{ cm}^3$$

Pour les poteaux, vue la faible section d'ancrage, nous prendrons des poteaux tronqués à la base. Ils auront pour dimensions:

- au sommet:

$$\left.\begin{array}{|l} h = 450 \text{ mm} \\ b = 300 \text{ mm.} \\ e = 26 \text{ mm} \\ a = 14 \text{ mm} \end{array}\right\} \text{HEB 450} \qquad \begin{array}{l} W_x = 3550 \text{ cm}^3 \\ W_y = 781 \text{ cm}^3. \end{array}$$

- à la base

$$\begin{array}{|l} h = 220 \text{ mm} \\ b = 220 \text{ mm} \\ e = 26 \text{ mm} \\ a = 14 \text{ mm.} \end{array}$$

Vérifications des contraintes dans les poteaux.

. poids revenant à un poteau:

- poids du poteau.	$180 \times 4,2$	$= 756$ Kg
- couvertures	$428 \times 4,8 \times \frac{13,2}{2}$	$= 13560$
- poutre du portique trans	$160 \times \frac{13,2}{2}$	$= 1056$
- surcharge d'exploitation	$100 \times 4,8 \times \frac{13,2}{2}$	$= 3168$
- charges dûe au séisme	$7748/2$	$= 3874.$

$$N = 22414 \text{ Kg}$$

Calcul de la contrainte de compression

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{22414}{2 \times 2,6 \times 22 + 1,4 \times 19,2} = 158,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

Calcul de la contrainte de flexion

$$\sigma' = \frac{M}{W} = \frac{57419 \cdot 10^2}{3550} = 1618 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de la contrainte au flambage. (Art 5.131 CM66)

lorsque la stabilité n'est assurée que par l'encastrement des poutres sur les poteaux, le rapport l/l_0 est donné en fonction des coefficients d'encastrements K_A et K_B. aux 2 extrémités du poteau.

Comme nous avons une articulation en pied du poteau : $K_A = 0$

et l'expression donnant K_B se réduit à :

$$K_B = \frac{1/L}{1/h + 1/L} = \frac{1/12}{1/4,2 + 1/12} = 0,2592.$$

l'Art 5.134. nous donne. $\frac{l}{l_0} = 2,928 \rightarrow l = 12,30 \text{ m}.$

On calcule le rayon de giration moyen à mi hauteur.

$$\left.\begin{array}{l} h = 335 \text{ mm} \\ b = 260 \text{ mm} \\ a = 14 \text{ mm} \\ e = 26 \text{ mm} \end{array}\right\} \begin{array}{l} I_{x-x} = \overline{260}^3 \cdot \frac{26}{12} + 260 \cdot 26 \cdot \left(\frac{335-26}{2}\right)^2 + \frac{(335-26)^3}{12} \cdot 14 \\ 1{,}96 \cdot 10^8 \text{ mm}^4 = 19578 \text{ cm}^4. \end{array}$$

$$A = (26 \cdot 2{,}6) \cdot 2 + (33{,}5 - 2{,}6 - 2{,}6) \cdot 1{,}4 = 174{,}82 \text{ cm}^2.$$

$$\rightarrow i_x = \sqrt{\frac{I_{x-x}}{A}} = 10{,}58$$

$$\rightarrow \lambda = \frac{l}{i} = \frac{12{,}30 \cdot 10^2}{10{,}58} = 116{,}26 \xrightarrow{\text{Annexe 13.411}} K = 2{,}064.$$

on calcule

$$K.\sigma + \sigma_f = (158{,}7 \cdot 2{,}064) + 1618 = 1946 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

On vérifie la formule enveloppe.

$$\frac{9}{8}(K.\sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8} \cdot 1946 = 2200 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 = \sigma_e$$

d'où aucune autre vérification n'est nécessaire.

CALCUL . DES . LIAISONS.

Pour les poutres longitudinales nous prendrons des profilés HEA 300 (W_x = 1260 cm^3), avec à chaque extrémité des plaques de dimensions 380 x 380 x 20 . Ces plaques sont soudées aux extrémités des poutres et rivées à l'âme des poteaux.

Les poutres transversales seront des profilés HEA 450 ; elles seront posées et rivées sur les têtes des poteaux.

A la partie supérieure des poteaux nous aurons des plaques de dimensions 360 x 610 x 20. Ces plaques, en tête des poteaux, seront soudées aux poteaux.

Les poutres transversales étant de longueur supérieure à douze (12) mètres, nous sommes obligés de prévoir des prolongements à l'une des extrémités des poutres transversales.

La liaison entre les poutres se fera par l'intermédiaire d'éclisses sur l'âme et sur les semelles des poutres.

A la base des poteaux, nous aurons des plaques d'assise et des raidisseurs.

Calcul des soudures dans la liaison poutre longitudinale - plaque

On prend une plaque de 25 mm d'épaisseur.

Nous avons un effort tranchant total pondéré : $F = 133546$ kg.

Nous supposons que l'effort tranchant se répartit uniformément entre les cordons de l'âme de la poutre et les cordons des semelles.

- Cordons reliant l'âme de la poutre à la plaque.

Art 4.312.31 CM66 on doit avoir $\dfrac{F}{0{,}75 \cdot l \cdot a \cdot \alpha} \leq \sigma_e$.

$$\rightarrow \quad l \geqslant \frac{F}{0{,}75 \cdot \sigma_e \cdot a \cdot \alpha} = \frac{133546}{2 \cdot 0{,}75 \cdot 2400 \cdot 10{,}4} = 35{,}6 \text{ cm.}$$

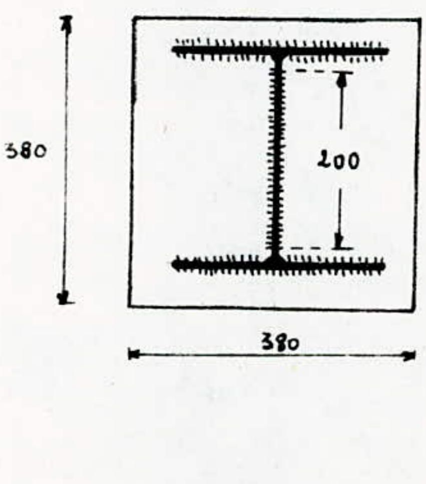
Nous prendrons de part et d'autre de l'âme des cordons de 20 cm.

$l = 20$ cm.

$\left.\begin{array}{l} a = 1{,}2 \text{ cm.} \\ \alpha = 0{,}867. \end{array}\right\}$ (Art 4.312. CM66).

- Cordons reliant les semelles de la poutre à la plaque.

nous avons aussi $l \geqslant 35{,}6$ cm.



Calcul des boulons reliant les poutres longitudinales aux poteaux.

Ces poutres sont soumises à leur poids propre et aux moments dûs aux efforts horizontaux dûs au séisme.

nous avons : $M = 16561$ kgm

Les boulons seront soumis à un effort de cisaillement et à un effort de traction (ou compression) dû au moment en tête des poteaux dans le sens longitudinal.

L'effort de cisaillement est $T = q.l =$

$$T = 248 \times 4{,}8 = 1191 \text{ Kg}.$$

L'effort de traction maximal est :

$$N = \frac{M}{h} = \frac{16561}{0{,}29} = 57107 \text{ kg}.$$

l'article 4.122.1 nous donne

$$1{,}25 \frac{N}{n \cdot A_r} \leq \sigma_e .$$

nous prendrons des boulons $\phi 20$. $A_r = 2{,}45 \text{ cm}^2$

$$\rightarrow n \geq \frac{1{,}25 \cdot 57107}{2400 \cdot 2{,}45} = 12{,}2$$

$$\rightarrow \underline{n = 16}.$$

on vérifie le cisaillement. Art 4.122.21.

$$1{,}54 \frac{T}{n \cdot A_r} < \sigma_e . \rightarrow \text{vérifié}.$$

Calcul de la liaison plaque supérieure - poteau

Nous avons un moment M et un effort horizontal F

M = 57419 Kgm

F = 7748 Kg

Nous supposons que le moment est repris par les cordons assemblant les semelles du poteau à la plaque et que l'effort horizontal est repris par les cordons assemblant l'âme du poteau et la plaque.

. Cordons assemblant les semelles du poteau à la plaque.

C.M66. Art 4.312.62

$$-\sigma_e \leq 1{,}18 \left[\frac{N}{\Sigma l.a.\alpha} \pm \frac{M.\,h}{h^2.\,l_1.a_1.\alpha_1 + 2(h-2e)^2.\,l_2.\,a_2.\alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

N = 0

M = 57419 kgm.

h = 0,55 m

$l_1 = (300-20) = 280$ mm $= 0{,}28$ m.

$l_2 = \frac{280-14}{2} = \frac{264}{2} = 132$ mm $= 0{,}132$ m.

$a_1\alpha_1 = a_2\alpha_2 = a_3\alpha_3 = 13{,}6$ mm. (Art 4.312.0 CM66)

$$-2400 < \frac{57419.\ 0{,}55}{55^2.\ 28.\ 1{,}36 + 2\,(55-5{,}8)^2.\ 13{,}25.\ 1{,}36} < 2400$$

$-2400 < 1560 < 2400.$

. <u>Cordons assemblant l'âme du poteau à la plaque</u>

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\Sigma l.a.\alpha}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2\, l_3.a_3.\alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_e .$$

$T = 7748$ Kg.

$l_3 = h - 2e - 4 = 450 - 2.2,6 - 4 = 44,1$ cm.

$$\sqrt{1,8}\ .\ \frac{7748}{2.44,1.\ 1,36} = 86,7 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 .$$

. Pour la plaque inferieure, nous prendrons le même type de cordons de soudure.

Liaison des poutres transversales sur les têtes des poteaux

En tête des poteaux, nous avons un effort horizontal dû au seisme et un moment fléchissant dû à toutes les charges et un effort tranchant dû aux charges verticales.

$H = 7748$ Kg

$M = 57419$ Kgm

$T = 22289$ Kg.

Pour eviter le voilement de la partie transversale au niveau du poteau, nous disposerons des raidisseurs dans le même alignement que les elements du poteau (semelles et âme) d'épaisseur 20 mm.

Le moment flechissant nous donne un effort de cisaillement de $\frac{M}{h} = \frac{57419}{0,45} = 127598$ Kg

Pour relier la poutre transversale à la platine en tête du poteau, nous utiliserons des cordons de soudure (et les boulons pour le montage).

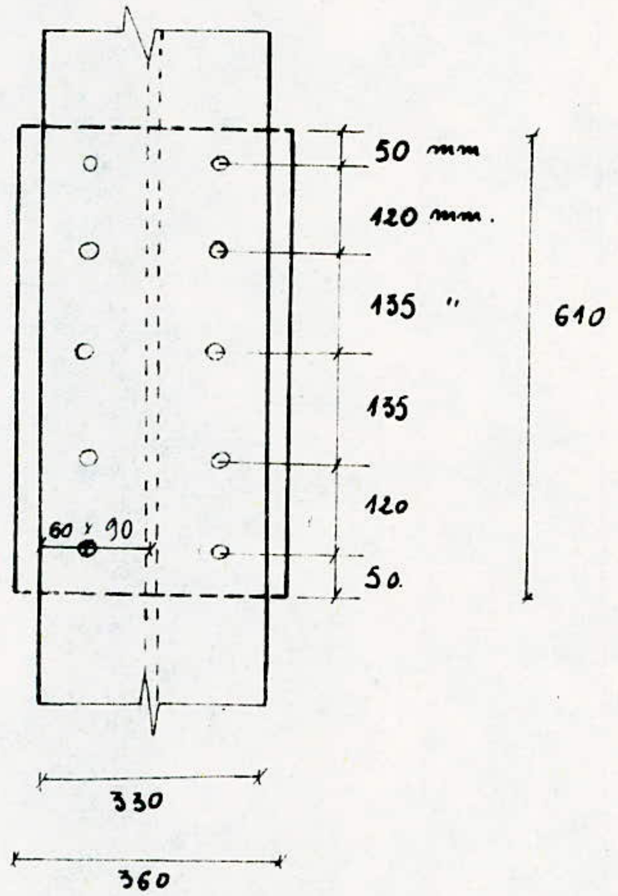
Les cordons de soudure auront les caracteristiques suivantes: $l = 51$ cm.

$a\alpha = 0,88$ cm.

Les bords des semelles au niveau des soudures seront amincis pour assurer une bonne repartition des efforts.

Les boulons utilisés seront des boulons de ϕ 22.

Nous utiliserons 10 boulons.



Les espacements entre les boulons sont donnés par les règles CM 66. Art 4.101.

- $3.d < \delta < 7.d$

  $3.23 < \delta < 7.23 \rightarrow 69 < \delta < 161$ mm. $\delta = 120$ mm. $\delta = 135$ mm.

- $\delta l_2 \leq 2,5\, d. = 2,5 . 23 = 57,5$ mm.

  $\rightarrow \delta l_2 = 50$ mm.

Dimensionnement de la plaque d'assise des poteaux

CM66 Art 5.121.

La plaque d'assise est dimensionnée en fonction de la contrainte de compression du beton.

$$\left.\begin{array}{l}\bar{\sigma}'_b = 68,85\ kg/cm^2 \\ N = 22414\ Kg\end{array}\right\} \quad A_{min} = \frac{22414}{68,85} = 325,6\ cm^2.$$

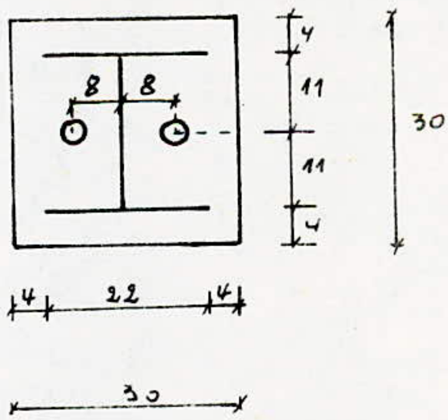
On prendra une plaque d'assise carrée de côté 30 cm

l'épaisseur de la platine est dimensionnée au soulevement

$$e_p > \frac{F}{375}\ \frac{c}{t}\ \frac{\delta + t}{\delta}$$

$$F : \text{force de soulevement} = \frac{\Sigma G - \frac{3}{2}\Sigma SI}{2} = \frac{22414 - 3874 - \frac{3}{2}.3874}{2}$$

$F = 6365$ Kg.



$$\left.\begin{array}{l}c : 16 - 2,2 = 13,8\ cm. \\ t = 16 - \frac{1,4}{2} = 15,3\ cm \\ \delta : 16\ cm.\end{array}\right\} e_p > \frac{6365}{375}\ \frac{13,8}{15,3}\ \frac{15,3 + 16}{16} = 29,95\ mm$$

Nous prendrons une plaque d'assise de 3,5 cm d'épaisseur.

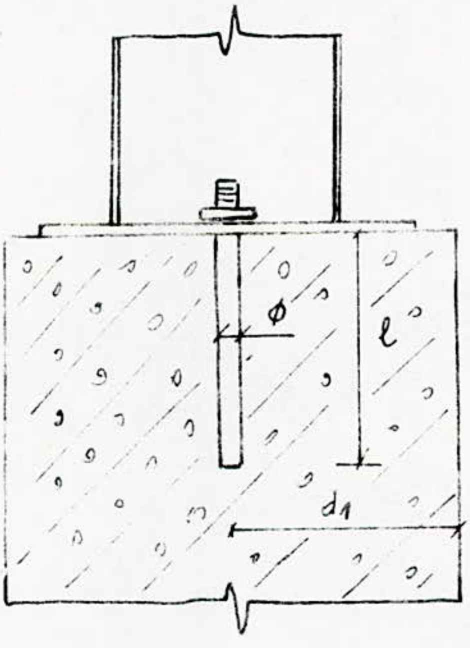
Calcul des boulons d'ancrage

CM66 Art 5.123.

$F_H = 3925$ Kg
$N = 22412$ Kg

$F_H < 0,36 \cdot N$.

la transmission des efforts horizontaux dûs au seisme se fera par frottement de la platine sur le beton. On evitera de noyer la base du poteau dans du beton à moins de créer un joint plastique autour ; sinon le beton eclaterait.



On prendra une tige de 30 mm de diametre et qui sera ancrée sur une longueur de 500 mm.

On verifie que l'effort de soulevement exercé sur une tige est inferieur à l'effort de traction admissible.

$$\bar{N} = 0,1 \left(1 + 7 \frac{g_c}{1000}\right) \cdot \frac{\phi . \ell}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1}\right)^2}$$

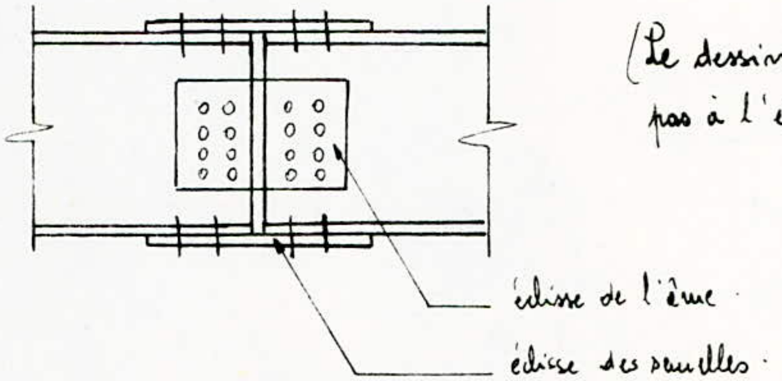
g_c : dosage du beton 350 $\frac{kg}{m^3}$

d_1 : axe de la tige au parement du poteau en beton armé.

$\bar{N} = 4028 > 3925$ kg (effort revenant aux 2 tiges)

Calcul de la liaison au niveau des poutres transversales.

Vu que les poutres transversales ont une longueur superieure à douze (12) mètres, nous sommes obligés de réaliser un joint entre les poutres transversales et ce par des eclisses sur les semelles et sur l'âme des poutres.



(Le dessin n'est pas à l'échelle)

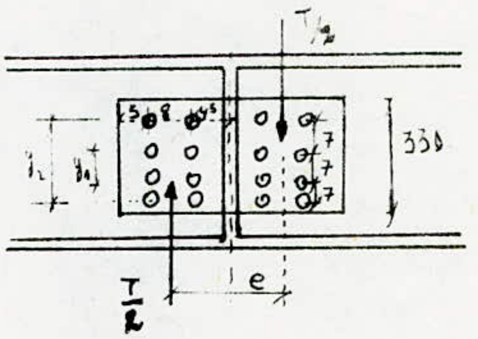
La jonction des poutres transversales se fera à mi-travée, vu que c'est la section la moins sollicitée. Elle n'est soumise qu'au moment dû aux charges verticales, en plus de l'effort horizontal dû au séisme horizontal.

$M = 20574$ Kgm.

$H = 7748$ Kg.

Les boulons reliant les âmes des poutres seront soumis à un effort de cisaillement $T = \frac{M}{h} = \frac{20574}{0,45} = 45720$ kg.

Nous prendrons 4 files de 4 boulons et nous ferons les verifications necessaires pour les eclisses sur les âmes.



$y_1 = 70$ mm

$y_2 = 21$ mm

$e = 170$ mm

$\mu_i = \frac{T}{2} \cdot e = \frac{45720}{2} \cdot 17 = 388620$ Kgcm.

$$\tau_{\mu i} = \frac{\mu_i \cdot y_{max}}{n \cdot \Sigma y_i^2} = \frac{388620 \cdot 10,5}{2 \cdot (\overline{21}^2 + \overline{7}^2)} = 4164 \text{ Kg}$$

$$\tau_T = \frac{T/2}{n \cdot m} = \frac{45720}{2 \cdot 2 \cdot 4} = 2858 \text{ kg}$$

$$R = \sqrt{\overline{\tau}_{\mu i}^2 + \overline{\tau}_T^2} = \sqrt{\overline{4164}^2 + \overline{2858}^2} = 5051 \text{ Kg}$$

Nous prendrons des boulons ordinaires $\phi 24$. (CM66 . Ann. 14.101)

$A_r = 3,53$ cm².

$$\rightarrow \frac{1,54 \cdot R}{A_r} \leq \sigma_e \quad \rightarrow \frac{1,54 \cdot 5051}{3,53} = 2204 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

L'épaisseur de l'éclisse est donnée par:

$$1,54 \cdot \tau \leq \sigma_e \quad \rightarrow 1,54 \cdot \frac{3/2 \cdot T/2}{e \cdot h} \leq \sigma_e$$ (CM66. Art 331)

$$e \cdot h > \frac{1,54 \cdot 3 \cdot T}{4 \cdot \sigma_e} = \frac{1,54 \cdot 3 \cdot 45720}{4 \cdot 2400} = 22,1 \text{ cm}^2$$

nous prendrons $\begin{cases} e = 10 \text{ mm} \\ h = 330 \text{ mm.} \end{cases}$

Calcul des éclisses des semelles et des boulons correspondants.

Les éclisses sur les semelles pouvant être soumises à un effort de traction (ou de compression) dû au moment, leurs sections doivent satisfaire :

$$\frac{N}{A} \leq \sigma_e .$$

avec $N = 1{,}54 .\ H' = 1{,}54 . \left(\frac{M}{h} + \frac{H}{2} \right) =$

$$\left.\begin{array}{l} M = 20574 \text{ kgm} \\ h = 0{,}45 \text{ m} \\ H = 7748 \text{ kg} \end{array}\right\} \quad N = 49594 \text{ kg}.$$

$$A_{nette} \geq \frac{N}{\sigma_e} = \frac{49594}{2400} =$$

$$\left.\begin{array}{l} A_{brut} = e . b_s . \\ b_s = 30 \text{ cm}. \end{array}\right\} e \geq \frac{N}{b'_s . \sigma_e}$$

et $b'_s = b_s - 2.d.$

$$\rightarrow e \geq 1{,}23 \text{ cm} \rightarrow e = 1{,}5 \text{ cm}.$$

les éclisses auront la largeur de la poutre → $b_s = 300$ mm. une épaisseur de 15 mm et une longueur de 500 mm.
Les boulons étant soumis aux mêmes efforts, nous aurons besoin de $8 \phi 22$.

