

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

6/86

وزارة التعليم والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

2EX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Etude d'un Bâtiment (R+4) à
Usage d'Habitation Avec
Conception en Portiques*

Proposé par :

E. R. C. A.

Etudié par :

BELHADJ AISSA

SALMI TAHAR

dirigé par :

Mr ABED AHMED

PROMOTION JANVIER 1986

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

«O»

وزارة التعليم والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

«O»

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

SUJET

*Etude d'un Bâtiment (R+4) à
Usage d'Habitation Avec
Conception en Portiques*

Proposé par :

E. R. C. A.

Etudié par :

BELHADJ AISSA

SALMI TAHAR

dirigé par :

Mr ABED AHMED

PROMOTION JANVIER 1986

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude aux enseignants qui ont participé à notre formation de près ou de loin.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Dedicates.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail à : - mes parents
- ma famille
- mes amis

→ →

Je dedie ce modeste travail à ma très chère mère qui a tout souffert pour moi, ma famille et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour l'obtention de mon diplôme.

Salim Fakhri
S.F.

SOMMAIRE

1^{ère} Partie :

- Présentation de l'ouvrage
- Dessin de charge
- Calcul des éléments
- Étude au séisme
- Calcul de la période.
- Éléments équivalents
- Étude au confinement
- Étude des voiles
- Ferrailage des voiles.
- Fondations.

2^{ème} Partie :

- Conception en pratique
- Étude au séisme
- Calcul des efforts.
- Combinaison.



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le Projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté à AIN ELBENNIAN zone \square de moyenne sismicité.

Le bâtiment est composé d'un vide sanitaire, d'un rez de chaussée et de 4 étages.

Le travail demandé se dirige en 2 Parties

I) Première Partie:

Ossatures en voiles : Épaisseur des voiles : 20 cm

Étude complète de la structure suivant RPA.

Le contreventement du bâtiment est assuré par des voiles transversaux et longitudinaux avec voiles pleins et avec files d'ouvertures.

II) Deuxième Partie :

Concevoir la structure en Portique.