Etude au Seisme

Effets causés par le séisme

Le séisme, de par ses secousses, engendre dans les constructions des accélérations atteignant parfois l'ordre de grandeur de la gravité. Il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques on peut donc concevoir deux composantes l'une horizontale, l'autre verticale.

On admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions. Dans le cas des constructions comportant des planchers, on suppose que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Calcul Sismique.

La vérification de la stabilité d'un batiment vis à vis de l'action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques des systèmes de forces fictifs (ou syst. equivalents).

Ces systemes equivalents resultent de la combinaison :

- d'un systeme de forces elementaires horizontales (SIH)
- d'un systeme de forces elementaires verticales ascendantes ou descendantes (SIV).
- d'un systeme de couples de torsion d'axes verticaux (ST).

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les regles permettent la verification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement.

Le portique metallique superieur etant articulé, l'etude à la torsion n'a pas été faite, puisque le batiment est symetrique.

Pour pouvoir déterminer les sollicitations sismiques, il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique. Ces masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.

Nous ferons l'étude de deux portiques :

- un portique longitudinal intermédiaire
- un portique transversal intermédiaire.

Coefficients sismiques.

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément de construction donné dans la direction Ox est : $\sigma_x \cdot W$.

W étant le poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.

σ_x est un coefficient défini comme étant le produit de quatre (4) autres coefficients : $\underline{\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta}$.

α : <u>coefficient d'intensité</u> : Il dépend de l'intensité nominale i_n

Le bâtiment est implanté à Alger : zone de sismicité moyenne

$i_n = 8 \rightarrow \boxed{\alpha = 1.}$ (PS 69).

β : <u>coefficient de réponse</u> : Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence. Il dépend :

- de la période T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- accessoirement, de la nature du sol de fondation.

Evaluation de la periode du mode fondamental

$$\boxed{T = 0{,}09 \cdot \frac{H}{\sqrt{L}}}$$

H : hauteur du batiment = 12,95 m.

L : longueur du portique.

<u>sens longitudinal</u> : L = 24 m → T = 0,238 s

<u>sens transversal</u> : L = 12 m → T = 0,336 s

Nous considerons un amortissement moyen

$$\boxed{\beta = \frac{0{,}085}{\sqrt[3]{T}}}$$

avec un maximum de 0,130 m.

(PS 69 . Art 3.112.-132. b).

<u>sens longitudinal</u> : $\beta = 0{,}137$ → $\boxed{\beta = 0{,}130}$

<u>sens transversal</u> : $\boxed{\beta = 0{,}124.}$

<u>γ : coefficient de distribution</u> (Art 3.112.14. PS 69).

Ce coefficient ne depend que de la nature de la structure et caracterise à l'interieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans les constructions courantes, il est permis d'assimiler la deformée du système à une droite.

Si on prend pour origine des côtes le niveau des semelles de fondations, la formule donnant $\gamma(h)$ sera :

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum z \cdot M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)}.$$

M(z) etant la masse concentrée à la côte z.

les charges soumises au séisme sont égales à

$W = G + P/5$

G : poids propre

P : surcharge d'exploitation.

Calcul du poids propre par niveau et par plancher complet.

niveau V

- couverture	$428 \times 13{,}2 \times 24$	= 135590 Kg
- poutres transversales	$6 \times 13{,}2 \times 155$	= 12276
- poutres longitudinales	$2 \times 24 \times 155$	= 7440
poteaux	$14 \times 180 \times 4{,}2$	= 10584
- cloison	$[(300 \times 13{,}20) + (2 \times 50 \times 24)]\, 3{,}60$	= 22896
		G = 188786 kg

$P = 100 \times 13{,}2 \times 24 = 31680$ Kg

niveau IV.

- plancher	$558 \times 19{,}2 \times 24$	= 257127 Kg
- poutres longitudinales	$2 \times 24\,(312{,}5 + 375)$	= 33 000
- poutres transversales	$19{,}2\,(2 \times 375 + 4 \times 312{,}5)$	= 38400
- poteaux	$\frac{8}{2} \times 4{,}40 \times 398$	= 7005
	$\frac{16}{2} \times 4{,}40 \times 756{,}5$	= 26629
- cloisons	$300 \times 3{,}80\,\left(24 + \frac{19{,}2}{2}\right)$	= 38304.
		G = 400465 kg.

$P = 500 \times 19{,}2 \times 24 = 230400$ kg.

niveau III

- plancher $558 \times 19{,}2 \times 24$ $= 257127$ Kg
- poutres longitudinales $= 33\,000$
- poutres transversales $= 38400$
- poteaux $= 7005$
$= 60944$

- cloison $300 \left(\frac{4{,}40 + 3{,}78}{2}\right) . 19{,}2$
$+ 300 . 24 \left(\frac{4{,}40 + 3{,}78}{2}\right) . 2$ $= 82455$

$G = 478931$ kg

$P = 500 \times 19{,}2 \times 24 = 230400$ kg.

niveau II

- plancher $633 \times 19{,}2 \times 24$ $= 291687$ kg
- poutre longitudinales $= 33\,000$
- poutres transversales $= 36\,000$
- poteaux $24 \left(\frac{3{,}78 + 3{,}24}{2}\right) . 756{,}5$ $= 63728$
- cloison $300 \left(\frac{3{,}78 + 3{,}24}{2}\right) \times 19{,}2$
$+ 300 . 24 \left(\frac{3{,}78 + 3{,}24}{2}\right) . 2$ $= 70762$.

$G = 495177$ kg.

$P = 800 \times 18 \times 24 = 345600$ kg.

	G (kg)	P (kg)	$W = G + \frac{P}{5}$
IV	400465	230400	434545
III	478931	230400	525011
II	495177	345600	564297

calcul de $\gamma(h)$.

	Z (m)	Z^2	W(t)	Z.W	Z^2.W	$\frac{\Sigma Z.W}{\Sigma Z^2.W}$	γ
IV	13,07	170,82	434,6	5680,1	74241	0,102	1,335
III	8,67	75,17	525,1	4552,7	39472	0,102	0,886
II	4,89	23,91	564,3	2759,5	13494	0,102	0,5

- δ : coefficient de fondation : Il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage. Il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction. Pour notre ouvrage nous prendrons des semelles superficielles avec un terrain de consistance moyenne.

→ $\boxed{\delta = 1,15}$ (Art 3.112. 15).

Coefficient sismique horizontal.

- longitudinal : $\sigma_L = \alpha . \beta_L . \gamma(h)_L . \delta$

- transversal : $\sigma_T = \alpha . \beta_T . \gamma(h)_T . \delta$.

Coefficient sismique vertical. (P.S 69. Art 3.112 .2)

$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} . \sigma_H$ avec $\sigma_H = \max(\sigma_L, \sigma_T)$.

Forces Sismiques Agissant par Niveau.

	σ_T	σ_L	σ_V	$F_T = \sigma_T . W$	$F_L = \sigma_L . W$	F_V (t)
IV	0,191	0,211	0,211	83,1 (t)	91,7 (t)	91,7
III	0,127	0,140	0,140	66,7	73,6	73,6
II	0,072	0,079	0,079	40,7	44,6	44,6

nous avons 4 portiques longitudinaux et 6 portiques transversaux. Dans chaque sens nous considerons qu'un portique intermediaire est deux (2) fois plus sollicité qu'un portique de rive etant donné que les charges qui lui reviennent sont doubles des charges qui reviennent à un portique de rive.

- sens longitudinal:

  - portique de rive : 1/6 de la force totale.
  - portique intermédiaire : 1/3 de la force totale.

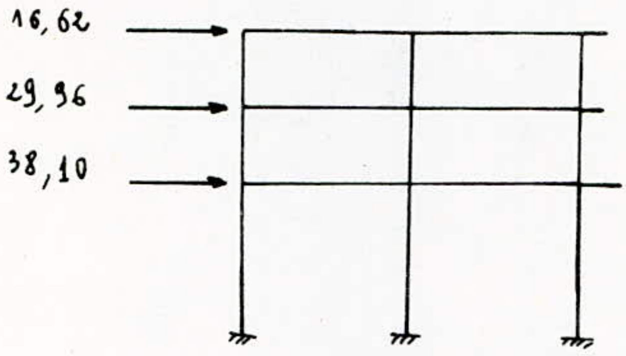
- sens transversal

  - portique de rive : 1/10 de la force totale.
  - portique intermediaire : 1/5 de la force totale.

Forces Sismiques revenant aux portiques intermediaires par niveau.

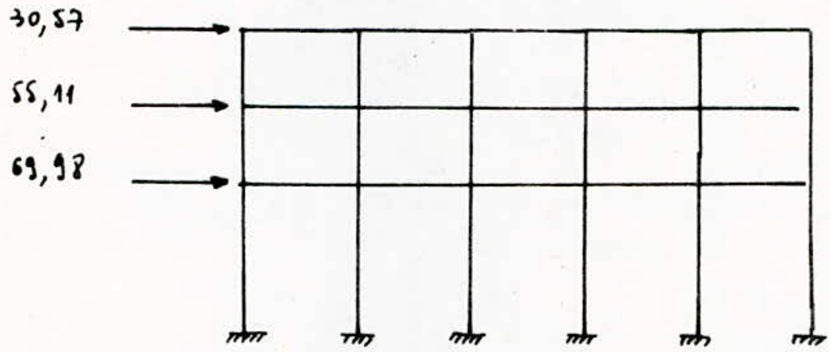
	Portique longitudinal	Portique transversal
IV	30,57 tonnes	16,62 tonnes
III	24,54 tonnes	13,24 tonnes
II	14,87 tonnes	8,14 tonnes

Forces Horizontales Cumulées.



portique transversal.

portique longitudinal.



Charges par mètre-linéaire dûes au séisme vertical par niveau.

	portique transversal	portique longitudinal.
IV	1,02 (t/ml)	1,28 (t/ml)
III	0,82 (t/ml)	1,03 (t/ml)
II	0,50 (t/ml)	0,62 (t/ml).

CHARGES HORIZONTALES.

Méthode De Bowman.

Principe de la methode :

L'effort tranchant total à chaque niveau se repartit proportionnelle-ment aux inerties des poteaux sauf pour les poteaux de rive dont les inerties sont affectées du coefficient 0,8. (Art 53.12. CCBA68)

Hypothèses de calcul.

Les poteaux des étages courants sont encastrés au niveau de chacun des planchers, et articulés au niveau des points d'inflexion de ces poteaux.
Les points d'inflexion dans les poteaux, de hauteur h, se situent :

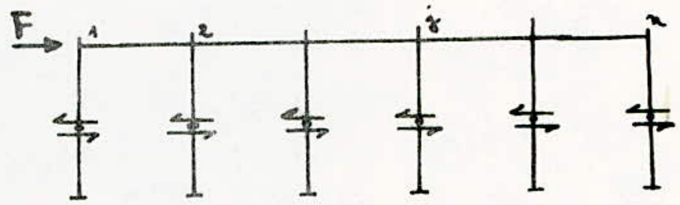
- au dernier niveau, à 0,65 h de la partie superieure du poteau.
- à l'avant dernier niveau, à 0,60 h du sommet du poteau.
- au niveau directement au-dessous, à 0,55 h du sommet du poteau.
- aux autres niveaux, sauf le 1er à 0,50 h.
- au premier niveau, à 0,40.h du sommet du poteau.

Dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des differentes travées des poutres porteuses des planchers, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux sont toutes superieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on admet que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se repartissent proportionnellement aux inerties des poteaux sauf pour les poteaux de rive qui sont affectées du coefficient 0,8.

Repartition des forces horizontales par poteau.

- poteau intermediaire (j) :

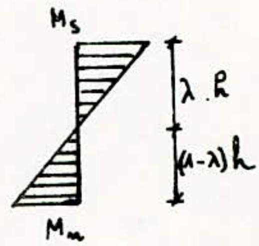
$$F_j = \frac{I_j \cdot F}{0{,}8(I_1 + I_n) + \sum_2^n I_i}$$



- poteau de rive (1 ou n)

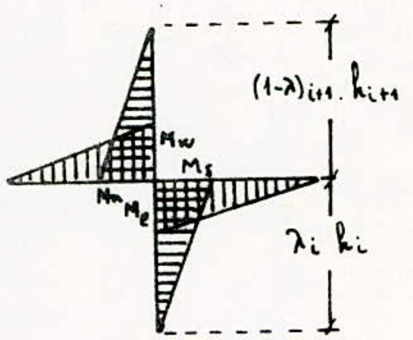
$$F_j = \frac{0{,}8 \cdot I_j \cdot F}{0{,}8(I_1 + I_n) + \sum_2^n I_i}$$

Moments dans les poteaux :



- Moment en tête du poteau : $M_s = F_i \cdot \lambda \cdot h$
- Moment à la base du poteau : $M_n = F_i (1-\lambda) \cdot h$.

Moments dans les portiques :



Si au niveau (i) on prend un noeud (j).

M_s : moment en tête du poteau inferieur

M_n : moment à la base du poteau superieur.

M_w : moment de la travée de gauche

M_e : moment de la travée de droite.

I_w et I_e sont respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche et de la travée de droite, l_w et l_e : leurs longueurs libres. On peut calculer les moments dans les travées aboutissant à un noeud en fonction des moments des poteaux superieur et inferieur correspondant à ce noeud.

En posant $K_w = \frac{I_w}{l_w}$ et $K_e = \frac{I_e}{l_e}$ nous avons :

- le moment à gauche du noeud : $M_w = \frac{-K_w}{K_w + K_e}(M_s + M_n)$
- le moment à droite du noeud : $M_e = \frac{-K_e}{K_w + K_e}(M_s + M_n)$.

Effort tranchant dans les poutres.

$$T = \pm \frac{M_w + M_e}{l}$$

M_w et M_e sont les moments à gauche et à droite de la poutre.

Dans l'étude au séisme que nous allons faire, nous ne considèrerons que le cas du séisme agissant de gauche à droite, mais vu la symétrie du batiment les efforts seront symétriques dans les differents éléments du portique.

Moments dans les poteaux sous SI_H. Portique longitudinal.

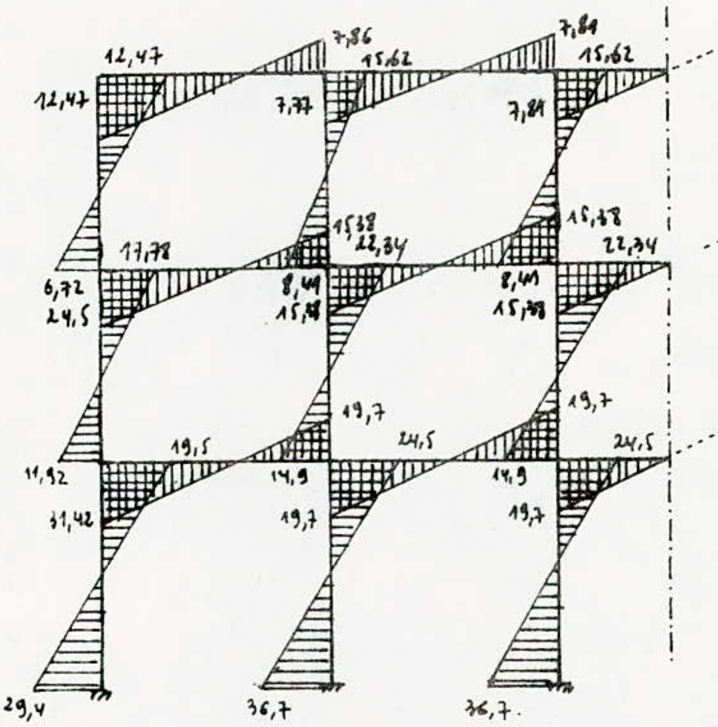
	(1-7) (1'-7')	(2-8) (2'-8')	(3-9) (3'-9')	(7-13) (7'-13')	(8-14) (8'-14')	(9-15)	(13-19)	(14-20)	(15-21)
$h_{(m)}$	4,40	4,40	4,40	3,78	3,78	3,78	4,89	4,89	4,89
λ	0,65	0,65	0,65	0,60	0,60	0,60	0,40	0,40	0,40
$1-\lambda$	0,35	0,35	0,35	0,40	0,40	0,40	0,60	0,60	0,60
I_{cm^4}	341718	341718	341718	762552	762552	762552	762552	762552	762552
$F_{(t)}$	4,36	5,46	5,46	7,88	9,85	9,85	10	12,5	12,5
$Ms_{t.m}$	12,47	15,62	15,62	17,88	22,34	22,34	19,5	24,5	24,5
$Mn_{t.m}$	6,72	8,41	8,41	11,92	14,9	14,9	29,4	36,7	36,7

Moments aux nœuds dans les poutres sous SI_H - 1/2 Portique longitudinal.

	1	2	3	7	8	9	13	14	15
I_w	0	260416	260416	0	260416	260416	0	260416	260416
l_w cm	0	430	435	0	425	425	0	425	425
I_e	260416	260416	260416	260416	260416	260416	260416	260416	260416
l_e	430	435	435	425	425	425	425	425	425
K_w	0	605,6	598,7	0	612,7	612,7	0	612,7	612,7
K_e	605,6	598,7	598,7	612,7	612,7	612,7	612,7	612,7	612,7
$\frac{K_w}{K_w+K_e}$	0	0,503	0,5	0	0,5	0,5	0	0,5	0,5
$\frac{K_e}{K_w+K_e}$	1	0,497	0,5	1	0,5	0,5	1	0,5	0,5
M_w	0	-7,86	-7,81	0	-15,38	-15,38	0	-19,7	-19,7
M_e	-12,47	-7,77	-7,81	-22,5	-15,38	-15,38	-31,42	-19,7	-19,7

Efforts tranchants dans les poutres sous SIH - Portique longitudinal

	(1-2) (2'-1')	(2-3) (3'-2')	(3-3')	(7-8) (8'-7')	(8-9) (9'-8')	(9-9')	(13-14) (14'-13')	(14-15) (15'-14')	(15-15')
l (m)	4,30	4,35	4,35	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25
Mw	-7,86	-7,77	-7,81	-15,38	-15,38	-15,38	-19,7	-19,7	-19,7
Me	-12,47	-7,81	-7,81	-24,5	-15,38	-15,38	-31,42	-19,7	-19,7
T	± 1,1	≃ 0	0	± 2,14	0	0	± 2,76	0	0



Moments dans les poutres et dans les poteaux sous $\overrightarrow{SI_H}$ pour le portique longitudinal.

Moments dans les poteaux sous SIH - Portique transversal.

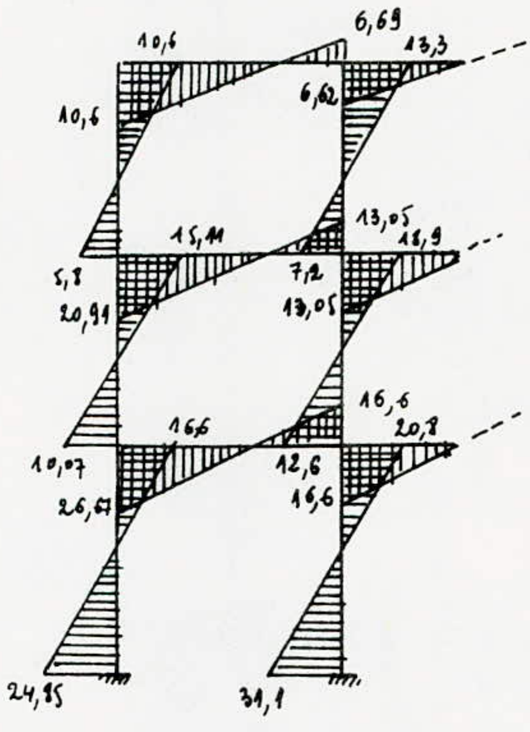
	(1-5) (1'-5')	(2-6) (2'-6')	(5-9) (5'-9')	(6-10) (6'-10')	(9-13) (9'-13')	(10-14) (10'-14')
h m	4,40	4,40	3,78	3,78	4,89	4,89
λ	0,65	0,65	0,60	0,60	0,40	0,40
$1-\lambda$	0,35	0,35	0,40	0,40	0,60	0,60
I cm^4	341718	341718	762552	762552	762552	762552
F t	3,8	4,7	6,66	8,33	8,47	10,59
Ms t.m	10,6	13,3	15,11	18,9	16,6	20,8
Mm t.m	5,8	7,2.	10,07	12,6	24,85	31,10

Moments aux noeuds dans les poutres sous SIH - ½ Portique transversal.

	1	2	5	6	9	10
Iw cm^4	0	45.10^4	0	45.10^4	0	45.10^4
lw cm	0	550	0	545	0	545
Ie cm^4	45.10^4	45.10^4	45.10^4	45.10^4	45.10^4	45.10^4
le cm	550	555	545	545	545	545
Kw	0	818,2	0	825,7	0	825,7
Ke	818,2	810,8	825,7	825,7	825,7	825,7
Kw/Kw+Ke	0	0,5023	0	0,50	0	0,50
Ke/Kw+Ke	1	0,498	1	0,50	1	0,50
Mw t.m	0	-6,69	0	-13,05	0	-16,6
Me t.m.	-10,6	-6,62	-20,91	-13,05	-26,67	-16,6

Efforts tranchants dans les poutres sous SI_H. Portique transversal.

	(1-2) (2'-1')	(2-2')	(5-6) (6'-5')	(6-6')	(9-10) (10'-9')	(10-10')
l m	5,50	5,55	5,45	5,45	5,45	5,45
M_w	-6,69	-6,62	-13,05	-13,05	-16,6	-16,6
M_e	-10,6	-6,62	-20,91	-13,05	-26,67	-16,6
T	± 0,71	0	± 1,44	0	± 1,82	0



Moments dans les poutres et les poteaux sous $\vec{SI_H}$ pour le portique transversal.

Efforts dans les Portiques

Pour l'étude des sollicitations dans les portiques sous l'effet des charges verticales on utilise la methode de Mr CAQUOT exposée en annexe A du C.C.B.A.68.

Les portiques constituant l'ossature sont soumis :

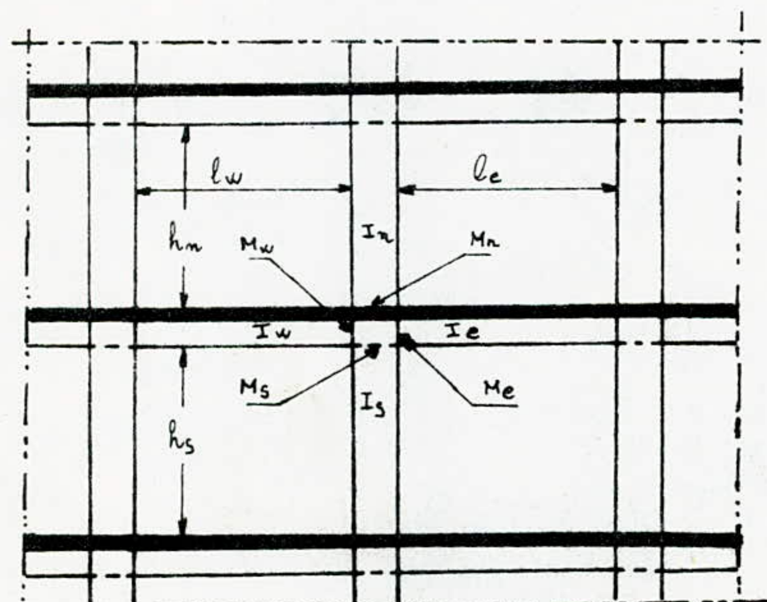
- à leur poids propre.
- au poids propre des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges sismiques.

Pour chaque élément, la sollicitation qu'il faudra prendre en compte est la sollicitation la plus defavorable resultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges.
- de la sollicitation d'origine sismique.

La methode de Caquot est parfaitement applicable dans notre cas puisqu'elle s'utilise pour des elements de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

Exposé de la Methode de Caquot.



On considère des hauteurs fictives de poteaux.

- $h'_n = 0{,}9\ h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant dernier plancher avec h_n = hauteur libre.
- $h'_n = 0{,}8\ h_n$ pour les autres cas.
- $h'_s = 0{,}8\ h_s$

On considère également des travées fictives.

$$\left.\begin{array}{l} \cdot\ l'_w = 0{,}8\ l_w \\ \cdot\ l'_e = 0{,}8\ l_e \end{array}\right\} \text{pour les travées intermédiaires.}$$

avec l_w : portée libre de la travée de gauche

l_e : portée libre de la travée de droite.

Soit q_w : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche

q_e : la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de droite.

Q_w : une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite).

On pose :

$$M'_w = q_w \cdot \frac{l'^2_w}{8{,}5} + l'_w\ \Sigma k_w \cdot Q_w$$

$$M'_e = q_e \cdot \frac{l'^2_e}{8{,}5} + l'_e \cdot \Sigma k_e \cdot Q_e.$$

avec : k_w et k_e donnés (poutres à sections constantes) par l'échelle fonctionnelle en fonction de $\frac{a_w}{l'_w}$ et $\frac{a_e}{l'_e}$.

I_w, I_e, I_s et I_n désignent respectivement les moments d'inertie de la travée de gauche, de la travée de droite, du poteau inférieur et du poteau supérieur ; on pose :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w} \quad , \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e} \quad , \quad K_s = \frac{I_s}{h'_s} \quad , \quad K_n = \frac{I_n}{h'_n} .$$

$$\text{et} \quad D = K_w + K_e + K_s + K_n .$$

Les moments dans les sections dangereuses (nu des appuis) sont en valeur absolue :

- Au nu de l'appui dans la travée de gauche :

$$M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right).$$

- Au nu de l'appui dans la travée de droite :

$$M_e = M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right) + M'_w \frac{K_e}{D} .$$

- Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur :

$$M_s = \frac{K_s}{D} \left(M'_e - M'_w \right).$$

- Au nu supérieur des poutres dans le poteau supérieur.

$$M_n = \frac{K_n}{D} \left(M'_e - M'_w \right).$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs.
Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des 2 valeurs absolues de M'_e et de M'_w. La face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

Travées de rive :

. noeud de rive (pas de console) (1)

$$M_{e_1} = M'_{e_1}\left(1 - \frac{K_{e1}}{D_1}\right)$$

$$M_{s_1} = M'_{e_1} \frac{K_{s_1}}{D_1}$$

$$M_{n_1} = M'_{e_1} \cdot \frac{K_{n_1}}{D_1}.$$

. noeud voisin du noeud de rive. (2).

La longueur l'_{w_2} de la travée fictive de rive est prise égale à $\chi_1 . l_{w_2}$; χ_1 étant un coefficient compris entre 0,8 et 1.

avec : . $\chi_1 = 0{,}80$ pour $K_{s_1} + K_{n_1} \geqslant 1{,}5 . K_{e_1}$.

. $\chi_1 = 1 - \dfrac{K_{s_1} + K_{n_1}}{7{,}5 . K_{e_1}}$ pour $K_{s_1} + K_{n_1} < 1{,}5\, K_{e_1}$.

Moments dans les poteaux :

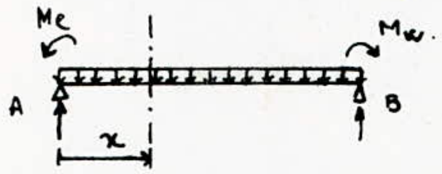
On admet que les points de moment nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au dessus du plancher et à h'_s au dessous du nu inférieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poteaux. Efforts normaux dans les poutres.

Par simplification, on ne fait pas état, dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux et des efforts normaux dans les poutres.

Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

Conformement à l'annexe A13 du C.C.B.A 68, les efforts tranchants sont calculés en considerant la travée independante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée (q) par metre-lineaire.



$$\Sigma M_{t/B} = 0 = R_A . l - M_e + M_w - q\frac{l^2}{2}$$

$$\rightarrow R_A = \frac{M_e - M_w}{l} + q\frac{l}{2}$$

L'equation de l'effort tranchant sera alors :

$$T_x = R_A - q.x = q\frac{l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l} - q.x .$$

portique

longitudinal

Caractéristiques géométriques du portique longitudinal

Niveau	IV			III			II		
Nœud	1	2	3	7	8	9	13	14	15
l_w		4,30	4,35		4,25	4,25		4,25	4,25
l_e	4,30	4,35	4,35	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25	4,25
h_n				4,40	4,40	4,40	3,78	3,78	3,78
h_s	4,40	4,40	4,40	3,78	3,78	3,78	4,89	4,89	4,89
I_w		2,61	2,61		2,61	2,61		2,61	2,61
I_e	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61	2,61
I_n				3,4	3,4	3,4	7,63	7,63	7,63
I_s	3,4	3,4	3,4	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63	7,63
l'_w		3,44	3,48		3,40	3,40		3,40	3,40
l'_e	3,44	3,48	3,48	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40	3,40
h'_n				3,52	3,52	3,52	3,03	3,03	3,03
h'_s	3,52	3,52	3,52	3,03	3,03	3,03	3,91	3,91	3,91
K_W		0,76	0,75		0,77	0,77		0,77	0,77
K_e	0,76	0,75	0,75	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77	0,77
K_n				0,97	0,97	0,97	2,52	2,52	2,52
K_s	0,97	0,97	0,97	2,52	2,52	2,52	1,95	1,95	1,95
D	1,73	2,48	2,47	4,26	5,03	5,03	5,24	6,01	6,01

Moments sous (G) — Portique longitudinal

Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	5,57	/	7,76	/	4,35	/	/	4,35
	2	5,57	5,57	7,94	7,76	7,89	7,82	/	0,07
	3	5,57	5,57	7,94	7,94	7,94	7,94	/	/
III	7	6,66	/	9,06	/	7,43	/	2,08	5,35
	8	6,66	6,66	9,06	9,06	9,06	9,06	/	/
	9	6,66	6,66	9,06	9,06	9,06	9,06	/	/
II	13	7,32	/	9,96	/	8,50	/	4,79	3,71
	14	7,32	7,32	9,96	9,96	9,96	9,96	/	/
	15	7,32	7,32	9,96	9,96	9,96	9,96	/	/

Moments sous (P)

Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	3,2	/	4,46	4,56	2,50	/	/	2,50
	2	3,2	3,2	4,56	4,46	4,53	4,49	/	0,04
	3	3,2	3,2	4,56	4,56	4,56	4,56	/	/
III	7	3,2	/	4,36	/	3,58	/	1,00	2,58
	8	3,2	3,2	4,36	4,36	4,36	4,36	/	/
	9	3,2	3,2	4,36	4,36	4,36	4,36	/	/
II	13	4,8	/	6,53	/	5,57	/	3,14	2,43
	14	4,8	4,8	6,53	6,53	6,53	6,53	/	/
	15	4,8	4,8	6,53	6,53	6,53	6,53	/	/

Moments sous (SI_v)

Niveau	Nœud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	1,28	/	1,79	/	1,00	/	/	1,00
	2	1,28	1,28	1,83	1,79	1,82	1,80	/	0,02
	3	1,28	1,28	1,83	1,83	1,83	1,83	/	/
III	7	1,03	/	1,40	/	1,15	/	0,32	0,83
	8	1,03	1,03	1,40	1,40	1,40	1,40	/	/
	9	1,03	1,03	1,40	1,40	1,40	1,40	/	/
II	13	0,62	/	0,85	/	0,73	/	0,41	0,32
	14	0,62	0,62	0,85	0,85	0,85	0,85	/	/
	15	0,62	0,62	0,85	0,85	0,85	0,85	/	/

Efforts tranchants sous (G)

Niveau	travées	$\ell_{(m)}$	$q(t/m)$	$M_{e\,(t.m)}$	$M_{w\,(t.m)}$	$T_{g\,(x=0)}$ (t)	$T_{d\,(x=\ell)}$ (t)
IV	1-2	4,30	5,57	5,75	7,83	11,50	-12,46
	2-3	4,35	5,57	7,88	7,94	11,46	-12,75
	3-3'	4,35	5,57	7,94	7,94	12,11	-12,11
III	7-8	4,25	6,66	7,79	9,06	13,86	-14,46
	8-9 9-9'	4,25	6,66	9,06	9,06	14,16	-14,16
II	13-14	4,25	7,32	8,50	9,96	15,21	-15,90
	14-15 15-15'	4,25	7,32	9,96	9,96	15,56	-15,56

Efforts tranchants sous (P)

Niveau	travées	$\ell_{(m)}$	$q(t/m)$	$M_{e\,(t.m)}$	$M_{w\,(t.m)}$	$T_{g\,(x=0)}$ (t)	$T_{d\,(x=\ell)}$ (t)
IV	1-2	4,30	3,20	3,31	4,50	6,60	-7,16
	2-3	4,35	3,20	4,53	4,56	6,96	-6,96
	3-3'	4,35	3,20	4,56	4,56	6,96	-6,96
III	7,8	4,25	3,20	3,75	4,36	6,66	-6,95
	8-9 9-9'	4,25	3,20	4,36	4,36	6,80	-6,80
II	13-14	4,25	4,80	5,57	6,53	9,98	-10,43
	14-15 15-15'	4,25	4,80	6,53	6,53	10,20	-10,20

Efforts tranchants sous (SI_v)

Niveau	Nœud	l	$q\ (t/m)$	M_e	M_w	T_g	T_d
IV	1-2	4,30	1,28	1,33	1,81	2,64	-2,86
	2-3	4,35	1,28	1,82	1,83	2,79	-2,79
	3-3'	4,35	1,28	1,83	1,83	2,79	-2,79
III	7-8	4,25	1,03	1,20	1,40	2,14	-2,24
	8-9 9-9'	4,25	1,03	1,40	1,40	2,19	-2,19
II	13-14	4,25	0,62	0,73	0,85	1,29	-1,36
	14-15 15-15'	4,25	0,62	0,85	0,85	1,32	-1,32

Caracteristiques geometriques du portique transversal :

Niveau	IV		III		II	
Noeuds	1	2	5	6	9	10
l_w		5,50		5,45		5,45
l_e	5,50	5,55	5,45	5,45	5,45	5,45
h_n			4,40	4,40	3,78	3,78
h_s	4,40	4,40	3,78	3,78	4,89	4,89
I_w		4,50		4,50		4,50
I_e	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
I_n			3,4	3,4	7,63	7,63
I_s	3,4	3,4	7,63	7,63	7,63	7,63
l'_w		4,40		4,36		4,36
l'_e	4,40	4,44	4,36	4,36	4,36	4,36
h'_n			3,52	3,52	3,03	3,03
h'_s	3,52	3,52	3,03	3,03	3,91	3,91
K_w		1,02		1,03		1,03
K_e	1,02	1,01	1,03	1,03	1,03	1,03
K_n			0,97	0,97	2,52	2,52
K_s	0,97	0,97	2,52	2,52	1,95	1,95
D	1,93	3	4,52	5,55	5,55	6,53

portique

transversal

Moments sous (G) — Portique transversal

Niveau	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	4,45	/	10,14	/	4,97	/	/	4,97
	2	4,45	4,45	10,32	10,14	10,26	10,20	/	0,06
III	5	5,32	/	11,90	/	9,16	/	2,5	6,66
	6	5,32	5,32	11,90	11,90	11,90	11,90	/	/
II	9	5,51	/	12,32	/	10,04	/	5,60	4,33
	10	5,51	5,51	12,32	12,32	12,32	12,32	/	/

Moments sous (P)

Niveau	Noeuds	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	2,56	/	5,83	/	2,86	/	/	2,86
	2	2,56	2,56	5,94	5,83	5,90	5,86	/	0,04
III	5	2,56	/	5,73	/	4,40	/	1,20	3,21
	6	2,56	2,56	5,73	5,73	5,73	5,73	/	/
II	9	3,84	/	8,59	/	7,00	/	3,90	3,02
	10	3,84	3,84	8,59	8,59	8,59	8,59	/	/

Moments sous (SI_v)

Niveau	Noeud	q_e	q_w	M'_e	M'_w	M_e	M_w	M_n	M_s
IV	1	1,02	/	2,33	/	1,14	/	/	1,14
	2	1,02	1,02	2,37	2,33	2,36	2,34	/	0,02
III	5	0,82	/	1,84	/	1,42	/	0,39	1,03
	6	0,82	0,82	1,84	1,84	1,84	1,84	/	/
II	9	0,50	/	1,12	/	0,91	/	0,51	0,40
	10	0,50	0,50	1,12	1,12	1,12	1,12	/	/

Efforts tranchants sous (G) Portique transversale.

Niveau	travées	l (m)	q (t/m)	M_e	M_w	$T_g(x=0)$	$T_d(x=l)$
IV	1-2	5,50	4,45	6,90	10,21	11,64	-12,84
	2-2'	5,55	4,45	10,25	10,25	12,35	-12,35
III	5-6	5,45	5,32	9,76	11,90	14,11	-14,90
	6-6'	5,45	6,32	11,90	11,90	14,50	-14,50
II	9-10	5,45	5,51	10,04	12,32	14,73	-15,44
	10-10'	5,45	5,51	12,32	12,32	15,02	-15,02

Efforts tranchants sous (P)

Niveau	travées	l	q	M_e	M_w	$T_g(x=0)$	$T_d(x=l)$
IV	1-2	5,50	2,56	3,97	5,87	6,70	-7,39
	2-2'	5,55	2,56	5,90	5,90	7,10	-7,10
III	5-6	5,45	2,56	4,70	5,73	6,79	-7,17
	6-6'	5,45	2,56	5,73	5,73	6,98	-6,98
II	9-10	5,45	3,84	7,00	8,59	10,35	-10,94
	10-10'	5,45	3,84	8,59	8,59	10,47	-10,47

Efforts tranchants sous (SIv)

Niveau	travées	l	q	M_e	M_w	$T_g(x=0)$	$T_d(x=l)$
IV	1-2	5,50	1,02	1,59	2,35	2,67	-2,95
	2-2'	5,55	1,02	2,36	2,36	2,84	-2,84
III	5-6	5,45	0,82	1,51	1,84	2,17	-2,29
	6-6'	5,45	0,82	1,84	1,84	2,23	-2,23
II	9-10	5,45	0,50	0,91	1,12	1,35	-1,42
	10-10'	5,45	0,50	1,12	1,12	1,37	-1,37

Superposition des differentes Sollicitations

portique

longitudinal

Moments flechissant - Poutres - portique longitudinal

Niveau		IV			III		II	
travées ⇒		1-2	2-3	3-3'	7-8	8-9 9-9'	13-14	14-15 15-15'
G	M_e	4,35	7,89	7,94	7,43	9,06	8,50	9,36
	M_w	7,82	7,94	7,94	9,06	9,06	9,36	9,36
P	M_e	2,50	4,53	4,56	3,58	4,36	5,57	6,53
	M_w	4,49	4,56	4,56	4,36	4,36	6,53	6,53
SI_v	M_e	1	1,82	1,83	1,15	1,40	0,73	0,85
	M_w	1,80	1,83	1,83	1,40	1,40	0,85	0,85
SI_H	M_e	12,47	7,77	7,81	24,5	15,38	31,42	19,70
	M_t	2,31	0	0	4,56	0	5,86	0
	M_w	7,86	7,81	7,81	15,38	15,38	19,70	19,70
G + 1,2 P	M_e	7,35	13,33	13,41	11,73	14,29	15,18	17,20
	M_t	15,67	14,35	14,32	15,47	14,65	20,30	19,57
	M_w	13,21	13,41	13,42	14,29	14,29	17,20	17,20
$G+P+SI_v+SI_H$	M_e	20,32	22,01	22,14	36,66	30,2	46,22	36,44
	M_t	28,14	15,86	15,83	25,63	15,53	25,40	18,81
	M_w	21,97	22,14	22,14	30,2	30,2	36,44	36,44

Efforts tranchants - poutres -
- portique Longitudinal -

Niveaux ⇒		IV			III		II	
travées		1-2	2-3	3-3'	7-8	8-9 9-9'	13-14	14-15 15-15'
G	T_e	11,50	11,46	12,11	13,86	14,16	15,21	15,56
	T_w	-12,46	-12,75	-12,11	-14,46	-14,16	-15,90	-15,56
P	T_e	6,60	6,96	6,96	6,66	6,8	9,98	10,20
	T_w	-7,16	-6,96	-6,96	-6,95	-6,8	-10,43	-10,20
SI_v	T_e	2,64	2,79	2,79	2,14	2,19	1,30	1,32
	T_w	-2,86	-2,79	-2,79	-2,24	-2,19	-1,35	-1,32
SI_H	T_e	5,11	0	0	4,37	0	2,76	0
	T_w	5,11	0	0	4,37	0	2,76	0
G+1,2P	T_e	19,42	19,81	20,46	21,85	22,32	27,19	27,80
	T_w	-21,05	-20,07	-20,46	-22,80	-22,32	-28,42	-27,80
$G+P+SI_v+SI_H$	T_e	25,85	21,21	21,86	27,03	23,15	29,25	27,08
	T_w	-27,59	-22,50	-21,86	-28,02	-23,15	-30,44	-27,08

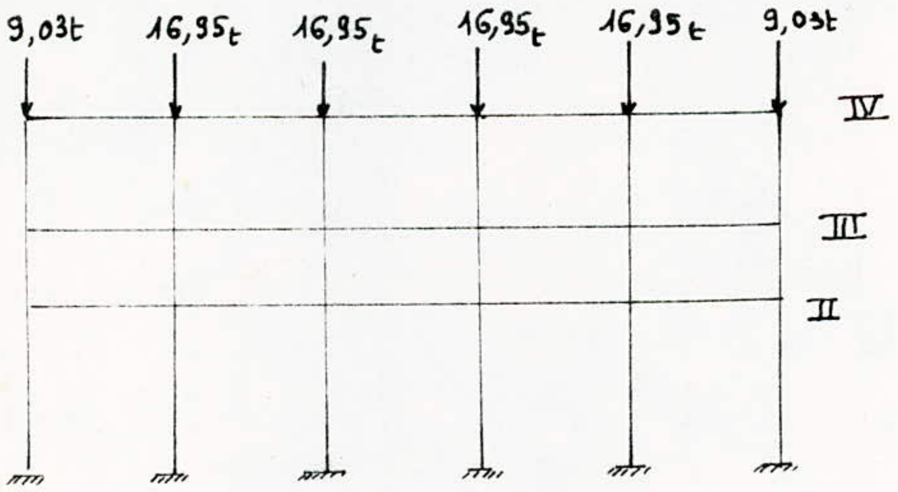
Moments fléchissants dans les poteaux

Portique Longitudinal.

niveau.		IV - III			III - II			II - I		
		1-7	2-8	3-9 3'-9'	7-13	8-14	9-15 9'-15'	13-19	14-20	15-21 15'-21'
G	M_s	4,35	0,07	–	4,18	–	–	3,71	–	–
	M_n	2,08	–	–	4,79	–	–	3,71	–	–
P	M_s	2,5	0,04	–	2,01	–	–	2,43	–	–
	M_n	1	–	–	3,14	–	–	2,43	–	–
SI_v	M_s	1	0,02	–	0,65	–	–	0,32		
	M_n	0,32	–	–	0,41	–	–	0,32		
SI_H	M_s	12,5	15,62	15,62	17,88	22,34	22,34	19,5	24,5	24,5
	M_n	6,72	8,41	8,41	11,92	14,9	14,9	29,4	36,7	36,7
G+1,2P	M_s	7,35	0,12	–	6,59	–	–	8,14	–	–
	M_n	3,3	–	–	8,56	–	–	8,14	–	–
G+P+SI	M_s	20,4	15,73	15,62	24,72	22,34	22,34	27,43	24,5	24,5
	M_n.	10,12	8,41	8,41	20,26	14,9	14,9	37,33	36,7	36,7

Efforts normaux - poteaux - portique longitudinal -

File	Poteaux	P.P	G	P	SI_v	SI_H	$G+1,2P$		$G+P+SI_v+SI_H$	
							N	N_{cum}	N	N_{cum}
A	1-7	2,30	25,03	7,20	2,64	5,11	35,97	35,97	42,28	42,28
	7-13	2,86	16,00	7,20	2,14	4,37	27,5	63,47	32,57	74,85
	13-19	3,70	16,00	9,60	1,30	2,76	31,22	94,69	33,36	108,21
B	2-8	2,30	33,15	14,40	5,65	5,11	52,73	52,73	60,61	60,61
	8-14	2,86	16,20	14,40	4,43	4,37	36,34	89,07	42,26	102,87
	14-20	3,70	16,20	19,20	2,67	2,76	42,10	131,17	44,53	147,40
C	3-9	2,30	33,15	14,40	5,65	0	52,73	52,73	55,50	55,50
	9-15	2,86	16,20	14,40	4,43	0	36,34	89,07	37,89	93,39
	15-21	3,70	16,20	19,20	2,67	0	42,94	132,01	41,77	135,16



portique

transversal

Efforts tranchants - poutres -

- portique transversal -

Niveau ⇒		IV		III		II	
travées ⇒		1-2	2-2'	5-6	6-6'	9-10	10-10'
G	Te	11,64	12,35	14,11	14,50	14,73	15,02
	Tw	12,84	12,35	14,90	14,50	15,44	15,02
P	Te	6,70	7,10	6,79	6,98	10,35	10,47
	Tw	7,39	7,10	7,17	6,98	10,94	10,47
SI_V	Te	2,67	2,84	2,17	2,23	1,35	1,37
	Tw	2,95	2,84	2,29	2,23	1,42	1,37
SI_H	Te	2,38	0	2,33	0	1,82	0
	Tw	2,38	0	2,33	0	1,82	0
G+1,2P	Te	19,68	20,87	22,26	22,88	27,15	27,58
	Tw	21,71	20,87	23,50	22,88	28,57	27,58
$G+P+SI_V+SI_H$	Te	23,39	22,29	25,40	23,71	28,25	26,86
	Tw	25,56	22,29	26,66	23,71	29,62	26,86

Moments fléchissants dans les poteaux.