Détermination des efforts

Type de Fondation à adopter

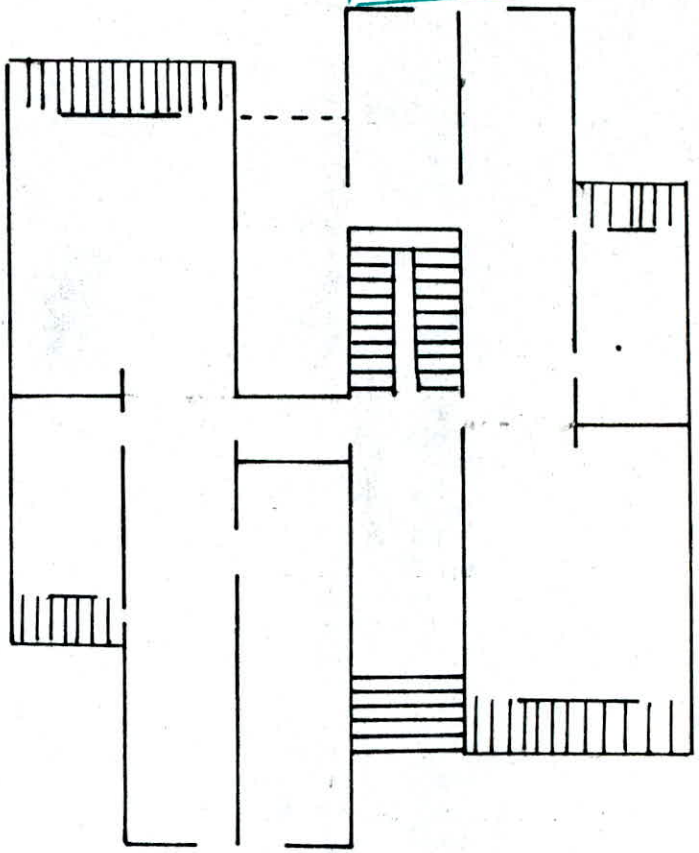
Dimensions du bâtiment

Longueur : 19,40 m

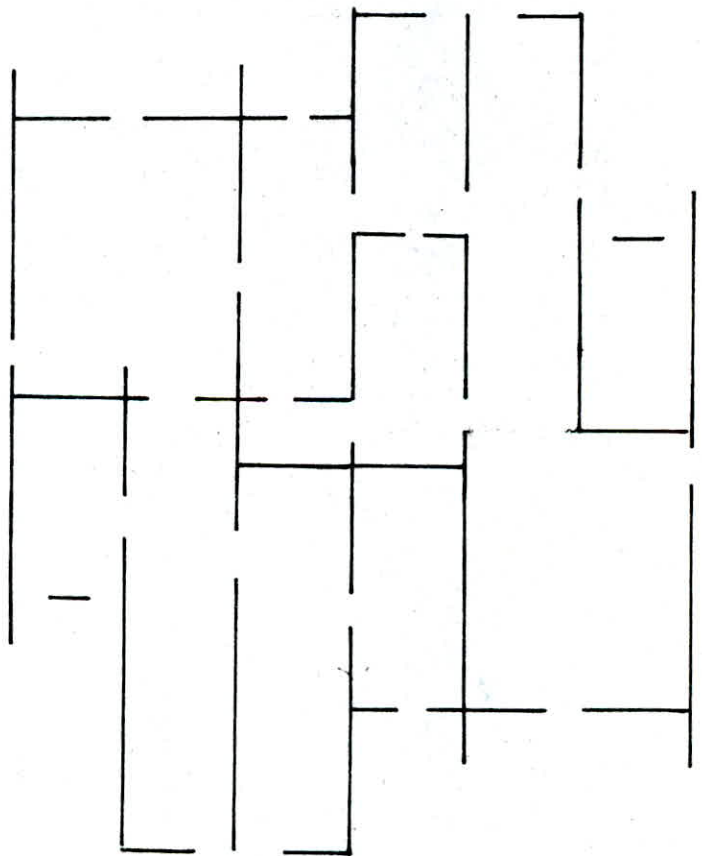
Largeur : 17,50 m

hauteur : 15,65 m

VOILES REZ-DE-CHAUSSEE



VOILES
VIDE SANITAIRE



CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX,

BETON

Le Béton est dosé à 350 kg/m^3 à base de ciment CPA 325 avec un Contrôle atténué. La résistance nominale de Compression : $\bar{\sigma}'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$

La résistance nominale de traction à 28 jours : $\bar{\sigma}'_{28} = 7 + 0.06 \bar{\sigma}'_{28} = 23,5 \text{ kg/cm}^2$

La Contrainte de Compression admissible selon (CCBA 68/70) art 9-4

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28}$$

$\alpha = 1$ Ciment CPA 325

$\beta = \frac{5}{6}$ Contrôle atténué

$\gamma = 1$ Coefficient fonction de l'épaisseur minimale des pièces et des dimensions des granulats (Dans notre Cas : $h_{\text{min}} > 4C_g$)

δ : Depend de la nature de la sollicitation

$\delta = 0,3$ en Compression simple

$\delta = 0,6$ en flexion simple et en flexion Composée lorsque l'effort normal est une traction

$\delta = \delta_1$ si $\delta_1 < 0,6$ | en flexion Composée lorsque l'effort normal est une
 $\delta = 0,6$ si $\delta_1 \geq 0,6$ | Compression

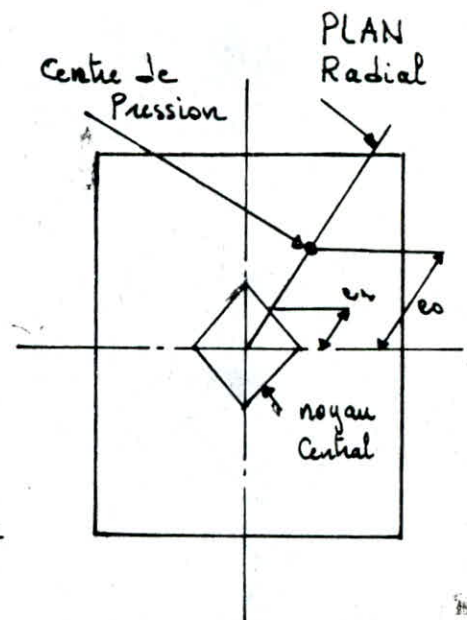
avec $\delta_1 = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_g} \right)$

e_0 : Excentricité de la résultante des forces extérieures
Par rapport au Centre du gravité du béton Seul.

e_1 : Rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau Central de cette même section dans le plan radial
Passant Par le Centre de Pression

$\varepsilon = 1$ en Compression Simple quelque soit la forme de la section ou en flexion avec section rectangulaire

$0,5 \leq \varepsilon \leq 1$: pour les autres Cas



Valeurs numeriques des Contraintes

1: Compression simple : $\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$

Donc Pour les sollicitations du second genre $\bar{\sigma}'_b = 103,12 \text{ kg/cm}^2$

2: En flexion simple ou en flexion avec traction Pour les sections rectangulaire et les sections en Tc dont l'axe neutre tombe dans la table :

sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$

sollicitations du 2nd Genre : $\bar{\sigma}'_b = 206,25 \text{ kg/cm}^2$

3: TRACTION: (C.C.B.A 68/70) Art 9-5

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \bar{\sigma}'_{ts} \quad \alpha, \beta, \gamma. \text{ Comme definies precedemment}$$

$$\theta = 0,018 - \frac{2,1}{\bar{\sigma}'_{ts}} = 0,0258 \quad (\bar{\sigma}'_{ts} \text{ en bars})$$

Sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

Sollicitations du second Genre : $\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

DEFORMATIONS : (C.C.B.A. 68/70) Art 9-6

Modules de deformations du beton :

Instantané : $E_i = 21000 \cdot \sqrt{\bar{\sigma}'_i} = 378000 \text{ kg/cm}^2$

de longue durée : $E_v = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}'_i} = 126000 \text{ kg/cm}^2$

ACIERS

Baues a haute adherence de nuance Fe E 40

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{ts} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{ts} = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :

Sollicitations du 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{ts}$

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

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

Sollicitations du 2^e Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{ts}$

Baues rond lisse de nuance Fe E 24

$$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_{ts} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Contraintes admissibles :

Sollicitations 1^{er} Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{en} = 1600$

Sollicitations 2^{es} Genre : $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400$

Contraintes de traction imposées par la Condition de non fissuration du béton
La valeur maximale de la Contrainte des armatures est limitée Par la plus grande des valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

ϕ : diamètre nominal, en mm, de la plus grosse des barres tendues de la section d'embage .