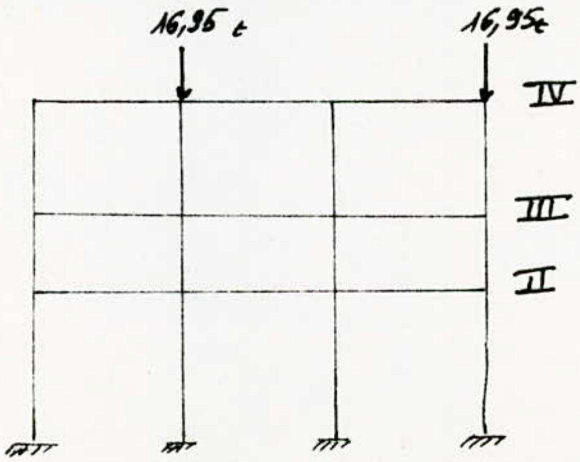
Portique transversal.

niveau		IV - III		III - II		II - I.	
		1-5	2-6 2'-6'	5-9	6-10 6'-10'	9-13	10-14 10'-14'.
G	Ms	4,97	0,06	5,24	–	4,33	–
	Mu	2,5	–	5,60	–	4,33	–
P	Ms	2,86	0,04	2,53	–	3,02	–
	Mu	1,20	–	3,91	–	3,02	–
SI_V	Ms	1,14	0,02	0,81	–	0,40	–
	Mu	1,03	–	0,51	–	0,40	–
SI_H	Ms	10,6	13,3	15,11	18,9	16,6	20,8
	Mu	5,8	7,2	10,1	12,6	24,85	31,10
G+1,2P	Ms	8,41	0,09	8,28	–	7,96	–
	Mu	3,94	–	10,29	–	7,96	–
G+P+SI	Ms	19,6	13,4	23,69	18,9	24,35	20,8
	Mu.	10,3	7,2	20,09	12,6	32,6	31,10

Ferraillage des Poutres

Efforts normaux - poteaux
portique transversal.

File	poteau	P.P	G	P	SI_V	SI_H	$G+1,2P$		$G+P+SI_V+SI_H$	
							N	N_{cum}	N	N_{cum}
D	1-5	2,30	16,00	7,20	2,67	2,38	26,94	26,94	30,55	30,55
	5-9	2,86	16,00	7,20	2,17	2,33	27,50	54,44	30,56	61,11
	9-13	3,7	16,00	9,60	1,35	1,82	31,22	85,66	32,47	93,58
E	2-6	2,30	33,15	14,40	5,79	2,38	52,73	52,73	58,02	58,02
	6-10	2,86	16,20	14,40	4,52	2,33	36,34	89,07	40,31	98,33
	10-14	3,70	16,20	19,20	2,79	1,82	42,94	132,01	43,71	142,04
E'	2'-6'	2,30	16,20	14,40	5,79	2,38	35,78	35,78	41,07	41,07
	6'-10'	2,86	16,20	14,40	4,52	2,33	36,34	71,68	40,31	81,38
	10-14'	3,70	16,20	19,20	2,79	1,82	39,10	110,78	43,71	125,09
D'	1'-5'	2,30	32,95	7,20	2,67	2,38	43,89	43,89	47,5	47,5
	5'-9'	2,86	16,00	7,20	2,17	2,33	27,5	71,39	30,56	78,06
	9'-13'	3,70	16,00	9,60	1,35	1,82	31,22	102,61	32,47	110,53



FERRAILLAGE - DES - POUTRES -

Conformément à l'article A15 du C.C.B.A 68, il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres.
Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple.
La methode de determination des armatures que nous utiliserons est celle de P. CHARON.

Les poutres seront ferraillées sous la combinaison la plus defavorables entre les sollicitations du 1er genre (SP_1) et les sollicitations du 2è genre (SP_2) avec les conditions suivantes:

- si $\max\left[1{,}5\ M(SP_1)\ ;\ M(SP_2)\right] = 1{,}5\ M(SP_1)$ on calcule la section sous SP_1
- si $\max\left[1{,}5\ M(SP_1)\ ;\ M(SP_2)\right] = M(SP_2)$ on calcule la section sous SP_2 (.:)

<u>Methode utilisée pour le calcul des Armatures longitudinales</u>

On calcule $\mu = \dfrac{15\,M}{\bar{\sigma}_a . b . h^2} \xrightarrow{\text{Tableau}} K, \varepsilon \longrightarrow \sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K}$.

si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne sont pas necessaires et les armatures tendues sont données par:

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

si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées sont necessaires.

on calcule alors :
$$\begin{cases} K_1 = \dfrac{15}{n}\,\dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \\[2ex] K_2 = \dfrac{15\,(h - d')}{\dfrac{\bar{\sigma}'_a}{\bar{\sigma}_a}.h + d'} \end{cases}$$

. si $K_1 > K_2$ on prend $K_1 \xrightarrow{\text{Tableau}} \alpha, \mu', \varepsilon$.

on aura $M_1 = \mu' . \bar{\sigma}'_b . b h^2 \longrightarrow M_2 = M - M_1$

$y = \alpha . h \longrightarrow \sigma'_a = \frac{15}{y}(y - d')\,\bar{\sigma}'_b$

la section d'armatures comprimées sera : $A' = \dfrac{M_2}{(h-d')\,\sigma'_a}$

la section d'armatures tendues sera : $A = \dfrac{M_1}{\sigma_a . \varepsilon . h} + \dfrac{M_2}{(h-d')\,\sigma_a}$.

avec $\sigma_a = K . \bar{\sigma}'_b$.

. si $K_1 < K_2$ on prend $K_2 \xrightarrow{\text{Tableau}} \mu', \varepsilon$

$\longrightarrow \sigma'_b = \frac{15}{m} \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K_2} \longrightarrow M_1 = \mu' . \sigma'_b . b . h^2 \longrightarrow M_2 = M - M_1$

la section d'armatures comprimées sera : $A' = \dfrac{M_2}{(h-d')\,\bar{\sigma}'_a}$

la section d'armatures tendues sera : $A = A' + \dfrac{M_1}{\bar{\sigma}_a . \varepsilon . h}$

Calcul des armatures transversales.

Les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximal du niveau. Ces armatures seront adoptées pour toutes les travées du niveau considéré.

Formules utilisées:

Contrainte de cisaillement max :

$\tau_b = \dfrac{T}{b . \frac{7}{8} . h}$

$b = 30\,cm$

$h = \begin{cases} 55\,cm & \text{pour les poutres transversales.} \\ 45\,cm & \text{pour les poutres longitudinales.} \end{cases}$

Contraintes de cisaillement admissibles.

on fixe. $\bar{\tau}_{b_1} = 3,5\ \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_{b_2} = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right)\bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\tau}_{b_3} = 5\ \bar{\sigma}_b.$$

si $\sigma'_b \le \bar{\sigma}'_{b_0}$ et $\tau_b \le \bar{\tau}_{b_1}$
si $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b \le 2\bar{\sigma}'_{b_0}$ et $\tau_b \le \bar{\tau}_{b_2}$
} on utilisera des cadres et étriers verticaux.

si $\sigma'_b \le \bar{\sigma}'_{b_0}$ et $\bar{\tau}_{b_1} < \tau_b \le \bar{\tau}_{b_3}$
si $\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b \le 2\bar{\sigma}'_{b_0}$ et $\bar{\tau}_{b_2} < \tau_b \le \bar{\tau}_{b_3}$
} on utilisera des cadres et des étriers verticaux plus des barres obliques.

si $\tau_b > \bar{\tau}_{b_3}$ on doit changer le béton.

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

$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,85\ \text{kg/cm}^2$

pour calculer σ'_b, on utilise la methode suivante:

soient A : section d'armatures longitudinales
M : moment
} à l'appui considéré.

on calcule $\tilde{\omega} = \dfrac{100.A}{b.h} \xrightarrow{\text{Tableau}} k\ ,\ \varepsilon \longrightarrow \sigma_a = \dfrac{M}{A.\varepsilon.h} \longrightarrow \sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{k}.$

Contraintes admissibles des armatures transversales:

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a . \sigma_{en}.$

. les armatures transversales sont constituées de barres FeE24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400\ \dfrac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

. La section ne comporte pas de reprise de betonnage.

$$\rho_a = \max\left[\frac{2}{3}\ ,\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right]$$

Calcul des espacements :

$$t_0 = \frac{A_t \cdot Z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}}$$; avec A_t : section des armatures transversales

Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = \left(1 - 0{,}3 \dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h \\ t_2 = 0{,}2 \cdot h . \end{cases}$$

Vérifications des contraintes dans les poutres :

La méthode utilisée est celle de P. CHARON ; elle est exposée dans l'ouvrage " Calcul pratique des sections de béton armé". Elle est la suivante ; : on calcule successivement :

$$A_1 = A + A'$$

$$h_1 = \frac{A'd' + A \cdot h}{A + A'}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_1}{b \cdot h_1} \rightarrow \varepsilon$$

$$\alpha = 3(1 - \varepsilon) . \rightarrow y_1 = \alpha \cdot h_1 . \rightarrow k' = 15\left(\frac{h}{y_1} - 1\right)$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A(h - d') - \dfrac{15}{n} \dfrac{y_1}{2k'} \left(\dfrac{y_1}{3} - d'\right)}$$

$$\sigma'_b = \frac{15 \, \sigma_a}{n \, k'}$$

$$\sigma'_a = \frac{y_1 - d'}{h - y_1} \, \sigma_a .$$

porlique

longitudinal

Niveau IV

	1	1-2	2	2-3	3	3-3'
$M_{(t.m)}$	20,32•	28,14•	22,01•	15,75	22,14•	14,32
μ	0,1254	0,1737	0,1367	0,1459	0,1367	0,1327
K	21,3	17	20,1	19,3	20,1	20,5
ε	0,8623	0,8438	0,8576	0,8542	0,8576	0,8592
K_1	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38
K_2		12		12		
α		0,4360		0,4360		
μ'		0,1863		0,1863		
ε		0,8547		0,8547		
M_1		23,34		15,56		
M_2		4,8		0,19		
y		19,62		19,62		
σ'_a		2305		1537		
σ_a	4000	4000	4000	2665	4000	2665
A'_{cm^2}		5,3		0,31 3T10		
A_{cm^2}	13,1 3T25	18,18	14,35 3T25	15,18 5T20	14,35 3T25	13,85 3T25

Niveau III

	7	7-8	8	8-9	9	9-9'
$M_{(t.m)}$	36,66	25,44	30,20	14,65	30,20	14,65
μ	0,2263	0,1570	0,1864	0,1357	0,1864	0,1357
K	14,1	18,3	16,20	20,2	16,20	20,2
$\mathcal{E}$	0,8282	0,8499	0,8397	0,8580	0,8397	0,8535
K_1	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38
K_2	12	12	12	12	12	12
α	0,4360	0,4360	0,4360		0,4360	
μ'	0,1863	0,1863	0,1863		0,1863	
$\mathcal{E}$	0,8547	0,8547	0,8547		0,8547	
M_1	23,34	28,34	23,34		23,34	
M_2	13,32	2,1	6,86		6,86	
y	19,62	19,62	19,62		19,62	
σ'_a	2305	2305	2305		2305	
σ_a	4000	4000	4000	2665	4000	2665
A'_{cm^2}	12,84	2,30	7,44		7,44	
A_{cm^2}	22,58	16,48	19,46	14,24	19,46	14,24

Niveau II

	13	13-14	14	14-15	15	15-15'
$M_{(t.m)}$	46,22	20,30	36,44	19,57	36,44	19,57
μ	0,2853	0,1881	0,2249	0,1813	0,2249	0,1813
K	11,9	16,1	14,2	16,6	14,2	16,6
ε	0,8141	0,8392	0,8288	0,8418	0,8288	0,8418
K_1	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38	19,38
K_2	12	12	12	12	12	12
α	0,4360	0,4360	0,4360	0,4360	0,4360	0,4360
μ'	0,1863	0,1863	0,1863	0,1863	0,1863	0,1863
ε	0,8547	0,8547	0,8547	0,8547	0,8547	0,8547
M_1	23,34	15,56	23,34	15,56	23,34	15,56
M_2	22,88	4,74	13,1	4,01	13,1	4,01
y	19,62	19,62	19,62	19,62	19,62	19,62
σ'_a	2305	1537	2305	1537	2305	1537
σ_a	4000	2665	4000	2665	4000	2665
A'_{cm^2}	24,82 6T25	7,71 3T20	14,21 3T25	6,52 3T20	14,21 3T25	6,52 3T20
A_{cm^2}	29,47 6T25	19,63 4T25	29,36 5T25	18,94 4T25	23,36 5T25	18,94 4T25

VERIVICATION des CONTARINTES

Niveau IV

	1	1-2	2	2-3	3	3-3'
M	36,74 •	27,43 •	13,32	15,75	13,41	14,32
$A+A'=A_1$	40,25	23,47	14,73	15,71	14,73	14,73
h_1	29,40	37,13	45	45	45	45
$\tilde{\omega}$	4,5635	2,107	1,0911	1,16	1,0911	1,0911
K			19,8	19	19,8	19,8
ε	0,7768	0,8201	0,8563	0,8534	0,8563	0,8563
α	0,6696	0,5396				
y_1	19,69	20,04				
K'	19,28	18,68				
σ_a	3837	3773	2347	2611	2347	2347
σ'_a	2227	2273				
σ'_b	199	202	119,6	137,4	119	119

Remarque : $\sigma_a < \begin{cases} \overline{\sigma_a} = 4000 \text{ pour } SP_2 \\ \overline{\sigma_a} = 2665 \text{ pour } SP_1 \end{cases}$

$\sigma'_b < \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 206,5 \text{ pour } SP_2 \\ \overline{\sigma_b} = 137,5 \text{ pour } SP_1 \end{cases}$

Niveau III

	7	7-8	8	8-9	9	9-9'
M	44,81°	25,44°	28,33°	14,65	28,33°	14,65
$A+A'=A_1$	53,6	23,6	25,66	14,73	25,66	14,73
h_1	27	35	35,6	45	35,6	45
$\tilde{\omega}$	6,6173	2,276	2,403	1,0911	2,403	1,0911
K				19,8		19,8
ε	0,7573	0,8162	0,8127	0,8563	0,8127	0,8563
α	0,7281	0,5515	0,5618		0,5618	
y_1	19,66	19,30	20,0		20,0	
K'	19,334	19,974	18,75		18,75	
σ_a	3382	3666	3735	2581	3735	2581
σ_a'	1957	2040	2241		2241	
σ_b'	175	184	199	131	199	13

Niveau II

	13	13-14	14	14-15	15	15-15'
M	46,22°	20,30	36,44°	19,57	36,44	19,57
$A+A'=A_1$	58,9	23,47	39,27	23,47	39,27	23,47
h_1	25	22,24	20,0	22,24	20,0	22,24
$\tilde{\omega}$	7,853	3,518	6,545	3,518	6,545	3,518
K						
ε	0,7475	0,7908	0,7573	0,7908	0,7573	0,7908
α	0,7576	0,6276	0,7281	0,6276	0,7281	0,6276
y_1	18,94	13,96	14,56	13,96	14,56	13,96
K'	20,64	33,35	31,36	33,35	31,36	33,35
σ_a	3985	2578	3709	2486	3709	2486
σ_a'	2132	745	1165	718	1165	718
σ_b'	103	2300	38	22	38	22

- Verification de la condition de non-fragilité (Art 52. C.C.B.A. 68).

$$A \geqslant 0,69 . b . h \frac{\overline{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$b = 30$ cm

$h = 45$ cm

$\sigma_{en} = 4200$ kg/cm²

sous SP_1 : $\overline{\sigma}_b = 5,8$ kg/cm²

$$A \geqslant 0,69 . 30 . 45 . \frac{5,8}{4200} = 1,29 \text{ cm}^2$$

sous SP_2 : $\overline{\sigma}_b = 8,7$ kg/cm²

$$A \geqslant 0,69 . 30 . 45 . \frac{8,7}{4200} = 1,93 \text{ cm}^2 .$$

- Verification de la condition de non-fissuration.

niveau IV.

	1	1-2	2	2-3	3	3-3'
A cm²	24,54	18,85	14,73	15,71	14,73	14,73
B_f cm²	300	300	300	300	300	300
$\tilde{\omega}_f$ réel	0,082	0,063	0,05	0,053	0,05	0,05
$\tilde{\omega}_f$ théoriq	0,0198	0,0169	0,0198	0,0169	0,0198	0,0198
σ_1	>4200	>4200	>3000	>3000	>3000	>3000.

avec : A : section d'armatures tendues sur appuis ou en travée.

B_f : section d'enrobage (de beton).

niveau III

	7	7-8	8	8-9	9	9-9'
A	29,45	17,84	19,63	14,73	19,63	14,73
B_f	300	300	300	300	300	300
$\bar{\omega}_f$ réel	0,098	0,059	0,065	0,05	0,065	0,05
$\bar{\omega}_f$ théoriq	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188
σ_1	>4200	>4200	>4200	>2800	>4200	>2800

niveau II

	13	13-14	14	14-15	15	15-15'
A	29,45	19,63	24,54	19,63	24,54	19,63
B_f	300	300	300	300	300	300
$\bar{\omega}_f$ réel	0,098	0,065	0,082	0,065	0,082	0,065
$\bar{\omega}_f$ théoriq	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188
σ_1	>4200	>2800	>4200	>2800	>4200	>2800

- Vérification de la flèche (Art 61 . C.C.B.A 68).

on doit vérifier que:

$A \leq \frac{43}{\sigma_{en}} . b_o . h.$

$\frac{43}{4200} . 30 . 45 = 13,82 \ cm^2 < A.$ non vérifié

on doit justifier la flèche. (Art 61.21. ii . C.C.B.A. 68).

on vérifie pour le niveau II qui est le plus chargé.

$G = 1 \times 1 \times 0,20 \times 2500 = 500 \ Kg/m^2.$

$\rightarrow g = 500 \times 0,30 = 150 \ Kg/ml. \rightarrow Mg = 0,81 . 150 . \frac{\overline{4,25}^2}{8} = 274,4$

$\rightarrow q = (500 + 800) \ 0,3 = 390 \ Kg/ml. \rightarrow Mq = 0,81 . 390 . \frac{\overline{4,25}^2}{8} = 713,2$

pour les cloisons on aura:

$j = 75 \times 0,3 = 22,5 \ Kg/ml \rightarrow Mj = 0,81 . 22,5 . \frac{\overline{4,25}^2}{8} = 41,2.$

les poutres longitudinales étant toutes identiques

$I = \frac{b . h^3}{12} = \frac{30 . \overline{45}^3}{12} = 227812,5 \ cm^4.$

calcul de λ.

$\varpi = \frac{A}{b_o . h} = \frac{19,11}{30 \times 45} = 0,0142$

. charges de faible durée d'application:

$\lambda_i = \frac{\overline{\sigma}_b}{72 (2+3) \varpi} = \frac{5,8}{72 . 5 . 0,0142} = 1,1346$

. charges de longue durée d'application.

$\lambda_v = \frac{\overline{\sigma}_b}{180 (2+3) \varpi} = \frac{5,8}{180 (2+3) 0,0142} = 0,4538.$

Determination de la contrainte (σ_a)

$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 1{,}42 \xrightarrow{\text{Tableau}} \varepsilon = 0{,}8423.$

. charge (g) : $\sigma_a = \frac{Mg}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{27440}{19{,}11 \cdot 0{,}8423 \cdot 45} = 37{,}8$ kg/cm²

. charge (q) $\sigma_a = \frac{Mq}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{71320}{19{,}11 \cdot 0{,}8423 \cdot 45} = 98{,}5$ kg/cm²

. charge (j) $\sigma_a = \frac{Mj}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{4120}{19{,}11 \cdot 0{,}8423 \cdot 45} = 5{,}7$ kg/cm².

Determination de (μ).

. charge (g)

$\mu g = 1 - \frac{5\,\bar{\sigma}_b}{4 w \cdot \sigma_a + 3\,\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \times 5{,}8}{4 \times 0{,}0142 \times 37{,}8 + 3 \cdot 5{,}8} = -0{,}48 \; . \; \mu g = 0$

. charge (q)

$\mu q = 1 - \frac{5 \times 5{,}8}{4 \times 0{,}0142 \times 98{,}5 + 3 \cdot 5{,}8} = -0{,}54 \rightarrow \mu q = 0$

. charge (j)

$\mu j = 1 - \frac{5 \times 5{,}8}{4 \times 0{,}0142 \times 5{,}7 + 3 \cdot 5{,}8} = -0{,}63 \rightarrow \mu j = 0.$

d'où $I_{f_v} = I_{f_i} = I_{f_j} = I = 227812{,}5$.

Calcul du module de deformation longitudinal.

$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} = 7000 \sqrt{1{,}2 \cdot 275} = 127\,161$ kg/cm²

$E_i = 3 \cdot E_v = 381\,484$. kg/cm²

- calcul de $f_{g\infty}$:

$$f_{g\infty} = \frac{M_g . l^2}{10\, E_v . I_{fv}} = \frac{27440 . \overline{425}^2}{10 . 127161 . 227812,5} = 0,017 \text{ cm}$$

- calcul de f_{q_0}

$$f_{q_0} = \frac{M_q . l^2}{10 . E_i . I_{fi}} = \frac{71320 . \overline{425}^2}{10 . 381484 . 227812,5} = 0,015 \text{ cm.}$$

- calcul de f_{j_0}

$$f_{j_0} = \frac{M_j . l^2}{10 . E_i . I_{fi}} = \frac{570 . \overline{425}^2}{10 . 381484 . 227812,5} = 0,0002 \text{ cm.}$$

- calcul de f_{g_0}

$$f_{g_0} = \frac{M_g . l^2}{10 . E_i . I} = \frac{27440 . \overline{425}^2}{10 . 381484 . 227812,5} = 0,006 \text{ cm.}$$

Calcul de la fleche nuisible:

$$\Delta f_t = f_{g\infty} - f_{j_0} + f_{q_0} - f_{g_0}$$

$$= 0,017 - 0,0002 + 0,015 - 0,006 = 0,03 \text{ cm.}$$

Calcul de la fleche admissible:

$$l < 5 \text{ m.} \rightarrow \overline{\Delta f_t} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm.}$$

$$\Delta f_t = 0,03 \text{ cm} < \overline{\Delta f_t} = 0,85 \text{ cm.}$$ vérifié.

- Verification de la condition de non-entraînement des armatures.

On a :
$$\bar{\tau}_d = 2\,\psi_d\,.\,\bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \psi_d = 1,5 \text{ pour les aciers HA}$$
$$= 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,70 \text{ Kg/cm}^2 .$$

On doit vérifier que
$$\tau_d = \frac{T}{n\,p\,.\,z} \leq \bar{\tau}_d \qquad \text{avec } T = \text{effort tranchant}$$
$$\tau_{d_i} = \frac{T}{p_{u_i}\,.\,z} \cdot \frac{A_i}{A} \leq \bar{\tau}_d .$$

niveau	A cm²	T t	ϕ cm	A_i/A	p_{u_i} cm	τ_{d_i}
IV	24,54	19,42	2,5	0,2	7,85	12,56 kg/cm²
III	29,45	21,85	2,5	0,1667	7,85	11,78 kg/cm²
II	29,45	27,19	2,5	0,1667	7,85	14,6 kg/cm²

- Condition aux appuis.

1/ On doit avoir : $C \geq \dfrac{2T}{b\,.\,\bar{\sigma}'_{b0}} = C_0$

on prend l'effort tranchant maximal : $T = 27,19$ t (aux appuis de rive).

$$C_0 = \frac{2\,.\,27190}{30\,.\,68,85} = 26,4 \text{ cm} < 45 \text{ cm} < 55 \text{ cm}.$$

c = largeur du poteau.

2/ Conditions sur les armatures inférieures :

Sur les appuis, les sections A des armatures inférieures doivent satisfaire à l'inégalité suivante.

$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$.   M : moment dans la section d'appui pris avec son signe.

Appui	1	2	3	7	8	9	13	14	17
A	15,71	0	0	24,15	6,03	6,03	29,45	14,73	14,73
T	19,42	21,05	20,46	21,85	22,8	22,32	27,19	28,42	27,8
M	36,74	13,32	13,41	44,81	28,33	28,33	46,22	36,44	36,44
$T - \frac{M}{z}$	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0

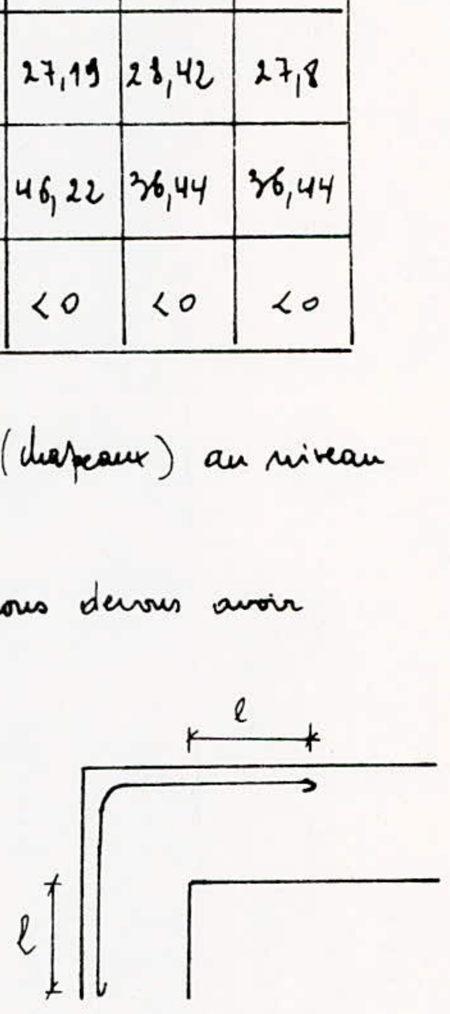
Ancrage des armatures supérieures des poutres (chapeaux) au niveau des poteaux pour les appuis de rive.

Pour un ancrage en retour d'équerre, nous devons avoir

$l \geq 0,13 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d} - 1,17 \cdot 3.$

$\bar{\tau}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7$ kg/cm²

$l \geq 17\phi$. $\rightarrow l = 50$ cm.



Calcul des armatures transversales.

Le portique longitudinal étant constitué de travées identiques, nous essayons d'adopter le même ferraillage transversal pour toutes les poutres d'un même niveau, ainsi que les espacements.

niveau IV

Appui 1 : $T = 19{,}42\ t$, $\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = 16{,}44\ \text{kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 199\ \text{kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$.

$\bar{\tau}_b = \left(4{,}5 - \frac{199}{103{,}275}\right) \cdot 8{,}7 = 22{,}38\ \text{kg/cm}^2$.

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ → cadres et étriers uniquement ($\phi 10$)

$t = \frac{3{,}14 \cdot 7 \cdot 45 \cdot 1600}{8 \cdot 19420} = 10{,}2\ \text{cm}$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0{,}2 \cdot h = 9\ \text{cm} \\ 45\left(1 - 0{,}3 \cdot \frac{16{,}44}{8{,}7}\right) = 6{,}8\ \text{cm} \end{cases}$$

→ on adopte un espacement de 9 cm à l'appui.

Appui 2 : $T = 21{,}05\ t$, $\tau_b = 17{,}82\ \text{kg/cm}^2$

$\sigma'_b = 119\ \text{kg/cm}^2$, $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$.

$\bar{\tau}_b = 16{,}1\ \text{kg/cm}^2$

$\tau_b > \bar{\tau}_b$ → les armatures obliques sont nécessaires en plus des cadres et des étriers.

On relèvera de T20 de chaque côté de l'appui et on adopte des cadres et des étriers $\phi 8$ espacés de 9 cm à l'appui.

Appui 3. $T = 20{,}46\ t$, $\tau_b = 17{,}32\ kg/cm^2$

$\sigma'_b = 119\ kg/cm^2$, $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$

$\bar{\tau}_b = 16{,}2\ kg/cm^2$

$\tau_b > \bar{\tau}_b$ → les armatures obliques sont nécessaires en plus des cadres et des étriers $\phi 8$.

On relèvera deux 2T20 à gauche de l'appui et 2T25 à droite de l'appui; et on adoptera des cadres et des étriers $\phi 8$ espacés de 9 cm à l'appui.

niveau III

Appui 7 : $T = 21{,}85\ t$, $\tau_b = 18{,}5$ kg/cm²

$\sigma'_b = 175$ kg/cm² , $\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$

$\bar{\tau}_b = 24{,}41$ kg/cm²

$\tau_b < \bar{\tau}_b \longrightarrow$ cadres et étriers verticaux uniquement

on adoptera des $\phi 10$ espacés de 9 cm à l'appui.

Appui 8 : cadres et étriers verticaux uniquement

$\phi 10$. espacés de 8 cm à l'appui

Appui 9 : cadres et étriers verticaux uniquement

$\phi 10$. espacés de 8 cm à l'appui.

niveau II

Appui 13
Appui 14
Appui 15

cadres et étriers verticaux uniquement

$\phi 12$ espacés de 9 cm à l'appui.

portique

transversal

Niveau IV

	1	1-2	2	2-2'
M	19,57•	20,87	17,33	18,71
μ	0,0808	0,1294	0,1075	0,1104
K	28,4	20,9	23,6	23,2
ε	0,8848	0,8607	0,8705	0,8691
A	10,1	16,55	13,4	14

Niveau III

	5	5-6	6	6-6'
M	35,89•	20,33	32,52•	19,26
μ	0,1483	0,1200	0,1344	0,1187
K	19	21,9	20,3	22,7
ε	0,8529	0,8645	0,8584	0,8674
K_1	19,4			
K_2	12,5			
α	0,4360			
μ'	0,1863			
ε	0,8547			
M_1	34,88			
M_2	1			
y	23,98			
σ'_a	2449			
σ_a	4000			
A'_{cm^2}	0,82			
A_{cm^2}	19,1	15,27	17,23	14,42

Niveau II

	9	9-10	10	10-10'
M	44,62•	26,4	38,73•	25,26
μ	0,1843	0,1636	0,1601	0,1507
K	16,35	17,8	18,0	18,3
ε	0,8405	0,8476	0,8485	0,8499
K_1	19,4	19,4	19,4	19,4
K_2	12,5	12,5	12,5	12,5
α	0,4360	0,4360	0,4360	0,4360
μ'	0,1863	0,1863	0,1863	0,1863
ε	0,8547	0,8547	0,8547	0,8547
M_1	34,9	23,3	34,9	23,3
M_2	9,72	3,1	3,83	1,96
y	23,98	23,98	23,98	23,98
σ'_a	2449	1632	2449	1632
σ_a	4000	2665	4000	2665
A'_{cm^2}	7,95	3,8	3,13	2,5
A_{cm^2}	23,42	20,93	20,5	20,1

Verification des contraintes

Niveau IV

	1	1-2	2	2-2'
M	28,17	18,89	17,33	18,71
A	17,87	24,15	17,87	24,15
h_1	55	55	55	55
ω	1,083	1,4636	1,083	1,4636
K	19,9	16,4	19,9	16,4
ε	0,8567	0,8406	0,8567	0,8406
σ_a	3345	1692	2058	1676
σ'_b	169	104	104	103

Niveau III

	5	5-6	6	6-6'
M	45,27	20,33	30,33	19,26
$A+A'=A_1$	33,57	15,70	17,87	15,70
h_1	40,97	55	55	55
ω	2,731	0,9515	1,083	0,9515
K		21,55	19,85	21,55
ε	0,8055			
α	0,5836			
y_1	23,91			
K'	19,504			
σ_a	3928	2728 < 2800	3603	2680 < 2800
σ'_a	2389			
σ'_b	202	127	181,6	124,4

Niveau II

	9	9-10	10	10-10'
M	44,62	26,4	38,73	25,16
$A+A'=A_1$	33,57	30,18	33,57	30,18
h_1	40,97	45,01	40,97	45,01
ω	2,73	2,235	2,73	2,235
K				
ε	0,8055	0,8169	0,8055	0,8169
α	0,5836	0,5494	0,5836	0,5494
y_1	23,92	24,73	23,92	24,73
K'	19,49	18,36	19,49	18,36
σ_a	3871	2312	3360	2212
σ'_a	2357	1507	2046	1442
σ'_b	198,7	126	172,5	120,5

Vérification de la condition de non fragilité.

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

$b = 30$ cm. , $h = 55$ cm. , $\sigma_{en} = 4200$.

sous SP_1 :

$$A_0 = 0,69 \cdot 30 \cdot 55 \cdot \frac{5,8}{4200} = 1,58 \text{ cm}^2 < A.$$

sous SP_2

$$A_0 = 0,69 \cdot 30 \cdot 55 \cdot \frac{8,7}{4200} = 2,36 \text{ cm}^2 < A$$

Vérification de non-fissuration des poutres.

	niveau IV				niveau III				niveau II.			
	1	1-2	2	2-2'	5	5-6	6	6-6'	9	9-10	10	10-10'
A	14,73	14,73	14,73	14,73	24,15	15,71	17,84	15,71	24,15	24,15	24,15	24,15
B_f	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
$\bar{\omega}_f$ réel	0,0497	0,0497	0,0497	0,0497	0,067	0,052	0,054	0,052	0,067	0,067	0,067	0,067
$\bar{\omega}_f$ théorique	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188	0,0188
σ_1	>4000	>2800	>2800	>2800	>4000	>2800	>4000	>2800	>4000	>2800	>4000	>2800

Verification de la condition de flèche.

on doit avoir $A \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \cdot b_0 . h = \frac{43}{4200} . 30.55 = 16,9 \text{ cm}^2$

non vérifié, on doit donc justifier la flèche.

on vérifie pour le niveau II dont la surcharge est de 800 kg/m².

$g = 560 \times 0,30 = 168 \text{ kg/m} \rightarrow M_g = 0,81 . g . \frac{l^2}{8} = 506 \text{ kgm}$

$q = (560 + 800) . 0,30 = 408 \text{ kg/m} \rightarrow M_q = 0,81 . q . \frac{l^2}{8} = 1227 \text{ kgm}$

$j = (75 + 325) . 0,30 = 400 \times 0,3 = 120 \text{ kg/m} \rightarrow M_j = 361 \text{ kgm}$

$I = \frac{b . h_t^3}{12} = 540.000 \text{ cm}^4.$

calcul de λ.

$w = \frac{A}{b.h} = \frac{24,15}{30.55} = 0,0146 \quad \rightarrow \varepsilon = 0,8408.$

. charges de faible durée:

$$\lambda_i = \frac{5,8}{72(2+3) . 0,0146} = 1,101$$

. charges de longue durée

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2,5} = 0,4403.$$

Determination des contraintes.

$$(g) : \sigma_a = \frac{50600}{24,15 . 0,8408 . 55} = 45,4 \text{ kg/cm}^2.$$

$$(q) : \sigma_a = \frac{122700}{24,15 . 0,8408 . 55} = 109,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$(j) : \sigma_a = \frac{36100}{24,15 . 0,8408 . 55} = 32,4 \text{ kg/cm}^2.$$

calcul de μ.

(g) $\mu_{g_v} = 1 - \dfrac{5 \cdot 5,9}{4 \cdot 0,0146 \cdot 45,4 + 3 \cdot 5,9} < 0 \rightarrow \mu_{g_v} = 0$

(q) $\mu_{q_v} = 1 - \dfrac{5 \cdot 5,9}{4 \cdot 0,0146 \cdot 100,9 + 3 \cdot 5,9} < 0 \rightarrow \mu_{q_v} = 0.$

(j) $\mu_{j_v} = 1 - \dfrac{5 \cdot 5,9}{4 \cdot 0,0146 \cdot 32,4 + 3 \cdot 5,9} < 0 \rightarrow \mu_{j_v} = 0$

Calcul des modules de deformations longitudinaux

$E_v = 127161$

$E_i = 381484.$

calcul des flèches.

$f_{g_v} = \dfrac{50600 \cdot \overline{545}^2}{10 \cdot 127161 \cdot 540000} = 0,022$ cm.

$f_{q_0} = \dfrac{122700 \cdot \overline{545}^2}{10 \cdot 381484 \cdot 540.000} = 0,018$ cm.

$f_{g_0} = \dfrac{50600 \cdot \overline{545}^2}{10 \cdot 381484 \cdot 540000} = 0,0073$ cm.

$f_{j_0} = \dfrac{36100 \cdot \overline{545}^2}{10 \cdot 381484 \cdot 540.000} = 0,0052$ cm.

$\Delta f_t = 0,022 - 0,0052 + 0,018 - 0,0073 = 0,0275$ cm.

$l > 5$ m. $\rightarrow \Delta f_t = \dfrac{l}{1000} + 0,5 = \dfrac{545}{1000} + 0,5 = 1,045$ cm.

$\rightarrow$ la flèche est verifiée.

Vérification de la condition de non-entraînement des barres au niveau des appuis de rive.

$$\tau_{di} = \frac{T}{z \cdot p_{ui}} \cdot \frac{A_i}{A}$$

$$\bar{\tau}_d = 2.\psi_d . \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,85 = 17,55 \text{ kg/cm}^2.$$

niveau	A	T	Ai/A	ϕ	p_{ui}	τ_{di}
IV	3T25 +1T20	21710	0,2747	25	7,85	15,79
			0,1757	20	6,28	12,62
III	3T25 +1T20	23500	0,2747	25	7,85	17,08
			0,1757	20	6,28	12,62
II	3T25 +3T20	28570	0,2033	25	7,85	15,37
			0,13	20	6,28	12,28

max $\tau_{di} < \bar{\tau}_d$ → vérifié.

Vérification de la condition aux appuis.

longueur d'appui c

$$c \geq \frac{2\,T}{b . \bar{\sigma}'_{b0}}$$

$$c \geq \frac{2 . 28570}{30 . 68,85} = 27,67 \text{ cm} < 55 \text{ cm} = \text{largeur du poteau.}$$

→ c = 35 cm

Vérification de la section minimale nécessaire des armatures inférieures au niveau des appuis.

on doit avoir $A \geqslant \dfrac{T - M/z}{\overline{\sigma}_e}$ $(M > 0)$

Dans tous les cas nous avons une section d'acier négative ; donc c'est vérifié.

Calcul des armatures transversales.

On calculera les armatures au niveau de chaque appui pour tous les niveaux.

niveau IV.

appui de rive (1).

$T = 19{,}68\ t$

$M = 11{,}67\ tm.$

$A = 17{,}84\ cm^2$ $\rightarrow \varpi = \dfrac{100\,A}{b.h} = 1{,}0812 \rightarrow k = 19{,}9$

$\varepsilon = 0{,}8567$

$\sigma_a = \dfrac{11{,}67 \cdot 10^5}{17{,}84 \cdot 0{,}8567 \cdot 55} = 1388{,}3\ kg/cm^2 \rightarrow \sigma'_b = \dfrac{\sigma_a}{k} = 69{,}8\ kg/cm^2$

$\overline{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2\overline{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \overline{\tau}_{b_2} = 20{,}65\ kg/cm^2$

$\tau_b = \dfrac{19680}{30 \cdot 7/8 \cdot 55} = 13{,}63\ kg/cm^2 < \overline{\tau}_{b_2} \rightarrow$ les cadres et étriers verticaux suffisent

$t = \dfrac{A_t \cdot z \cdot \overline{\sigma}_{er}}{T}$ on prend des $\phi 10$ FeE24.

$t = 8\ cm. < \overline{t} = 11\ cm. = 0{,}2 \cdot 55\ cm$

Appui (2) $T = 21{,}71\,t$

$M = 17{,}33\ t\,m.$

$A = 17{,}84\ cm^2$, $\sigma'_b = 103{,}56\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$. $\bar{\tau}_{b_2} = 14{,}8\ kg/cm^2 < \tau_b = 15{,}04\ kg/cm^2$

On doit donc relever des barres de part et d'autre de l'appui.

on relève 3T16 de part et d'autre de l'appui.

Les barres obliques seront inclinées à 45°.

l'effort tranchant equilibré par les barres obliques sera.

$$T_\alpha = \frac{A_i \cdot \bar{\sigma}_{at}}{\sqrt{2}} = 2273\ kg$$

l'effort tranchant residuel qui sera repris par les armatures transversales

sera : $T_r = T - T_\alpha = 19437\ kg.$

$$\tau_b = \frac{19437}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 55} = 13{,}46\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_{b_2} = 14{,}8\ kg/cm^2.$$

l'espacement à l'appui sera de 8 cm. et on prend des $\phi 8$ FeE24.

niveau III.

$T_{max} = 23{,}50\ t$

$M = 18{,}78\ t\,m$

$A = 41{,}99\ cm^2.$, $\sigma'_b = 91{,}84\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0}$. , $\tau_b = 16{,}28\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 18{,}67\ kg/cm^2$

les cadres et étriers verticaux suffisent

on prendra des $\phi 10$ FeE24. espacés de 8 cm à l'appui.

niveau II.

$T_{max} = 28,57\ t.$

$M = 22,63\ t.m$

$A = 30,18\ cm^2$, $\sigma'_b = 116,75\ kg/cm^2$

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2.\bar{\sigma}'_{b0}$. , $\tau_b = 19,78\ kg/cm^2 > \bar{\tau}_{b2} = 16,55\ \frac{kg}{cm^2}$

→ on doit donc relever des barres de part et d'autre de l'appui en plus des cadres et des étriers verticaux.

On relevera 3T20 de part et d'autre de l'appui à 45°.

Pour les cadres et les étriers verticaux on prendra des $\phi 10$ FeE24 espacés de 8 cm à l'appui

erraillage des Poteaux

FERRAILLAGE - DES - POTEAUX -

Les poteaux seront calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis à un effort normal N et à des moments flechissants en tête et en pied dans le sens longitudinal et dans le sens transversal. Ces moments sont donc au nombre de quatre. Les poteaux seront ferraillés aussi bien sous les sollicitations du 1er genre (SP_1) que du 2e genre (SP_2).

Determination des aciers longitudinaux.

Methode de calcul:

Deux cas peuvent se presenter:

1/ Section partiellement comprimée:

Ce cas se produit lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène.

on a alors : $e_0 = \frac{M}{N} > e_1 = \frac{h_t}{6}$

avec :

- e_0 : excentricite de la charge.
- M : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de beton seul.
- N : effort de compression au centre de gravité du beton seul.
- h_t : hauteur totale de la section.

Dans le cas où la section est partiellement comprimée nous pouvons avoir une section avec armatures comprimées ou sans armatures comprimées.

a) Section sans armatures comprimées :

On détermine les armatures A_1 de la section rectangulaire de mêmes dimensions et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif μ. dû aux forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

La section A des armatures tendues soumises à N et M sera alors : $\boxed{A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}}$ (N : -compression).