η : Coefficient de fissuration, dépend de l'acier $\eta = 1$ aciers A et X
 $\eta = 1,6$ aciers H et A

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

$K = 0,5 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable

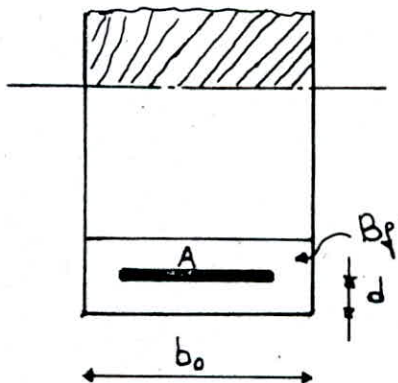
$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ Pourcentage de fissuration

A : section totale des barres tendues

B_f : section d'embage des barres tendues : $B_f = 2 \cdot d \cdot b_0$

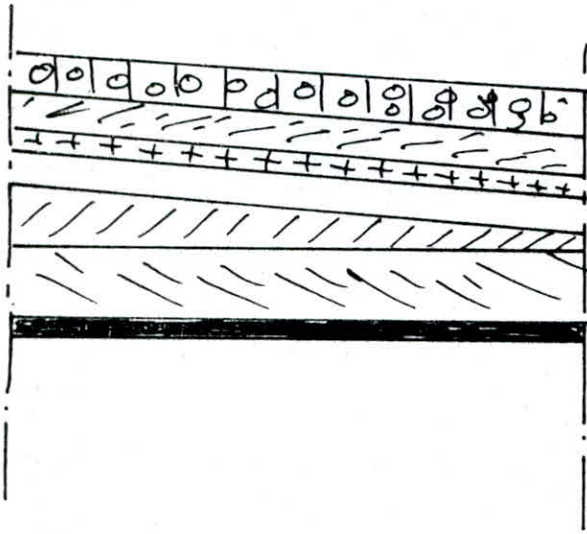
$\bar{\sigma}_1$: Contrainte de fissuration systématique

$\bar{\sigma}_2$: Contrainte de fissuration accidentelle



Charges et Surcharges

1) Plancher terrasse.



* charges permanentes :

- gravier de protection

$$1,8 \cdot 0,05 = 0,09 \text{ t/m}^2$$

$$= 0,02 \text{ t/m}^2$$

- étanchéité

$$0,04 \cdot \text{''} = 0,01 \text{ t/m}^2$$

- liège

$$= 0,005 \text{ t/m}^2$$

- pare vapeur

- fame de pente ($e_{\text{max}} = 9 \text{ cm}$)

$$0,09 \cdot 2,2 = 0,198 \text{ t/m}^2$$

- planche dalle ($e = 16 \text{ cm}$)

$$= 0,4 \text{ t/m}^2$$

- enduit plâtre

$$0,015 \cdot 1,3 = 0,02 \text{ t/m}^2$$

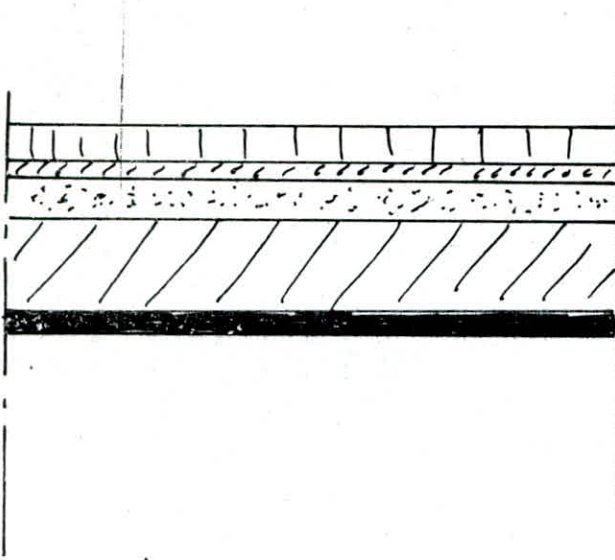
$$G = 0,743 \text{ t/m}^2$$

** Surcharges d'exploitation :

terrasse non accessible (sauf entretien) $P = 0,1 \text{ t/m}^2$

charges sans dégression : $G + 1,2P = 0,863 \text{ t/m}^2$

charges soumise à l'action sismique : $G + \frac{P}{5} = 0,763 \text{ t/m}^2$

2) Plancher étage courant.* charges permanentes.

- corniche (2cm)	= 0,04 t/m ²
- mortier (2cm)	= 0,04 t/m ²
- sable (3cm)	= 0,051 t/m ²
- dalle en béton	= 0,4 t/m ²
- plaque	= 0,02 t/m ²
- cloisons	= 0,075 t/m ²
	<hr/>
	G = 0,63 t/m ²

** Surcharges d'exploitation :

Batiment à usage d'habitation : $P = 0,200 \text{ t/m}^2$

charge sans dégression : $G + 1,2P = 0,87 \text{ t/m}^2$

charge sismique : $G + \frac{P}{5} = 0,67 \text{ t/m}^2$

3) Balcons et sections :