La condition pour que la section réelle ne possède pas d'armatures comprimées est que la section fictive n'en possède pas ; c'est-à-dire : $K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$.

Pour avoir des sections d'armatures minimales, on fera travailler les aciers au maximum $\rightarrow \sigma a = \bar{\sigma} a$.

b) Section avec armatures comprimées :

Soient : $M_{a.c}$: Moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures comprimées.

$M_{a.t}$: Moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

on calcule:

$$\mu'_1 = \frac{M_{a.t}}{\bar{\sigma}'_b . b . h^2} \quad ; \quad \mu'_2 = \frac{M_{a.c}}{\bar{\sigma}'_b . b . h^2}$$

$$\bar{\omega}' = \frac{100 . A'}{b . h} \quad ; \quad \tilde{\omega} = \frac{100 . A}{b . h}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \quad ; \quad \delta' = \frac{d'}{h}$$

Comme il est interressant, du point de vue économique d'obtenir des sections d'armatures A' et A telles que la somme soit minimale, on recherche la valeur de K qui réponde à cette condition. On utilise pour cela l'abaque de P. CHARON (P50).
(Calcul Pratique Des Sections de Beton Armé - Flexion Simple et Composée)

si $K < \bar{K}$ on retiendra K pour la suite des calculs.
si $K > \bar{K}$ on prendra $K = \bar{K}$.
Connaissant K, on calcule $\bar{\omega}$ et $\bar{\omega}'$ à l'aide des formules:

$$\bar{\omega}' = \frac{\mu'_1 - \mu'_0}{f} \quad , \quad \bar{\omega} = \frac{100(\mu'_2 + g)}{K(1 - \delta')}$$

avec μ'_0, f et g donnés en fonction de K et δ' dans le tableau 5 du même ouvrage.

Les sections d'aciers seront alors:

$$\boxed{A' = \bar{\omega}' . \frac{b . h}{100}} \quad , \quad \boxed{A = \bar{\omega} \frac{b . h}{100}} .$$

La contrainte des armatures comprimées sera:

$$\sigma'_a = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15}\right) \delta' \right] \bar{\sigma}'_b .$$

2/ <u>Section entièrement comprimée.</u> (section rectangulaire).

Ce cas se produit lorsque :

$$e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_t}{6} = e_1 .$$

On armera la section de manière symétrique $A'_1 = A'_2 = A'$.
En appliquant les formules classiques de la résistance des matériaux à la section homogénéisée, la contrainte en un point situé à la distance v du centre de gravité sera alors :

$$\sigma' = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I} .$$

La contrainte sur la fibre la plus comprimée sera

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{b.h_t + 2.N.A'} + \frac{M_G . h_t}{2 I} \qquad \text{(relation 1)}.$$

avec : M_G = moment des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité de la section homogénéisée confondu avec le centre du rectangle.

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2.n A'(0{,}5 - \delta'_t).h_t^2$$

= moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et perpendiculaire à l'axe de symétrie.

Du point de vue économique, nous avons intérêt à prendre $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$ vu que le béton est fortement comprimé.

En posant :

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} \quad , \quad e = \frac{M_G}{N} \quad , \quad \nu = \frac{6 \cdot e \cdot \rho}{h_t}$$

$$\varepsilon = 12\,(0{,}5 - \delta'_t)^2 \quad , \quad \mu = \frac{2\,m\,A'}{b \cdot h_t}$$

$$C = \frac{1 - \rho - \nu}{\varepsilon} \quad , \quad D = 0{,}5\left[\,1 - \rho + \frac{\rho}{\varepsilon} + C\right].$$

Avec ces notations, la relation (1) devient :

$$\mu^2 + 2\,D\,\mu + C = 0$$

La racine recherchée de cette equation sera :

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C}$$

On aura alors :

$$\boxed{A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h_t}{2 \cdot m}}$$

- Section circulaire entièrement comprimée :

La methode utilisée est la methode P. CHARON.

La section totale des armatures longitudinales A sera obtenue à l'aide des formules suivantes :

$$B = \pi R^2 \quad , \quad \rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot B}{N} \quad , \quad a = \frac{r}{R} \quad , \quad e = \frac{M_G}{N}.$$

$$\beta = \frac{4e}{R} \quad , \quad C = 0{,}045\, a^2 \cdot \rho \quad , \quad E = \rho - 1 - \beta.$$

$$D = 0{,}15\left[\rho - \beta + 2a^2(\rho - 1)\right].$$

$$\bar{w} = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

$r = R - \delta$ (δ : enrobage)

La section totale d'armatures sera :

$$\boxed{A = \frac{15}{n} \cdot \bar{\omega} \cdot \frac{B}{100}}$$

Si on trouvait pour $\bar{\omega}$ une valeur très faible, ou même négative, on prendrait au moins $\bar{\omega} = 1$.

La contrainte des aciers les plus comprimés sera donnée par :

$$\sigma'_a = n \left[(1 - 2\delta)\, \bar{\sigma}'_b + \frac{2.\delta.N}{B + nA} \right]$$

On doit avoir $\sigma'_a \leq \bar{\sigma}'_a$. Si $n\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$, il est inutile de calculer σ'_a.

3/ Cas de la compression simple.

La section d'armatures longitudinales doit vérifier les trois conditions suivantes :

* $\boxed{A_L \geqslant \frac{1,25}{1000}\, \theta_1 . \theta_2 . \theta_3 . \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}}$

* $\boxed{A_L \geqslant \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}} - B \right)}$

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

avec :

θ_1 : coefficient tenant compte des possibilités d'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$ pour les poteaux d'angles

$\theta_1 = 1,4$ pour les poteaux de rive.

$\theta_1 = 1$ pour les autres poteaux.

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$, $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}}$: dépend de la nuance des aciers longitudinaux.

l_c : longueur de flambement (Art 53.23 du C.C.B.A 68)
a : plus petite dimension transversale
c : enrobage des armatures longitudinales

Determination des armatures transversales

Les armatures transversales disposées dans les poteaux ont un triple rôle :

- permettre le positionnement des armatures longitudinales
- empêcher le gonflement du beton
- s'opposer au flambement des armatures.

Aucun pourcentage minimal n'est requis pour les armatures transversales. Les règles C.C.B.A 68 se bornent à limiter les espacements entre celles-ci, comme indiqué ci-dessous :

. zones courantes :

L'espacement admissible est :

$$\bar{t} = \min \begin{cases} t_1 = (100\,\phi_t - 15\,\phi_{\ell\,max})\left(2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right). \\ t_2 = 15\left(2 - \dfrac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right)\phi_{\ell.min}. \end{cases}$$

En pratique on prend : $\begin{cases} t \leq 15\,\phi_{\ell\,min}. \\ \phi_t \geq 0{,}3\,\phi_{\ell.max}. \end{cases}$

. zones de recouvrement :

Soit ν le nombre de cours d'armatures transversales à avoir dans la zone de recouvrement :

$$\begin{cases} \nu \geq 3 \\ \nu \geq \dfrac{0{,}4 \cdot \phi_\ell^2 \cdot \sigma_{en.\ell}}{\phi_t^2 \cdot \sigma_{en.t}} \end{cases}$$

La longueur de la zone de recouvrement est : $l_d = \dfrac{\phi}{4} \cdot \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$; $\bar{\tau}_d = 1{,}25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$.

Les armatures transversales sont de plus sollicitées par les efforts horizontaux dûs au séisme et developpés aux extremités des poteaux.
Les armatures transversales seront calculées de la même façon que les armatures transversale des poutres soumises à l'effort tranchant aux extremités des poutres.
On calculera l'espacement t' repondant à cette condition pour le sens longitudinal et pour le sens transversal et on prendra le plus faible.

Remarque:

Les reglements parasismiques (Art 2.312. page 59) recommandent de reduire l'espacement des armatures à ses 4/5 de part et d'autre des nœuds sur une longueur égale au 1/6 de la hauteur libre du poteau.

portique

longitudinal

PORTIQUE LONGITUDINAL

Tableau donnant les moments flechissants max ainsi que les efforts normaux correspondants.

Files	Poteaux	1er Genre		2ème Genre	
		M max	N	M max	N
(A)	1-7	7,35	35,97	20,4	42,28
	7-13	8,6	63,47	26,54	74,85
	13-19	7	94,13	29,4	108,21
(B)	2-8	0,12	52,73	15,73	60,61
	8-14	/	89,07	22,34	102,87
	14-20	–	132,01	36,70	147,4
(C)	3-9	–	52,73	15,62	60,61
	9-15	–	89,07	22,34	102,87
	15-21	–	132,01	36,7	147,4

Determination des armatures longitudinale sous SP1

Afin de savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimée, il faut calculer le rapport $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux et les comparer à $e_1 = \frac{h_t}{6}$.

Dans le sens longitudinal on a $h_t = 55$; $h_t = 45$

d'ou $e_1 = \frac{55}{6} = 9,17$; $e_1 = \frac{45}{6} = 7,5$

Tableau donnant les differentes valeurs de e_0 et σ'_b.

File	A			B			C		
Poteau	1-7	7-13	13-19	2-8	8-14	14-20	3-9	9-15	15-21
M	7,35	8,6	7	0,12	/	/	/	/	/
N	35,97	63,47	94,13	52,73	89,07	132,01	52,73	89,07	132,01
$e_0 = \frac{M}{N}$	20,4	13,50	0,74	0,23	/	/	/	/	/
e_1	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17
σ'_b	131,42	102,4	87,27	69,74	68,85	68,85	68,85	68,85	68,85

section en compression simple.

section entierrement comprimés. ($e_0 < e_1$)

Section partiellement comprimées ($e_0 > e_1$)

Section partiellement comprimées.

	1-7	7-13
$M_{t.m}$	7,35	8,6
N_t	35,97	63,47
e_0	20,4	13,50
σ'_b	131,22	102,4
M_{at}	13,64	22,88
M_{ac}	1,06	-5,69
μ	0,1015	0,089
ε	0,8734	0,8800
K	24,49	26,67
$\bar{K}$	21,34	27,34
μ'_1		0,162
μ'_2		-0,04
K		8
$\bar{\omega}'$		<0
$\bar{\omega}$		<0
A_1	13,94	
A	1,10	<0
A'		<0
A_{min}		

Section entierement comprimées

	13-19	2-8
M	7	0,12
N	94,13	52,73
$\bar{\sigma}'_b$	87,27	69,74
e	0,3	0,18
ρ	0,357	0,373
ν	0,012	0,009
ε	1,92	1,92
C	0,3286	0,3219
D	0,55	0,54
μ	–	–
A'	–	–

Section en compression simple.

	8-14	14-20	3-9	9-15	15-21
M	0	0	0	0	0
N	87,07	132,01	52,73	89,07	132,01
σ_b	68,85	68,85	68,85	68,85	68,85
A_0	<0	<0	<0	<0	<0

Determination des armatures longitudinales sous SP2

Tableau donnant les differentes valeurs de e_0 et de $\bar{\sigma}_b'$ pour tous les poteaux.

File	(A)			(B)			(C)		
poteau	1-7	7-13	13-19	2-8	8-14	14-20	3-9	9-15	15-21
M	20,4	26,54	29,4	15,73	22,34	36,70	15,62	22,34	36,70
N	42,28	74,85	108,21	60,61	102,87	147,4	60,61	102,87	147,4
e_0	48	35,4	27	26	21,7	24,9	25,8	21,7	24,9
e_1	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17
$\bar{\sigma}_b'$	206,5	206,5	204,2	206,5	184,4	196,36	206,5	184,4	196,36

$e_0 > e_1$ pour tous les poteaux les sections sont donc partiellement comprimées

Ferraillage des poteaux

Sections partiellement comprimée.

	1-7	7-13	13-19	2-8	8-14	14-20	3-9	9-15	15-21
M	20,4	26,54	29,4	15,73	22,34	36,7	15,62	22,34	36,70
N	42,28	74,85	108,21	60,61	102,87	147,4	60,61	102,87	147,4
e_0	48	35,4	27	26	21,7	24,9	25,8	21,7	24,9
$\bar{\sigma}'_b$	206,5	206,5	204,2	206,5	184,4	196,36	206,55	184,4	196,36
M_{at}	27,8	43,38	53,75	26,34	45,49	69,9	26,23	45,49	69,90
M_{ac}	13	9,70	5,05	6,12	-0,81	3,54	5,01	-0,81	3,54
μ	0,1379	0,1127	0,1396	0,1307	0,1182	0,1816	0,1301	0,1182	0,1816
ε	0,8570	0,8680	0,8564	0,8600	0,8654	0,8414	0,8604	0,8654	0,8414
k	19,96	22,88	19,82	20,71	22,15	16,53	20,80	22,15	16,53
$\bar{k}$	20,34	20,34	20,57	20,34	22,78	21,39	20,34	22,78	21,39
μ'_1	0,187		0,191		0,179	0,260		0,179	0,260
μ'_2	0,087		0,018		-0,003	0,013		-0,003	0,013
K	18		12		11	19		11	19
$\bar{\omega}'$	<0		<0		<0	<0		<0	<0
$\bar{\omega}$	0,61		0,39		0,24	0,014		0,24	0,014
A_1		23,80		18,23			18,15		
A	10,96	6	10,82	3,8	6,56	0,4	3,7	6,56	0,40
A'	<0		<0		<0	<0		<0	<0
A_{min}	3,5	5,64	11,13	4,15	5,63	11,44	4,15	5,63	11,44

portique

transversal

PORTIQUE TRANSVERSAL

Tableau donnant les moments fléchissants max ainsi que les effort normaux correspondants.

Files	Poteaux	1er Genre		2ème Genre	
		M_{max}	N	M_{max}	N
D	1-5	8,41	26,94	19,60	30,55
	5-9	10,51	54,44	26,01	61,11
	9-13	8	85,10	32,60	93,58
E	2-6	0,09	52,73	13,40	58,02
	6-10	0	89,07	18,90	98,33
	10-14	0	132,01	31,10	142,04
E'	2'-6'	0,09	35,78	13,40	41,07
	6'-10'	0	72,12	18,90	81,38
	10'-14'	0	115,06	31,10	125,09
D'	1'-5'	8,41	52,92	19,60	56,53
	5'-9'	10,51	80,42	26,01	96,09
	9'-13'	8	111,08	32,60	119,56

Ferraillage des poteaux sous SP_1

Sections partiellement comprimées.

	1-5	5-9	9-13	1'-5'	5'-9'
M	8,41	10,51	8	8,41	10,51
N	26,94	54,44	85,1	52,92	80,42
e_0	31,2	19,3	9,4	15,9	13,1
e_1	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17
σ'_b	137,5	117	91,8	117	101
M_{at}	13,20	22,76	27,15	17,68	28,60
M_{ac}	3,77	-1,74	-11,15	-0,86	-7,59
μ	0,098	0,089	0,106	0,1315	0,1114
ε	0,8752	0,8800	0,8712	0,8597	0,8686
K	25,06	26,67	23,82	20,64	23,05
$\bar{K}$	20,36	23,98	30,50	23,98	27,72
μ'_1			0,215	0,21	0,206
μ'_2			-0,093	-0,01	-0,055
k			4	10	14
$\bar{\omega}'$			<0	<0	<0
$\bar{\omega}$			<0	0,23	<0
A_1	13,47	18,47			
A	3,85	<0	<0	<0	<0
A'			<0	4,14	<0

Sections entièrement comprimées.

	2-6	2'-6'	9'-13'
M	0,09	0,09	8
N	52,73	35,78	111,08
e	0,20	0,20	0,30
σ'_b	69,3	69,8	87,2
ρ	0,38	0,25	0,42
ν	0,01	0,007	0,014
ε	1,92	1,92	1,92
C	0,32	0,39	0,29
D	0,53	0,61	0,51
μ	/	/	/
A'	/	/	/

Sections en compression simples.

	6-10	10-14	6'-10'	10'-14'
M	0	0	0	0
N	89,07	132,01	72,13	115,06
σ'_{bo}	68,85	68,85	68,85	68,85
A_o	< 0	< 0	< 0	< 0

Ferraillage des poteaux sous SP_2

Sections partiellements comprimées.

	1-5	5-9	9-13	2-6	6-10	10-14	2'-6'	6'-10'	10'-14	1'-5'	5'-9'	9'-13'
M	19,6	26,01	32,6	13,4	18,9	31,1	13,4	18,9	31,1	19,6	26,01	32,6
N	30,55	61,11	93,58	58,02	98,33	142,04	41,07	81,38	125,09	56,53	96,09	119,56
e_0	64	42,6	34,8	23,1	19,2	21,9	32,6	23,2	24,9	34,7	27,1	27,5
e_1	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17	7,5	9,17	9,17
σ'_b	206,5	206,5	206,5	206,5	175,1	185,2	206,5	190	196,4	206,5	204,6	206,1
M_{at}	24,95	39,76	53,66	23,55	41	63,06	20,59	37,21	59,25	29,49	47,63	59,50
M_{ac}	14,25	12,26	11,54	3,25	-3,2	-0,86	6,21	0,59	2,95	9,71	4,39	5,70
μ	0,1238	0,1033	0,1394	0,1168	0,1065	0,1638	0,1021	0,097	0,1539	0,1463	0,1237	0,1545
ε	0,8650	0,8725	0,8565	0,8661	0,8710	0,8474	0,8733	0,8756	0,8509	0,8538	0,8630	0,8507
K	21,50	24,20	19,84	22,33	23,76	17,76	24,40	25,19	18,54	19,20	21,50	18,49
$\bar{K}$	20,34	20,34	20,34	20,34	23,98	22,61	20,34	22,11	21,38	20,34	20,52	20,38
μ'_1			0,189		0,17	0,25			0,22	0,198		0,21
μ'_2			0,041		-0,013	-0,004			0,011	0,066		0,02
K			15		10	9			10	15		13
$\bar{\omega}'$			<0		<0	<0			<0	<0		<0
$\bar{\omega}$			0,43		0,19	0,37			0,46	0,61		0,35
A_1	13,74	21,7		16,19			14,04	20,24			26,28	
A	6,46	7,15	11,22	2,38	5,23	10,2	4,26	0,87	12,65	11,03	3,40	9,63
A'			<0		<0	<0			<0	<0		<0
A_{min}	2,61	4,82	10,33	4,14	5,63	11,45	2,82	4,56	9,98	5,12	7,12	19,4[illegible]

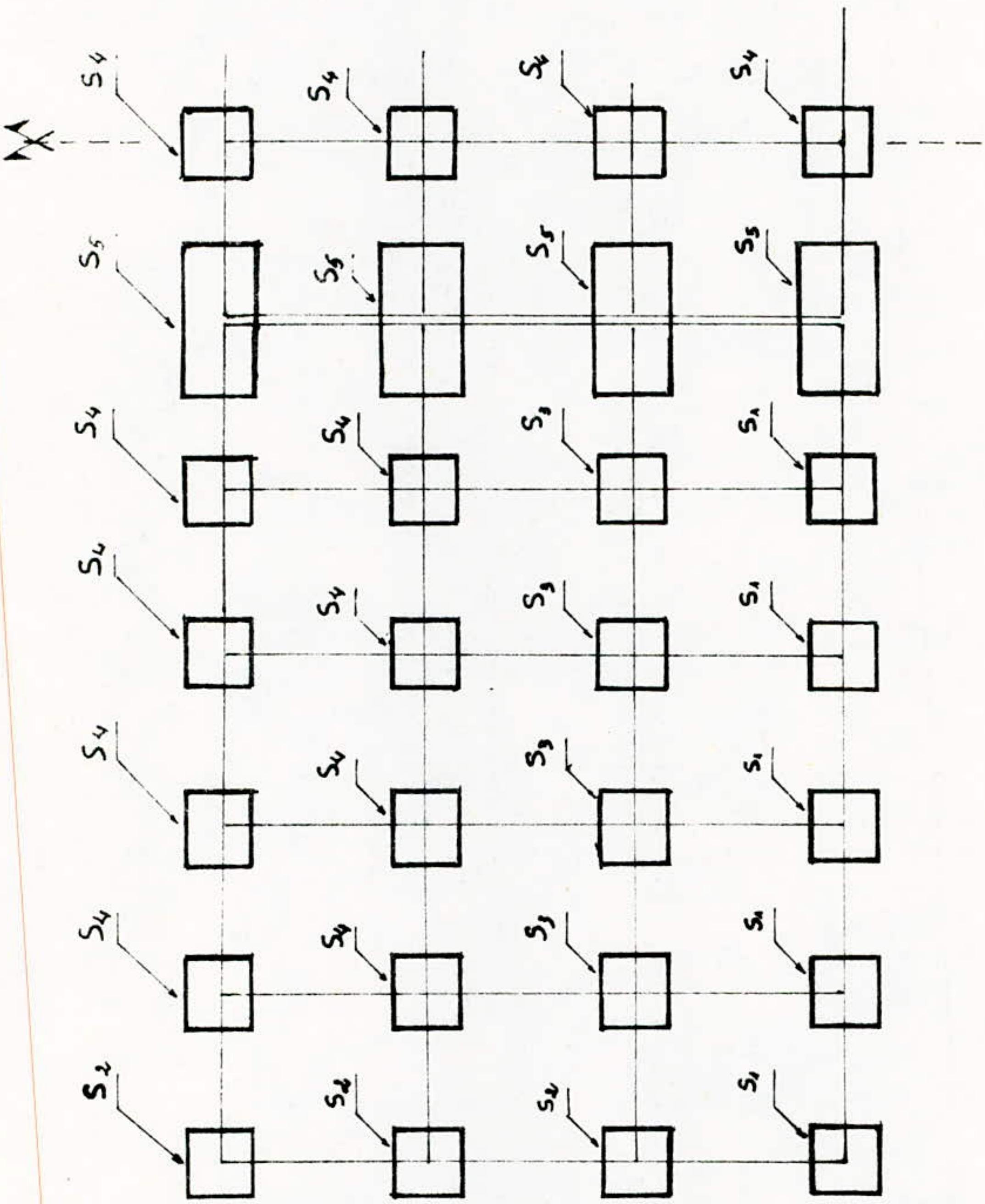
TABLEAU RECAPITULATIF

Portique longitudinal.

File →	A			B			C		
poteaux ⇒	1-7	7-13	13-29	2-8	8-14	14-20	3-9	9-15	15-21
A = A' SP1	1,1	/	/	/	/	/	/	/	/
A = A' SP2	10,96	6	10,62	3,8	6,56	0,40	3,7	6,56	0,40
A_{min}	3,50	5,64	11,43	4,15	5,63	11,44	4,15	5,63	11,44
A = A'	4T20	4T20	4T20	4T14	4T16	4T20	4T14	4T16	4T20

Portique transversal

File	Poteaux	A = A' SP1	A = A' SP2	A_{min}	A = A'
	1-5	3,85	6,46	2,61	4T16
D	5-9	/	7,15	4,92	4T16
	9-13	/	11,92	10,33	4T20
	2-6	/	2,38	4,14	4T14
E	6-10	/	5,23	5,63	4T16
	10-14	/	10,20	11,45	4T20
	2'-6'	/	4,26	2,82	4T14
E'	6'-10'	/	0,87	4,56	4T16
	10'-14'	/	12,65	9,98	4T20
	1'-5'	4,14	11,03	5,12	4T20
D'	5'-9'	/	3,40	7,12	4T20
	9'-13'	/	9,63	13,48	4T20



Fondations

FONDATIONS.

Les fondations que nous allons etudier sont des fondations superficielles.

Les semelles reposeront sur du beton de propreté de 5 à 10 cm d'epaisseur.

Les semelles seront calculées en compression simple ; les moments à la base des poteaux etant repris par les longrines.

La contrainte admissible du sol est $\bar{\sigma}_s$ = 2 bars.

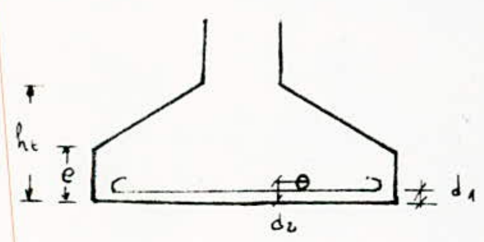
Nous avons 2 types de semelles :

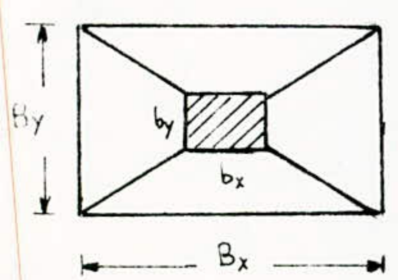
- les semelles isolées
- les semelles continues sous 2 poteaux (au niveau des joints)

Calcul des semelles isolées.

- Dimensionnement des semelles :

La semelle est constitué d'un tronc de pyramide. Appelons :





N : charge (en Kg) transmise au sol.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible sur le sol.

B_x : grand côté du rectangle.

B_y : petit côté du rectangle.

nous devons avoir :

$$B_x . B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} .$$

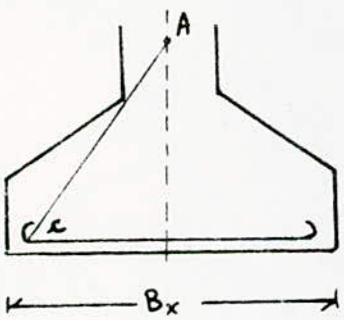
et nous prendrons $\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y}$ pour que la semelle et le poteau soient homothétiques.

La hauteur de la semelle doit vérifier :

$$h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 \qquad \text{et } e \geq 6\phi + 6 .$$

Calcul des armatures :

Le calcul se fera par la méthode des bielles. Cette méthode consiste à admettre que l'effort provenant du poteau se transmet par l'intermédiaire de bielles obliques de betons ayant leur origine en A.



A est le point de rencontre de l'axe du poteau avec la droite joignant le point c, où commence le crochet des barres ; au point B où la semelle rejoint le parement du poteau.

La méthode des bielles conduit aux résultats suivants : les efforts de traction dans les aciers sont :

- Dans le sens x-x : $\boxed{F_x = \frac{N . (B_x - b_x)}{8 (h_t - d_1)}}$ $\qquad d_1 = 3,5$ cm

$d_2 = 5$ cm.

- Dans le sens y-y : $\boxed{F_y = \frac{N . (B_y - b_y)}{8 (h_t - d_2)}}$

Les armatures seront donc constituées de deux nappes superposées de barres orthogonales et parallèles aux côtés B_x et B_y.
Ces armatures seront :

$A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a}$: armatures parallèles à B_x.

$A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a}$: armatures parallèles à B_y.

. Dans l'effort N nous avons l'effort de compression dû aux charges (N_0) auquel nous ajoutons le poids de la semelle (N_s). Le poids de la semelle est déterminé à partir d'un prédimensionnement de la semelle.
L'effort N déterminé, nous vérifions si le prédimensionnement que nous avons fait est correct ; sinon nous augmentons les dimensions de la semelle et par le fait même le poids propre de la semelle ..

Vérification de la condition de non-poinçonnement :

Nous devons vérifier que :

$$\boxed{\sigma_b = \frac{1{,}5 \ N}{P_c \cdot h_t} \leq 1{,}2 \cdot \bar{\sigma}_b}$$

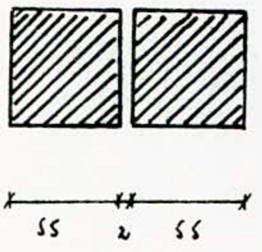
avec $P_c = 2\,(b_x + b_y + 2h_t)$.

$N = N_0 + N_s$.

Les résultats pour toutes les semelles seront donnés dans un tableau.

	S_1	S_2	S_3	S_4
N_o kg	85100	94130	132010	115060
N_s kg	6050	6600	10935	7810
B_x cm	220	230	270	250
B_y cm	220	230	270	250
h_t cm	60	60	70	60
F_x kg	33273	39004	58651	53010
F_y kg	34181	40068	59102	54455
A_x cm²	11,88	13,94	20,95	18,94
A_y cm²	12,21	14,32	21,11	19,45
σ_b kg/cm²	4,96.	5,48	6,13	6,68.

<u>calcul de la semelle S_5 sous 2 poteaux</u> (au niveau du joint).



$b_x = 112$ cm

$b_y = 55$ cm.

$N_0 = 2 \times 94,13 = 188,26$ t.

- <u>Predimensionnement</u>:

$B_x . B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$ → $B_x . B_y \geq 94130 \text{ cm}^2$.

$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{112}{55} = 2,0364$. → $\begin{cases} B_y = 225 \text{ cm} \\ B_x = 460 \text{ cm.} \end{cases}$

. $h_t = 75$ cm

. <u>Poids propre de la semelle.</u>

$N_s = 0,6 . 4,6 . 2,25 . 2500 = 15525$ kg.

$N = N_0 + N_s = 188260 + 15525 = 203785$ kg.

$\frac{N}{\bar{\sigma}_s} = 101892,5 \leq B_x . B_y = 225 . 460 = 103500 \text{ cm}^2$

→ le predimensionnement fait est bon.

nous avons:

$F_x = 144050$ kg. → $A_x = 51,45 \text{ cm}^2$

$F_y = 61761$ kg → $A_y = 22,06 \text{ cm}^2$.

$\tau_b = 6,42 \text{ kg/cm}^2 < 7,08 \text{ kg/cm}^2$.

Ferraillage des longrines.

Les longrines serviront à reprendre les moments à la base des poteaux afin que les semelles ne reprennent que les efforts verticaux et ne seront calculées qu'en compression simple.

On supposera que les longrines, en plus des moments à la base des poteaux, reprennent leur poids propre, le poids de la dalle flottante et 1,5m de terre et les surcharges d'exploitation du sous-sol.

Moments à la base des poteaux dûs au seisme.

- longrines transversales : $M = 32,6.\ t\,m.$
- longrines longitudinales : $M = 37,4.\ t.m.$

Moments dûs aux charges verticales

• longrine transversale.

- dalle :	$0,15 \times 4,80 \times 2500$	$= 1800$ Kg/ml
- poids propre	$0,30 \times 0,60 \times 2500$	$= 450$
- terre	$0,30 \times 1,5 \times 1500$	$= 675$
- surcharge	$4,80 \times 400$	$= 1920.$

$$G + 1,2\ P : (1800 + 450 + 675) + 1,2 .\ 1920 = 5229\ \text{Kg/ml}.$$

$$M_o : q\frac{l^2}{8} : 5229 \times \frac{\bar{6}^2}{8} : 23531\ \text{Kg m}.$$

$M_t = 0,8 . M_o = 18825$ Kgm

$M_a = 0,3\ M_o = 7060$ Kgm.

. longrine longitudinale.

- dalle : 0,15 x 6 x 2500 = 2250 Kg/ml

- poids propre : 0,30 x 0,60 x 2500 = 450

- terre : 0,30 x 1,5 x 1500 = 675

- surcharge : 6 x 400 = 2400

$G + 1{,}2\,P = (2250 + 450 + 675) + 1{,}2 \cdot 2400 = 6255$ Kg/ml.

$M_o = q\frac{l^2}{8} = 6255 \cdot \frac{\overline{4{,}8}^2}{8} = 18015$ Kgm

$M_t = 0{,}8\,M_o = 14412$ Kgm.

$M_a = 0{,}3\,M_o = 5405$ Kgm.

Nous aurons donc:

. pour les longrines transversales

$M_t = 18825$ Kgm , $b = 30$ cm , $h = 60$ cm

$M_a = 39660$ Kgm.

. pour les longrines longitudinales.

$M_t = 14412$ Kgm. , $b = 30$ cm , $h = 60$ cm.

$M_a = 42805$ Kgm.

Ferraillage des longrines transversales.

• en travée : $M_t = 18825$ Kgm.

$$\mu = \frac{15 \cdot 18825 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot \overline{57}^2} = 0,1035 \quad \rightarrow \quad k = 24,18 \quad \varepsilon = 0,8724$$

$k > \bar{k}$ → pas d'armatures comprimées

$$A = \frac{18825 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8724 \cdot 57} = 13,6 \text{ cm}^2. \qquad (5\,T20)$$

• sur appui : $M_a = 39660$ Kgm.

$$\mu = \frac{15 \cdot 39660\ 10^2}{4200 \cdot 30 \cdot \overline{57}^2} = 0,1453. \quad \rightarrow \quad K = 19,29 \quad \varepsilon = 0,8542$$

$K < \bar{K}$ → armatures comprimées.

on prend $K = 22 > \bar{k}$ → $\sigma'_b = 191 < 206,25$ kg/cm²

$\mu' = 0,1753$, $\varepsilon = 0,8649$

$M_1 = \mu' \cdot \sigma'_b \cdot b\, h^2 = 0,1753 \cdot 191 \cdot 30, \overline{57}^2 = 3263520$ kg cm.

$\Delta M = M - M_1 = 3966000 - 3263520 = 702480$ kgcm

$$A' = \frac{702480}{4200\ (57-3)} = 3,1 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow (3T20).$$

$$A = \frac{3263520.}{4200 \cdot 0,8649 \cdot 57} + \frac{702480}{4200 \cdot (57-3)} = 18,9 \text{ cm}^2 \qquad (6\,T20)$$

Ferraillage des longrines longitudinales

- en travée : $M_t = 14412$ kgm

$$\mu = \frac{15 \cdot 14412 \cdot 10^{2}}{2800 \cdot 30 \cdot 57^2} = 0,079 \longrightarrow \begin{array}{l} K = 28,78 \\ \varepsilon = 0,8858 \end{array}$$

$K > \bar{K} \rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

$$A = \frac{14412 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8858 \cdot 57} = 10,2 \text{ cm}^2.$$

- sur appui : $M_a = 42805$ kgm.

$$\mu = \frac{15 \cdot 42805 \cdot 10^2}{4200 \cdot 30 \cdot 57^2} = 0,1568 \rightarrow \begin{array}{l} K = 18,29 \\ \varepsilon = 0,8498. \end{array}$$

$K < \bar{K} \rightarrow$ armatures comprimées.

on prend $K = 22 > \bar{K}$. $\rightarrow \sigma'_b = 191 < 206,25 = \bar{\sigma}'_{b0}$

$\mu' = 0,1753$, $\varepsilon = 0,8649$.

$M_1 = \mu' \cdot \sigma'_b \cdot b\, h^2 = 3263520$ kgcm.

$\Delta M = M - M_1 = 4280500 - 3263520 = 1016980$ Kgcm.

$$A' = \frac{1016980}{4200\,(57-3)} = 4,5 \text{ cm}^2 \qquad (3T20)$$

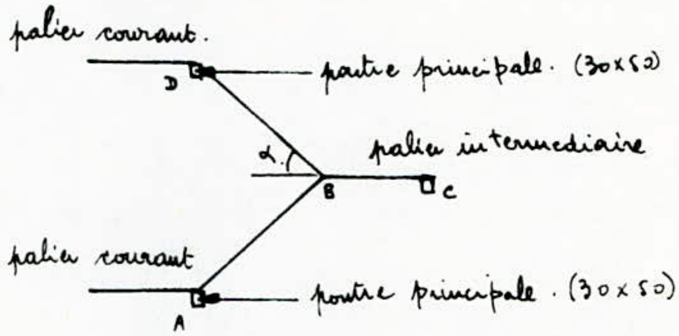
$$A = \frac{3263520}{4200 \cdot 0,8649 \cdot 57} + \frac{1016980}{4200 \cdot (57-3)} = 20,3 \text{ cm}^2$$

Si on prend des T25 $\rightarrow A = 21,4$ cm² $\rightarrow$ 5T25

Escaliers

escaliers

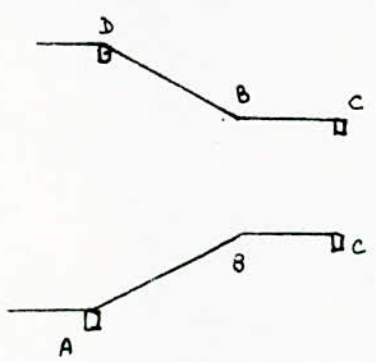
L'escalier que nous nous proposons de calculer est un escalier à paillasses adjacentes. Il est constitué de deux poutres dalles inclinées, d'un palier intermédiaire situé à mi-étage et de deux paliers courants (au niveau des étages).
Nous ferons le calcul pour les escaliers menant du rez-de-chaussée au premier étage.



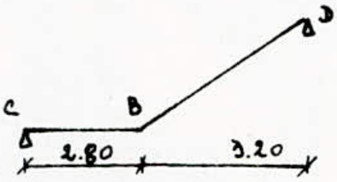
Nous avons :

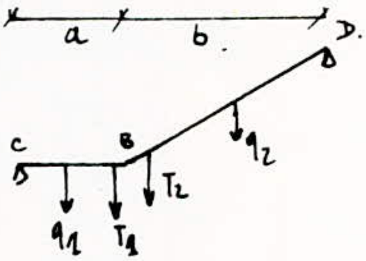
- $H = 2{,}20\,m$: hauteur entre deux paliers consécutifs
- $l = 2{,}80\,m$: largeur du palier.
- $h = 0{,}17\,m$: hauteur d'une marche
- $\alpha = 34°5$: angle d'inclinaison.

Nous décomposons l'escalier en 2 parties.



Nous étudierons la volée CBD et nous adopterons le même ferraillage pour la volée ABC.





Etude de la paillasse BD.

- épaisseur : $\frac{DB}{30} < ep < \frac{DB}{20}$

$$\frac{320}{\cos\alpha . 30} < ep < \frac{320}{\cos\alpha . 20} \rightarrow 12,9 < ep < 19,4$$

$\rightarrow ep = 15$ cm.

Le calcul des efforts se fera pour une bande de un mètre de largeur.

charges revenant à la paillasse BD.

- poids propre : $\frac{2500 \times 0,15 \times 1.}{\cos\alpha}$ = 456 kg/ml
- poids des marches : $1/2 . 2200 . 0,17$ = 187 kg/ml
- revêtement : 40 + 44 = 84
- Surcharge : 400 kg/ml.

$\rightarrow G + 1,2 P = (456 + 187 + 84) + 1,2 . 400 = 1207$ kg/ml.

$q_2 = 1207$ kg/ml.

Etude du palier CB

nous prendrons une épaisseur de 15 cm.

- poids propre : 0,15 . 2500 . 1 = 375 kg/ml
- revêtement = 84
- Surcharge : = 400

$$G + 1{,}2\,P = (375+84) + 1{,}2 \cdot 400 = 939 \text{ kg/ml}$$

$$\rightarrow q_1 = 939 \text{ kg/ml}.$$

Calcul des efforts.

. Paillasse BD.

$$M_B = M_{t_2} = q_2 \cdot \frac{b^2}{12} = 1207 \cdot \frac{\overline{3{,}2}^2}{12} = 1030 \text{ kgm}.$$

$$T_2 = q_2 \frac{b}{2} + \frac{M_B}{b} = 1207 \cdot \frac{3{,}2}{2} + \frac{1030}{3{,}2} = 2249 \text{ kg}.$$

. Palier CB.

$$M_B = q_2 \frac{b^2}{12} = 1030 \text{ kgm}.$$

$$M_{t_1} = q_1 \cdot \frac{a^2}{8} - q_2 \cdot \frac{b^2}{24} = 939 \cdot \frac{\overline{2{,}8}^2}{8} - 1207 \cdot \frac{\overline{3{,}2}^2}{24} = 406 \text{ kgm}.$$

$$T_1 = q_1 \cdot \frac{a}{2} + q_2 \cdot \frac{b^2}{12 \cdot a} = 939 \cdot \frac{2{,}8}{2} + 1207 \cdot \frac{\overline{3{,}2}^2}{12 \cdot 2{,}8} = 1694 \text{ kgm}.$$

L'effort de traction total au niveau de la jonction paillasse-palier est :

$$T = T_1 + T_2 = 1694 + 2249 = 3943 \text{ kg}.$$

$$\rightarrow T_{CB} = T/\mathrm{tg}\,\alpha = 3943/0{,}6875 = 5736 \text{ kg}.$$

$$\rightarrow T_{BD} = T/\sin\alpha = 3943/0{,}567 = 6955 \text{ kg}.$$

Aussi bien pour la paillasse que pour le palier

$h_t = 15$ cm.

$h = 13$ cm

$z = \frac{7}{8} . h = \frac{7}{8} . 13 = 11,4$ cm.

nous avons $N_C = \frac{M_B}{z} = \frac{1030}{11,4} . 10^2 = 9036$ Kg.

L'effort de traction total dans les aciers de la paillasse BD

$N = 9036 + T_{BD} = 9036 + 6955 = 15991$ Kg.

$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{15991}{2750} = 5,82$ cm². → 6HA10. (6,28 cm²)

$\sigma'_b = \frac{2 . N}{b_o . y} = \frac{2 . 15991}{100 . 3,6} = 88,84$ kg/cm².

<u>Armatures de repartition</u> :

$\frac{1}{4} A < A_r < \frac{1}{3} A$ → 3HA10 p.m.

nous aurons $t < 3h = 3 . 11,4 = 34,2$ cm.

<u>A l'angle, au niveau de B.</u>

$M = 406$ Kg.m.

$A = \frac{N}{2750} = \frac{9036}{2750} = 3,3$ cm². → 5HA10 . p.m

L'effort de traction total dans les aciers du palier sera:

$N = N_c + T_{CB} = 9036 + 5736 = 14772$ Kg.

$A_1 = \frac{N}{2750} = \frac{14772}{2750} = 5,4$ cm² → 8HA10 p.m

Vérification au cisaillement.

$$\left.\begin{array}{l} q = 1207 \text{ Kg/ml.} \\ l = 6 \text{ m.} \end{array}\right\} T = q \cdot \frac{l}{2} = 3621 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{3621}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 3{,}2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1{,}15\ \bar{\sigma}_b = 1{,}15 \cdot 5{,}9 = 6{,}79 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow$ pas d'armatures transversales.

Vérification de la condition de non-fragilité.

$$A \geq 0{,}69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0{,}69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}3 \text{ cm}^2$$

vérifié.

Vérification de la condition aux appuis.

$$\frac{T - M_a/z}{\sigma_e} = \frac{3621 - \frac{M_a}{z}}{2750}$$

$$M_a = 0{,}3 \cdot M_0 = 0{,}3 \cdot q_2 \frac{l^2}{8} = 0{,}3 \cdot 1207 \cdot \frac{6^2}{8} = 1630 \text{ kgm.}$$

$$\frac{3621 - \frac{1630.00 \times 8}{7 \cdot 13}}{2750} < 0 \rightarrow \text{vérifié.}$$

Mur de Soutennement

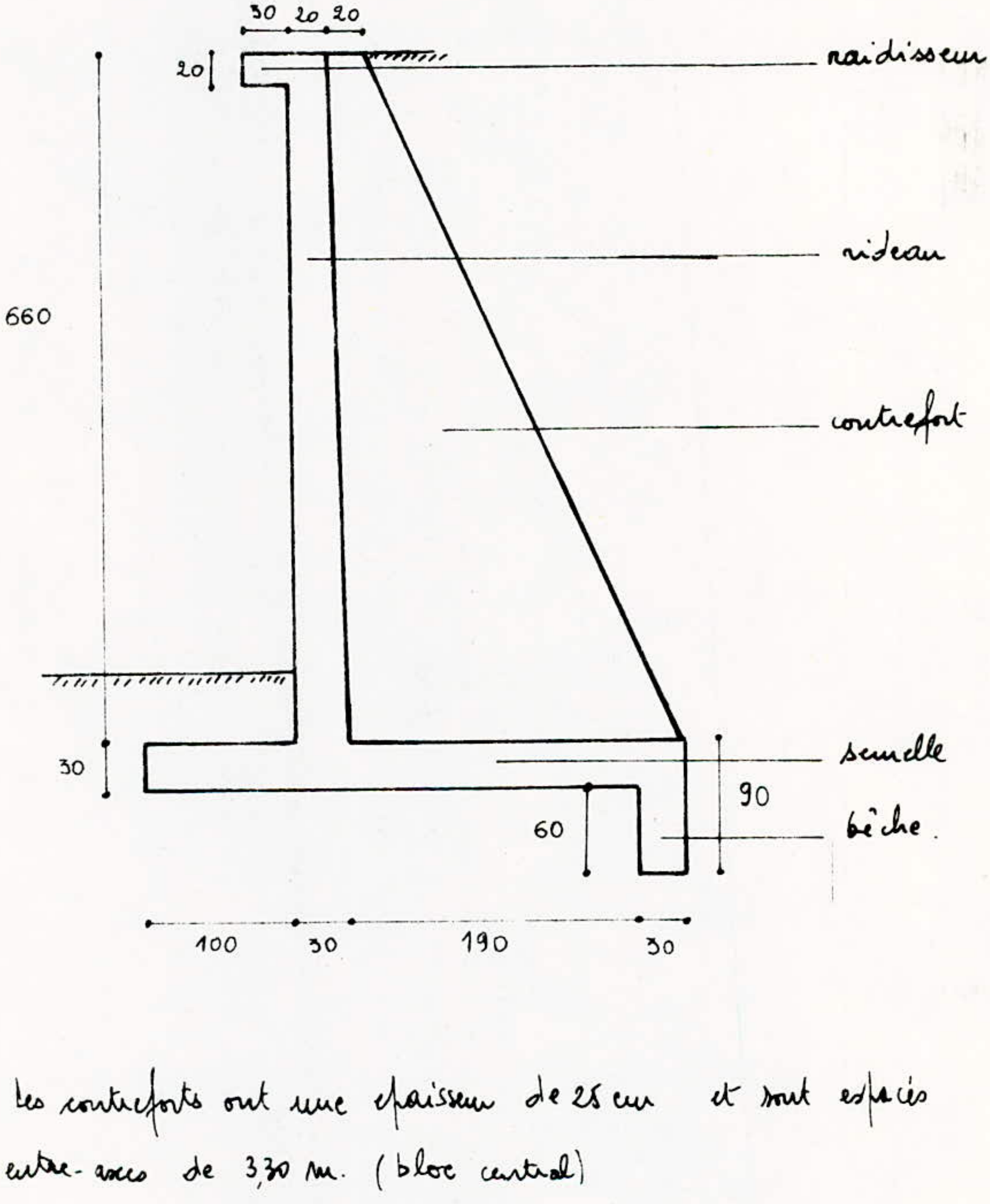
Calcul du Mur de Soutennement (Charon).