- charge permanentes (étage courant) : $G = 0,63 \text{ t/m}^2$
- surcharge d'exploitation : $P = 0,35 \text{ t/m}^2$
- charge sans dégression : $G + 1,2P = 1,05 \text{ t/m}^2$
- charge sismique : $G + \frac{P}{5} = 0,7 \text{ t/m}^2$

4) Escaliers:a) Palier:

- Dalle pleine (16cm) ... = $0,4 \text{ t/m}^2$

- revêtement (cave + mont) sur ... = $0,11 \text{ t/m}^2$

$$G = 0,51 \text{ t/m}^2$$

Surcharge d'exploitation $P = 0,250 \text{ t/m}^2$

charge sous degression: $G + 1,2P = 0,81 \text{ t/m}^2$

charge sismique: $G + P/5 = 0,56 \text{ t/m}^2$

b) voleé:

Poids propre de la paletteuse: $2,16 \cdot e / \text{cm}^2 = 2,16 \cdot 0,1 / 0,816 = 0,264$

pois des marches: $h \cdot 2,2 / 2 = 0,184 \cdot 2,2 / 2 = 0,206$

$$G = 0,47 \text{ t/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

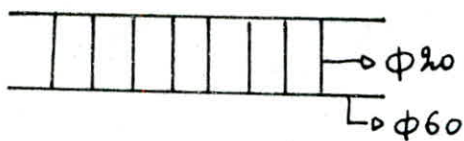
$$P = 0,250 \text{ t/m}^2$$

charge sous degression:

$$G + 1,2P = 0,77 \text{ t/m}^2$$

charge sismique:

$$G + P/5 = 0,52 \text{ t/m}^2$$

c) garde corps métallique

$$\text{Acier: } 7,85 \text{ t/m}^3$$

10 barres de $\phi 20 / \text{ml}$

$$2 \cdot 0,3^2 \cdot \pi \cdot 7,85 = 0,044 \text{ t/ml}$$

$$10 \cdot 0,01^2 \cdot \pi \cdot 7,85 = 0,022 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,066 \text{ t/ml}$$

5) Poids des voils par hauteur d'étage:

$$V_{t1} = V_{t7} = 11,25 \cdot 2,8 \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 15,93 \text{ t}$$

$$V_{t2} = V_{t6} = (10 \cdot 2,80 - 0,6 \cdot 0,4 - 0,84 \cdot 2,17) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 14,01 \text{ t}$$

$$V_{t3} = V_{t5} = (15 \cdot 2,80 - 1 \cdot 2,17 - 1,1 \cdot 2,17) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 20,08 \text{ t}$$

$$V_{t4} = (17,5 \cdot 2,80 - 1 \cdot 2,17 - 1,1 \cdot 2,17) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 24,05 \text{ t}$$

$$Vl_1 = 6,076 \text{ t}$$

$$Vl_7 = 9,331 \text{ t}$$

$$Vl_2 = 2,887 \text{ t}$$

$$Vl_8 = 2,649 \text{ t}$$

$$Vl_3 = 4,515 \text{ t}$$

$$Vl_9 = 4,515 \text{ t}$$

$$Vl_4 = 4,515 \text{ t}$$

$$Vl_{10} = 2,649 \text{ t}$$

$$Vl_5 = 2,887 \text{ t}$$

$$Vl_{11} = 2,649 \text{ t}$$

$$Vl_6 = 6,076 \text{ t}$$

$$Vl_{12} = 2,649 \text{ t}$$

$$Vl_{13} = 9,331 \text{ t}$$

Determination du Centre de masse:

- Centre de masse de l'étage courant: $G = 0,63 \text{ t/m}^2$

elements	M_i	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
dalle A	13,28	3,30	11,70	43,824	155,376
" B	11,813	1,70	8,275	20,082	97,753
" C	18,9	4,90	5	92,61	94,5
" D	8,033	8,10	11,425	65,067	91,777
" E	17,199	8,10	4,55	139,312	78,255
" F	9,45	11,3	15	106,785	141,75
" G	18,9	14,5	12,5	274,05	236,25
" H	13,28	16,1	5,8	213,808	77,024
I	11,813	17,7	9,225	209,690	108,975
K	3,27	11,3	7,165	36,951	23,430
B'_1	2,244	1,7	4,35	3,819	9,761
B ₁	5,762	3,30	14,30	19,015	82,397
S ₂	2,244	17,7	13,15	39,719	29,509
B ₂	5,762	16,1	3,2	92,768	18,438
Σ	144,218			1380,483	1259,957

$$x_i = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 9,572 \text{ m}$$

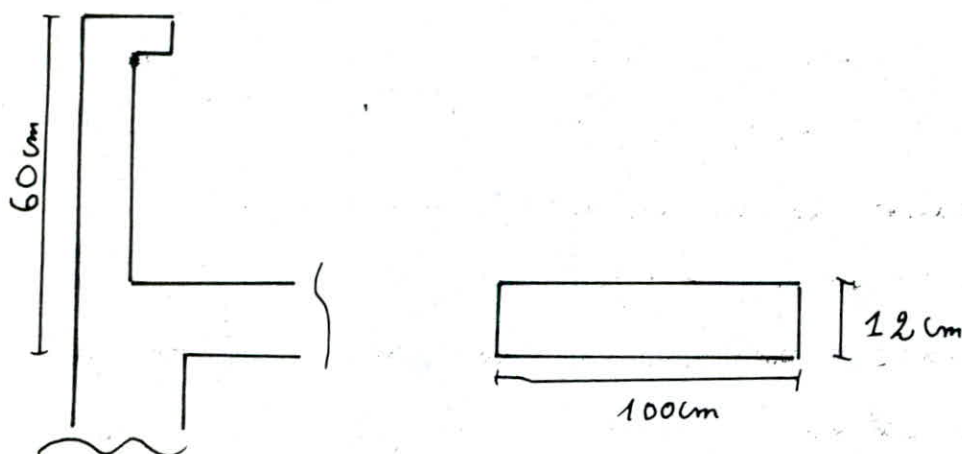
$$y_i = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 8,736 \text{ m}$$

tableau récapitulatif:

Centre de masse de:	G (t/m ²)	$\sum M_i$ (t)	x_i (m)	y_i (m)
^{dalle} étage courant	0,63	144,218	9,572	8,736
Voisies	0,5	186,847	9,644	8,783
^{dalle} terrasse	0,743	174,32	9,603	8,854
^{dalle} R.D.C	0,412	102,157	9,627	8,616
acrotère	0,30	24,615	9,770	8,615

CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console encastree dans la planche terrasse. Il est soumis à son poids propre, et à une surcharge due à la main courante de 100 kg/ml . Le calcul de cet élément sera fait pour un mètre linéaire.



• poids propre : $G = 0,6 \cdot 0,12 \cdot 2,5 = 0,180 \text{ t/ml}$

• surcharge majorée : $1,2P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml}$

Le calcul se fera en flexion composée selon la méthode de P. Chauvin.

$$N = G = 180 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,6 = 72 \text{ kg.m/ml}$$

* centre de pression :

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,4 = 40 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$\Rightarrow A = 0,243 \text{ cm}^2$ section relativement faible.

on adoptera conformément aux règlements CBA 68 une section d'acier minimale relative à la condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \frac{b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,97 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4T6 / \text{ml}$$

$$l = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

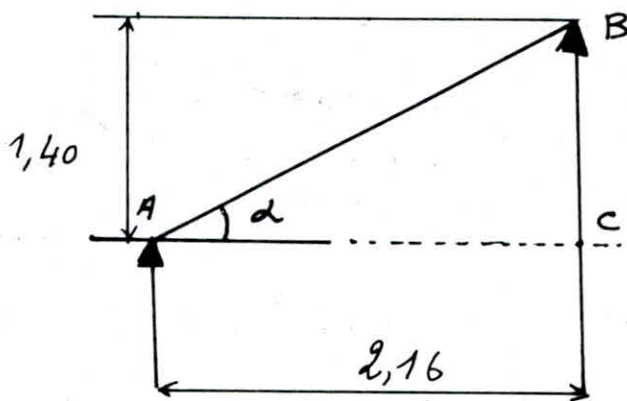
$$l_{\min} < 3h = 36 \text{ (Art. 57.33. CBA 68)}$$

CALCUL DE L'ESCALIER.

Generalite :

l'escalier de notre batiment est constitue de deux paliers et d'une paillese. le calcul se fera en considerant separement la paillese et les paliers

Schema statique de calcul.



1) Pre dimensionnement

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{140}{216} = 0,648 \rightarrow \alpha = 33,592^\circ \Rightarrow \alpha = 0,583$$

epaisseur de la paillese :

$$\frac{AB}{30} \leq e \leq \frac{AB}{20} \quad AB = \frac{AC}{\cos \alpha} = 246,59 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow e \text{ compris entre } 8,22 \text{ et } 12,33$$

on peut prendre la paillese $e = 10 \text{ cm}$

$$\text{- on suppose } h = 17 \text{ cm} \rightarrow m = \frac{15}{17} \Rightarrow m = 0,88 \Rightarrow g = 27$$

formule de Blondel

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66 \text{ verifie}$$

2) ferrailage :

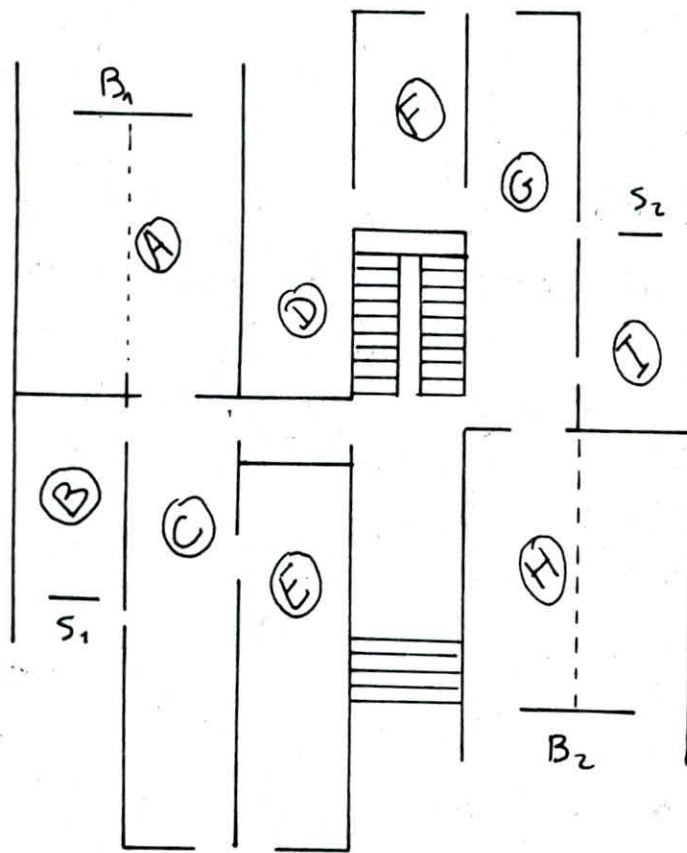
- la paillese est ferrillee pour : $q = 0,787 \text{ t/ml}$
- le palier est ferrillee pour : $q = 1,197 \text{ t/ml}$.