. Notre batiment étant enterré sur 3 côtés, un mur de soutennement est necessaire pour isoler le batiment des terres, vu que les cloisons du batiment ne reprennent aucune charge (sauf leur poids propre).
Le batiment est totalement détaché du mur afin d'eviter la transmission d'efforts secondaires d'un element à un autre.
Au niveau du bloc central, le mur aura une hauteur de 6,60 m, par contre pour le reste du batiment, le mur aura une hauteur de 4,90 m.
Le calcul se fera pour le mur du bloc central et nous adopterons le même ferraillage pour le reste du mur.
Le mur sera entrecoupé de joints de dilatation espacés aux maximum de 10,15 m. (bloc central) afin d'eviter les effets supplementaires dûs aux facteurs exterieurs.
Le type du mur utilisé est un mur de soutennement avec contreforts.

- Caracteristiques du mur:

- rideau: - épaisseur à la base: 30 cm.
  - épaisseur au sommet: 20 cm.
- semelle: - épaisseur: 30 cm.
  -

- semelle avant : 1,00 m.
- semelle arrière : 2,50 m.
- bèche arrière : 0,30 x 0,60.
- raidisseur au sommet : 0,20 x 0,30 m.



- les contreforts ont une épaisseur de 25 cm et sont espacés entre-axes de 3,30 m. (bloc central) le calcul du mur sera fait en tenant compte des effets du séisme.

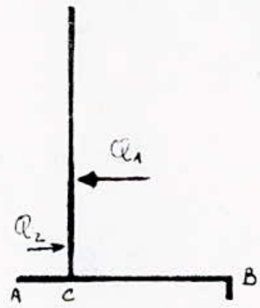
L'Article 3.42 du P.S 69 recommande :

- pour le calcul du mur on doit appliquer :
  - au mur lui-même : le coefficient sismique applicable aux murs isolés, défini en 3.41. : $\sigma = 0{,}10 . \alpha$. $(\alpha = 1)$.
  - aux forces exercées par les terres :
    - en ce qui concerne les composantes horizontales, le coefficient de majoration

$$1 + 0{,}10 . \alpha . \qquad (\alpha = 1)$$

    - en ce qui concerne les composantes verticales, le coefficient

$$1 \pm 0{,}10 . \alpha . \qquad (\alpha = 1)$$



Le mur étant légèrement enterré (1,20 m), nous tiendrons compte de la poussée des terres de part et d'autre du mur.

- Caractéristiques des terres : $A = 0{,}27$. , $\Delta : 1800\ kg/m^3$.
  $\varphi : 30°$. , $\bar{\sigma}_s : 2\ kg/cm^2$.

$Q_1 = A \cdot \Delta \cdot \frac{h_1^2}{2} \times 1 = 0{,}27 \cdot 1800 \cdot \frac{\overline{6{,}60}^2}{2} = 10585$ kg

$z_1 = \left(\frac{h_1}{3} + e_s\right) = \frac{6{,}60}{3} + 0{,}30 = 2{,}50$ m.

$Q_2 = A \cdot \Delta \cdot \frac{h_2^2}{2} = 0{,}27 \cdot 1800 \cdot \frac{\overline{1{,}20}^2}{2} = 350$ kg.

$z_2 = \left(\frac{h_2}{3} + e_s\right) = \frac{1{,}20}{3} + 0{,}3 = 0{,}70$ m.

Les calculs sont faits pour une bande de un (1) mètre de largeur.

- Resultante des 2 poussées.

$Q \cdot z = Q_1 \cdot z_1 - Q_2 \cdot z_2$.

$Q = Q_1 - Q_2 = 10585 - 350 = 10235$ kg.

$\rightarrow z = \dfrac{10585 \cdot 2{,}50 - 350 \cdot 0{,}70}{10235} = 2{,}56$ m.

- Verification de la stabilité du mur.

Nous devons verifier les 3 conditions suivantes :

- $\dfrac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} > 2$ (verification de la securité au renversement).

- $\max(\sigma_A, \sigma_B) < 2$ kg/cm². (verification des contraintes).

- $\dfrac{\text{Resultante des poussées horizontales}}{\text{Resultante des charges verticales}} < 0{,}3$ (verification du glissement).

. Calcul des charges verticales :

- rideau : $\frac{0,30 + 0,20}{2} \cdot 6,60 \cdot 2500 = 4125$ kg
- semelle : $0,30 \cdot 3,50 \cdot 2500 = 2625$ kg.
- terre : $2,20 \cdot 6,60 \cdot 1800 = 26136$ kg.

$\Sigma P = 32886$ kg.

Moment des forces verticales par rapport au point A.

$M_{St} = 4125 \cdot 1,15 + 2625 \cdot 1,75 + 26136 \cdot (1,3 + 1,10)$

$M_{St} = 72064$ kgm.

$M_{Renv} = Q \cdot Z = 26202$ kgm.

- $\frac{M_{St}}{M_R} = \frac{72064}{26202} = 2,75 > 2$. vérifié.

- vérification du glissement : $\frac{Q}{\Sigma P} < 0,3$

$\frac{10235}{32886} = 0,31 \simeq 0,3$.

Comme nous avons une bêche arrière le glissement est admissible.

- vérification des contraintes.

Point de passage de la résultante des charges verticales par rapport au point A.

$S = \frac{M_S}{\Sigma P} = \frac{72064}{32886} = 2,19$ m.

$s = 2,19 - 1,75 = 0,44$ m. à droite du centre de gravité de la semelle.

Moment par rapport au centre de gravité de la semelle.

$M = (Q.z - \Sigma P.s)$.

$= 26202 - 32886 \cdot 0{,}44 = 11732$ kgm.

Contraintes sur le sol : (elles sont majorées de 10%).

$$1{,}1 \left(\frac{32886}{100.350} \pm 6 . \frac{1173200}{100.\overline{350}^2} \right)$$

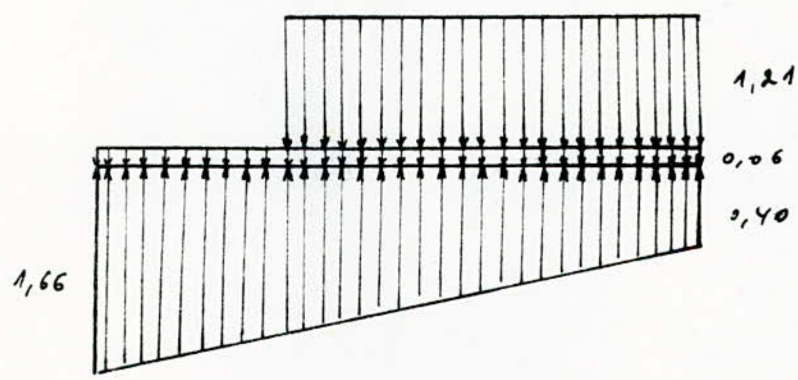
$$1{,}03 \pm 0{,}63 \quad < \begin{array}{l} \sigma'_A = 1{,}66 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_B = 0{,}40 \text{ kg/cm}^2. \end{array}$$

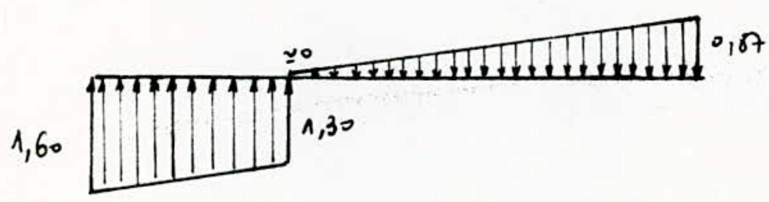
Calcul de la semelle :

. poids propre : $0{,}25 . 2500 = 625$ kg/m² $= 0{,}0625$ kg/cm².

. poids du rideau + remblai

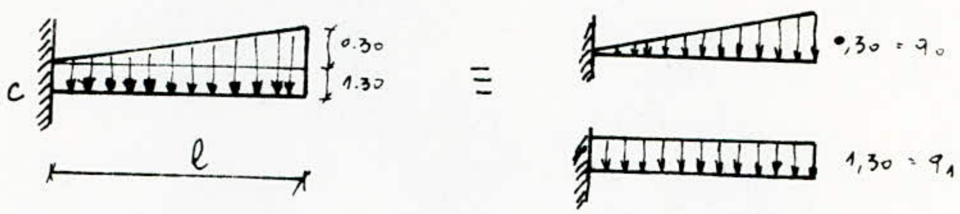
$$\frac{32886 - 2625}{100.250} = 1{,}21 \text{ kg/cm}^2.$$





calcul des moment en C.

la semelle A.C travaille en console.



q_0 : 3000 Kg/m² → 3000 Kg/m. (pour 1 bande de 1 m).

q_1 = 13000 Kg/m² → 13000 Kg/m ( )

$M_0 = q_0 \cdot \frac{\ell}{2} \cdot \frac{2\ell}{3} = q_0 \cdot \frac{\ell^2}{3}$

$M_1 = q_1 \cdot \frac{\ell^2}{2}$.

$M_c = M_0 + M_1 = \left(\frac{q_0}{3} + \frac{q_1}{2}\right)\ell^2 = \left(\frac{3000}{3} + \frac{13000}{2}\right) \cdot \bar{1}^2 = 7500$ Kgm.

ferraillage :

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot \bar{h}^2} = \frac{15 \cdot 7500.00}{2800 \cdot 100 \cdot \overline{27}^2} = 0,0551.$

$\left.\begin{array}{l} K = 36 \\ \varepsilon = 0,9020 \end{array}\right\}$ $A = \frac{7500.00}{2800 \cdot 0,9020 \cdot 27} = 11$ cm². (6T16). p.m.

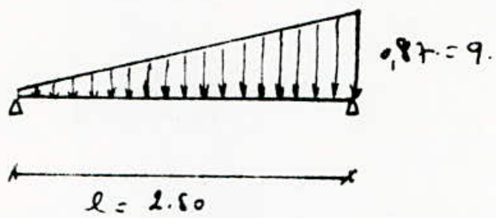
vérification de la contrainte de cisaillement.

$T = \frac{(1,30 + 1,66)}{2} \cdot 100 \cdot 100 = 14800$ kg.

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{14800}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 6,26 \frac{kg}{cm^2} < 6,78$ kg/cm²

→ pas d'armatures transversales.

Calcul de la semelle arrière.



l'abscisse pour laquelle on aura le moment maximum est :

$$x = \frac{l}{q}\left[\frac{q}{\sqrt{3}}\right] = \frac{2,5}{0,87}\left[\frac{0,87}{\sqrt{3}}\right] = 1,44 \text{ m.}$$

$$M_{max} = -\frac{q}{l}\cdot\frac{x^3}{6} + q\cdot l\cdot\frac{x}{6}$$

$$= \frac{-0,87}{2,50}\cdot\frac{\overline{1,44}^3}{6} + 0,86\cdot 2,50\cdot\frac{1,44}{6} = 0,349$$

$M_{max} = 3490$ kgm. $\ll 7500$ kgm.

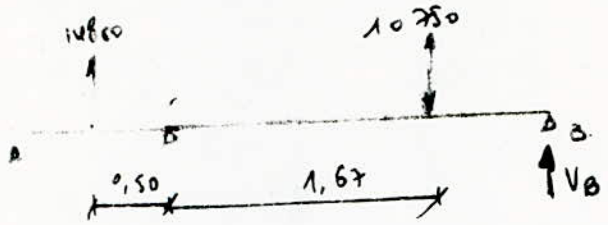
Nous prendrons des aciers filants pour la semelle arrière.

6T16 . p.m

- Calcul de la bêche :

La bêche sera considérée comme une poutre semi-encastrée s'appuyant sur les contreforts et recevant les réactions de la semelle.

- poids propre : $0,30 \times 0,60 \times 2500$ = 450 kg/ml.
- $P_1 = \frac{(1,60 + 1,30)}{2}\cdot 100\cdot 100$ = 14800 kg/ml
- $P_2 = \frac{0,86}{2}\cdot 100\cdot 250$ = 10750 kg/ml.



$\Sigma M/c = 0 \rightarrow 14800 \times 0,5 + 10750 \cdot 1,67 - V_B \cdot 2,50 = 0$

$\rightarrow V_B = 10181 \text{ kg/ml}$

$\rightarrow q = 10181 + 450 = 10631 \text{ kg/ml}.$

- Moment en travée :

$$M_t = \frac{ql^2}{10} = \frac{10631 \cdot \overline{3,05}^2}{10} = 9890 \text{ kgm}$$

- Moment sur appui.

$$M_a = q\frac{l^2}{20} = 4945 \text{ kgm}.$$

- Ferraillage

- en travée : $\mu = \dfrac{9890 \cdot 10^2 \cdot 15}{2800 \cdot 30 \cdot \overline{57}^2} = 0,0544.$

$$\left.\begin{array}{l}\rightarrow k = 36 \\ \varepsilon = 0,9020\end{array}\right\} \rightarrow A = \frac{9890 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9020 \cdot 57} = 6,88 \text{ cm}^2.$$

3T20

$$\sigma'_b = \frac{2800}{36} < 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

$\rightarrow$ pas d'armatures comprimées.

nous prendrons des armatures de montage. (3T16)

- Sur appui :

$$\left.\begin{array}{l} \mu = 0{,}0272. \\ K = 56 \\ \varepsilon = 0{,}9250. \end{array}\right\} A = 3{,}4\ cm^2. \quad \rightarrow 3T16$$

- Calcul des armatures transversales.

$$T = q.\frac{l}{2} = 10631 . \frac{3{,}05}{2} = 16213\ kg.$$

$$\tau = \frac{T}{b.z} = \frac{16213}{30.\frac{7}{8}.57} = 10{,}84.\ kg/cm^2$$

$\tau_b < 3{,}5.\bar{\sigma}_b = 20{,}65\ kg/cm^2.$ → cadres et étriers verticaux.

on prendra un cadre et un étrier $\phi 8$. $A = 2{,}01\ cm^2$.

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2{,}01 . 7/8 . 57 . 2800}{16213} = 17{,}5\ cm.$$

$$\bar{t} = \max\left\{\begin{array}{l} 0{,}2 . h = 0{,}2 . 57 . \frac{7}{8} = 11{,}4\ cm. \\ h(1 - 0{,}3 . \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) = 57 . (1 - 0{,}3 . \frac{10{,}84}{5{,}9}) = 25{,}6\ cm \end{array}\right.$$

→ $t = 10\ cm$. constant.

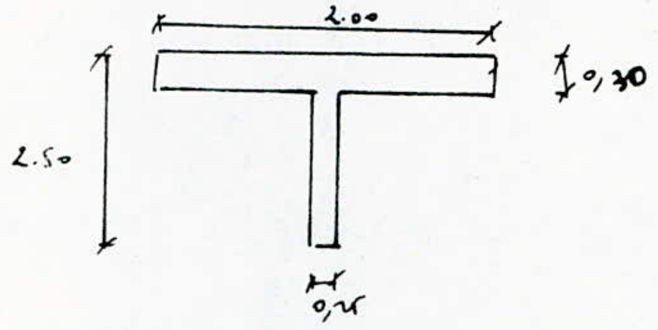
Calcul des contreforts.

Les contreforts travaillent comme des consoles verticales encastrées dans les semelles et soumises aux efforts transmis par le rideau. Leur section est en forme de T ; la table de compression étant constituée par le rideau.

. Les contreforts sont distants, entre-axes, de 3,28 m. et de 3,05 m entre-nus.

A la base nous aurons:

$p = 0,27 \cdot 1800 \cdot 6,6 \cdot 3,05 = 9720$ kg/m.



$M = 0,27 \cdot 1800 \cdot \frac{\overline{6,6}^3}{6} \cdot 3,05 = 70560$ kgm.

- Ferraillage:

$\mu = \frac{15 \cdot 70560 \cdot 10^2}{2800 \cdot 200 \cdot \overline{245}^2} = 0,004.$ $\rightarrow \alpha = 0,0867$

$K = 158$

$\varepsilon = 0,9711.$

$\alpha < \frac{30}{245} = 0,122$ → l'axe neutre tombe dans la table de compression.

$$A = \frac{70560 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0{,}9711 \cdot 245} = 10{,}6 \text{ cm}^2 \rightarrow (2T25 + 2T16).$$

<u>vérification au cisaillement</u>:

$$T = A \cdot \Delta \cdot h^2 \cdot \frac{l}{2} = 0{,}27 \cdot 1800 \cdot \overline{6{,}6}^2 \cdot \frac{3{,}05}{2} = 32073 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{32073}{25 \cdot 245} = 5{,}24 \text{ kg/cm}^2 < 6{,}8 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\rho_a = 1 - \frac{5{,}24}{9.5{,}9} = 0{,}90. \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0{,}90 \cdot 2400 = 2160 \text{ kg/cm}^2.$$

Si nous prenons un écartement de 20 cm entre les plans des armatures transversales, nous aurons.

$$A_t = \frac{32073 \cdot 25}{2160 \cdot \frac{7}{8} \cdot 245} = 1{,}73 \text{ cm}^2$$

L'effort d'arrachement à la base du rideau est de 9720 kg/m. Nous devons donc prévoir

$$\frac{9720}{2800} = 3{,}48 \text{ cm}^2 \text{ d'acier p.m.}$$

Comme les plans d'armature à la base du contrefort sont espacés de 20 cm. (5. p.m), nous aurons. $\frac{3{,}48}{5} = 0{,}70 \text{ cm}^2$ par plan; soit au total.

$$A = 0{,}70 + 1{,}73 = 2{,}43 \text{ cm}^2.$$

Nous prendrons donc 1 cadre $\phi 8$ et 2 étriers $\phi 8$.
En outre, sur chaque face du contrefort nous aurons des $\phi 8$ à raison de 5 p.m en tant qu'armatures de répartition (de peau).

- Calcul du rideau.

Le rideau sera considéré comme une dalle semi-encastrée sur les contreforts et soumise à une charge horizontale. Pour le calcul nous décomposerons le rideau en tranches de 1m de hauteur à partir du sommet et nous admettrons que la pression résultant de la poussée des terres reste constante sur cette hauteur de 1m.

$p = A.\Delta.h'.1{,}1$

$= 0{,}27 . 1800 . 6 . \times 1{,}1 = 3208 \ kg/m^2$.

moment en travée:

$M_t = q\frac{l^2}{10}$. l: entre-axe des contreforts

$M_a = q\frac{l^2}{20}$

$\rightarrow M_t = 3208 . \frac{\overline{3{,}28}^2}{10} = 3452 \ kgm$

$\rightarrow M_a : 3208 . \frac{\overline{3{,}28}^2}{20} = 1726 \ kgm$.

$T = q\frac{l}{2} = 3208 . \frac{3{,}28}{2} = 5262 \ kg$.

- ferraillage:

- en travée: $\mu = \frac{15 . 3452 . 10^2}{2800 . 100 . \overline{26}^2} = 0{,}0274$

$\rightarrow k = 54{,}5$, $\varepsilon = 0{,}9281$. $\rightarrow \sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$.

$$A = \frac{3452 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9281 \cdot 26} = 5,2 \text{ cm}^2. \quad (4 T 14)$$

- <u>sur appui</u>

$$\left.\begin{array}{l} \mu = 0,0137. \\ K = 89 \\ \varepsilon = 0,9479 \end{array}\right\} A = \frac{1726 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9479 \cdot 26} = 2,51 \text{ cm}^2 \quad (2 T 14).$$

Les barres de répartition (verticales) seront constituées par 5 ϕ 8 en travée et 3 ϕ 8 sur appui.

- <u>vérification de la contrainte de cisaillement.</u>

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5262}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 2,32 \text{ kg/cm}^2 < 6,8 \text{ kg/cm}^2.$$

vérifié.

BIBLIOGRAPHIE

. Regles techniques CCBA 68
. Calcul et vérification des ouvrages en Beton armé. (CHARON)
. Calcul pratique des sections en beton armé (CHARON).
. Encyclopedie du batiment.
T1. Calculs et essais . Etudes des projets.
. A. Guerrin . Tomes 4 et 7.
. Ossatures de batiments en beton armé . (FUENTÉS).
. CM 66
. Guide Pratique de charpente metallique (R. DAUSSY).
. CHIORIAN.
. Cours de C.M. E.N.P.A.
. Regles parasismiques .PS 69.