Vérification des conditions de :

- non fragilité
- la fissuration
- l'adhérence
- la flèche
- l'effort tranchant

Sont toutes vérifiées

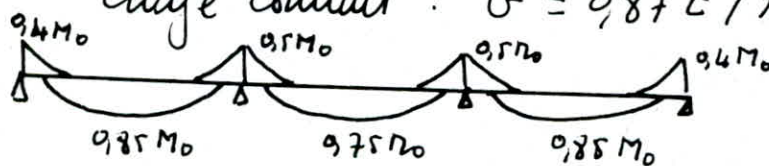
CALCUL DES DALLES



Introduction.

Le Plancher que l'on se propose d'étudier est constitué de 9 dalles pleines. Nous ferons le calcul du ferrailage de ces dalles par la méthode forfaitaire en prenant une portée pour une bande de 1m

étage courant : $G = 0,87 \text{ t/m}^2$



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,87 \frac{3^2}{8} = 0,979 \text{ t.m/ml}$$

$$0,4 M_0 = 0,392 \text{ t.m/ml}$$

$$0,85 M_0 = 0,832 \text{ t.m/ml}$$

$$0,5 M_0 = 0,49 \text{ t.m/ml}$$

$$0,75 M_0 = 0,734 \text{ t.m/ml}$$

Détermination des armatures.

1) en travées

- travées de rive $M_L = 0,85 M_0 = 0,832 \text{ t.m/ml}$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0227 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K = 61 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 2,27 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$$

- travé intermédiaire

$$\mu = 0,0200 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K = 65,5 \\ \varepsilon = 0,9379 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,997 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T8 = 2,51 / \text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm})$$

- aux appuis:

1) appuis de rive.

$$\mu = 0,0107 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K = 93 \\ \varepsilon = 0,9537 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,05 \longrightarrow 4T6 / \text{ml} \quad (e = 25 \text{ cm})$$

2) appuis intermédiaire.

$$\mu = 0,0134 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K = 82 \\ \varepsilon = 0,9485 \end{array} \right\}$$

$$A = 1,32 \text{ cm}^2 \longrightarrow 5T6 = 1,41 / \text{ml} \quad (e = 20 \text{ cm}).$$

Remarque:

pour les armatures de repartition on prend 5T8/ml (e=20)

Verification des conditions de :

- non fragilité
- la fleche
- non fissuration
- l'effort tranchant

Sont toutes vérifiées.

Tableau des armatures:

armatures	A _{tr} /ml	A _{ti} /ml	A _{ar} /ml	A _{ai} /ml	A _r /ml
	5T8	5T8	4T6	5T6	5T8

Calcul des périodes propres d'oscillation.

Introduction:

Effet du séisme: l'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps). d'où il y a accélération affectant les masses de notre structure liée au sol qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

Lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps donc à caractère dynamique elle effectue, tout d'abord tout que dure l'excitation une série d'oscillations forcées régies par les lois complexes en général. Dès que l'excitation disparaît, des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. Pour nous le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée. La réglementation en vigueur prescrit que:

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions citées par (l'article 3.2.1 RPA81) ainsi notre bâtiment ne saurait pas tous ces conditions.

Mobilisation:

Par concentration des masses procure un moyen simple pour limiter le nombre de degré de liberté à considérer dans l'étude de notre problème. La mobilisation de notre structure se fera donc par une concentration de masse au niveau des planchers portés par une console verticale.

L'ensemble vibrera à partir du voile périphérique constituant un pourcentage très rigide par rapport à la structure qu'il supporte.

Calcul de la période et les vecteurs propres.

Pour cela on utilisera la méthode proposée par Vianello-Stodolla.

Méthode de Vianello-Stodolla sous forme matricielle :

La méthode de Stodolla et une méthode itérative consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itérations successives jusqu'à ce qu'une approximation satisfaisante du mode soit obtenue, la fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement. L'équation du mouvement d'un système se déplaçant librement sous amortissement et donné par: $m\ddot{v} + kv = 0$.

m : matrice de masse

k : matrice de rigidité

v : vecteur déplacement; $v(t) = \hat{v} \sin(\omega t + \theta)$ ou \hat{v} : représente

les modes de déformation possibles du système, nous avons après dérivation de v : $[k - \omega^2 m] \hat{v} = 0$, en multipliant par $(\frac{1}{\omega^2}) \hat{f}$ où \hat{f} est la matrice de souplesse. \Rightarrow

$$\left[\frac{1}{\omega^2} \cdot I - \hat{f} \cdot m \right] \hat{v} = 0 \quad \text{rappelons que: } [k] = \frac{I}{[\hat{f}]} = [\hat{f}]^{-1}$$

I matrice identité, cette équation n'a d'autre solution que si

$$\left[\frac{1}{\omega^2} \cdot I - \hat{f} \cdot m \right] = 0 \quad (1)$$

Détermination du mode fondamental: d'après (1) $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} \cdot \hat{v} = \hat{f} \cdot m \hat{v}$

On pose la matrice $\hat{f} \cdot m = D$, où D est appelé matrice dynamique, caractérisant les propriétés dynamiques de la structure $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} \hat{v} = D \hat{v} \quad (2)$

on commence par un vecteur initial $v_1^{(0)}$, l'indice inférieur (0) caractérise le 1^{er} mode et l'indice supérieur (0) indique qu'il s'agit de l'hypothèse initiale. Introduisons ce vecteur dans la relation (2) $\Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} v_1^{(1)} = D v_1^{(0)}$, posons maintenant $\bar{v}_1^{(1)} = D v_1^{(0)}$, $\bar{v}_1^{(1)}$ est proportionnel à la déformée $v_1^{(0)} \Rightarrow \frac{1}{\omega_1^2} v_1^{(1)} = \bar{v}_1^{(1)} \quad (3)$

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale, une équation équivalente à (3) nous permet de calculer la pulsation ω_1 en considérant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire K on a: $\bar{V}_{K_1}^{(1)} = \frac{1}{\omega_1^2} V_{K_1}^{(0)}$

$$\Rightarrow \omega_1^2 = \frac{V_{K_1}^{(0)}}{\bar{V}_{K_1}^{(1)}} \quad \text{Si on répète le processus "s" fois jusqu'à avoir la précision désirée} \Rightarrow \omega_1^2 = \frac{V_{K_1}^{(s-1)}}{\bar{V}_{K_1}^{(s)}}$$

Détermination du second mode: de la même manière que pour le mode fondamental on détermine la matrice dynamique du 2^{ème} mode qu'on note

$D_2 = D S_1$: D : matrice dynamique du 1^{er} mode

S_1 : matrice de balayage permettant d'éliminer l'influence du 1^{er} mode

$$S_1 = \begin{bmatrix} -(\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} (\Phi_1^T \cdot m_r) \\ I \end{bmatrix}$$

Φ_1 : vecteur propre du 1^{er} mode.

m_s : 1^{er} vecteur colonne de la matrice de masse

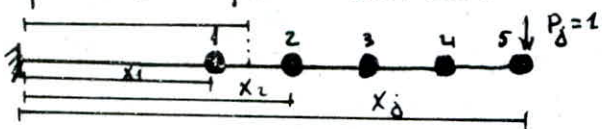
m_r : les colonnes restantes de la matrice de masse.

Une fois la matrice dynamique D_2 déterminée, on procèdera de la même manière que pour le 1^{er} mode $\Rightarrow \omega_2^2 = \frac{V_{K_2}^{(s-1)}}{\bar{V}_{K_2}^{(s)}}$

Calcul des coefficients de la matrice de saupresse: \hat{f}

Ces coefficients sont évalués par application d'une charge unitaire P_j au niveau j , les autres forces étant nulles aux niveaux 1, 2, 3, ..., n

Sauf j on calcule après les déplacements aux niveaux 1, 2, ..., n provoqués par cette force unitaire



$$M = P_j x_j$$

$$M(x) = -P_j x_j + P_j x \Rightarrow M(x) = x - x_j$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = \frac{x_j - x}{EI} \quad \text{d'où} \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[x_j x - \frac{x^2}{2} \right] + C_0; \text{ pour } x=0, y'(0)=0 \Rightarrow C_0=0$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_j \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1; \text{ pour } x=0 \rightarrow y(0)=0 \rightarrow C_1=0$$

$$\text{d'où } x_i = \delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} (x_j - \frac{x_j}{3}) \right] \text{ avec } j \geq i$$

d'après le théorème de Maxwell-Betti on a: $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

δ_{ij} : déplacement en i dû à une charge unitaire appliquée en j
 Valeurs de $EI \delta_{ij}$

$i \backslash j$	1	2	3	4	5
1	9,09	22,73	36,36	50	63,63
2	22,73	72,72	127,26	181,81	236,35
3	36,36	127,26	245,44	368,16	490,88
4	50	181,81	368,16	581,78	799,95
5	63,63	236,35	490,88	799,95	1136,29

$$g_{ij} = \begin{bmatrix} 9,335,723 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9,335,723 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 9,335,723 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 9,333,620 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 9,293,613 \end{bmatrix}$$

$$D_{ij} = \frac{1}{EI} g \cdot m \quad \text{avec } \hat{f} = \delta_{ij} \Rightarrow$$

$$D_{ij} = \frac{1}{EI} \begin{bmatrix} 3051,72 & 7630,98 & 12206,89 & 16681,1 & 18682,60 \\ 7630,98 & 24413,78 & 42724,11 & 60655,82 & 69395,43 \\ 12206,89 & 42724,11 & 82399,85 & 89464,08 & 144128,75 \\ 16786,15 & 61037,80 & 123599,78 & 194094,61 & 234875,72 \\ 21362,05 & 79348,13 & 164799,71 & 266880,92 & 333629,52 \end{bmatrix}$$

pour commencer à calculer le mode fondamental

on choisira $V_1^{(0)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0,8 \\ 0,6 \\ 0,4 \\ 0,2 \end{bmatrix}$ $\bar{V}_1^{(5)} = D V_1^{(5-1)}$

$$\begin{bmatrix} \bar{V}_1^{(4)} \\ 43014,35 \\ 154846,26 \\ 284670,946 \\ 492083,626 \\ 682025,744 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_1^{(1)} \\ 0,063 \\ 0,227 \\ 0,417 \\ 0,722 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{V}_1^{(2)} \\ 37741,118 \\ 137027,566 \\ 253549,96 \\ 441466,245 \\ 614396,858 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_1^{(2)} \\ 0,061 \\ 0,223 \\ 0,413 \\ 0,719 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{V}_1^{(3)} \\ 37605,62 \\ 136561,785 \\ 252756,658 \\ 440111,838 \\ 612576,9 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_1^{(3)} \\ 0,061 \\ 0,223 \\ 0,413 \\ 0,719 \\ 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \bar{V}_1^{(4)} \\ 37605,62 \\ 136561,785 \\ 252756,658 \\ 440111,838 \\ 612576,9 \end{bmatrix}$$

$$\omega_1^2 = \frac{V_{K_1}^{(5-1)}}{V_{K_1}^{(5)}} = EI g \cdot \frac{1}{612576,9}$$

puis trans $\rightarrow EI = 9,16 \cdot 10^8 \text{ t.m}^2$

$$\omega_1^2 = \frac{9,16 \cdot 10^8 \cdot 9,11}{612576,9} = 14669,113 \rightarrow \omega_1 = 121,116$$

$$\rightarrow T_1^c = 0,052 \text{ s}$$

Sans charge $\rightarrow EI = 3,547 \cdot 10^7 \text{ k.m}^2$

$$\omega_1^2 = \frac{3,547 \cdot 10^7 \cdot 9,81}{612576,9} = 568,028 \rightarrow \omega_1 = 23,833'$$

$$\rightarrow T_1^l = 0,264 \text{ s.}$$

$$\Phi_1 = \begin{bmatrix} 0,061 \\ 0,223 \\ 0,413 \\ 0,718 \\ 1 \end{bmatrix}$$

Calcul du 2^{ème} mode:

$$D_2 = D S_1 \text{ avec } S_1 = \begin{bmatrix} -(\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} (\Phi_1^T \cdot m_r) \\ I \end{bmatrix}$$

$$\Phi_1^T = [0,061 \quad 0,223 \quad 0,413 \quad 0,719 \quad 1]$$

$$m_s = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 335,723 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad ; \quad m_r = \frac{1}{g} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 335,723 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 335,723 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 333,622 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 293,613 \end{bmatrix}$$

$$\Phi_1^T \cdot m_s = \frac{20,479}{g} \rightarrow (\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} = \frac{g}{20,479}$$

$$(\Phi_1^T \cdot m_r) = \frac{1}{g} [74,866 \quad 138,654 \quad 239,541 \quad 293,613]$$

$$(\Phi_1^T \cdot m_s)^{-1} \times (\Phi_1^T \cdot m_r) = [3,656 \quad 6,771 \quad 11,697 \quad 14,337]$$

$$S_1 = \begin{bmatrix} -3,656 & -6,771 & -11,697 & -14,337 \\ 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \Rightarrow D_2 = D S_1$$

$$D_2 = \frac{1}{EIg} \begin{bmatrix} -3526,11 & -8456,31 & -19014,87 & -25069,91 \\ -3485,08 & -8945,26 & -28603,75 & -40009,93 \\ -1904,25 & -253,00 & -53319,91 & -30881,43 \\ -332,36 & 9940,76 & -2252,99 & -5787,31 \\ -1248,48 & 20157,27 & -12009,02 & 27361,81 \end{bmatrix}$$

$$V_2^{(0)} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix} \rightarrow \begin{bmatrix} V_2^{(0)} & \bar{V}_2^{(0)} \\ 1 & -56067,19 \\ 1 & -81044,02 \\ 1 & -86358,65 \\ 1 & -1568,09 \\ \hline \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_2^{(1)} & \bar{V}_2^{(1)} \\ 0,649 & -29686,59 \\ 0,938 & -39976,40 \\ 1 & -55348,97 \\ 0,018 & 6750,93 \\ \hline \end{bmatrix} \dots$$

$$\begin{bmatrix} V_2^{(6)} & \bar{V}_2^{(6)} \\ 0,460 & -23883,25 \\ 0,627 & -32534,75 \\ 1 & -51822,24 \\ -0,082 & 4301,54 \\ \hline \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_2^{(7)} & \bar{V}_2^{(7)} \\ 0,461 & -23870,16 \\ 0,628 & -32507,17 \\ 1 & -51793,51 \\ -0,083 & 4316,94 \\ \hline \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_2^{(8)} & \bar{V}_2^{(8)} \\ 0,461 & -23870,16 \\ 0,628 & -32507,17 \\ 1 & -51793,51 \\ -0,083 & 4316,94 \\ -0,54 & 27972,303 \\ \hline \end{bmatrix} \begin{bmatrix} V_2^{(9)} & \bar{V}_2^{(9)} \\ -0,854 \\ -1,163 \\ -1,852 \\ 0,154 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$\omega_2^2 = \frac{V_{K_2}^{(5-1)}}{\bar{V}_K^{(5)}} = EI g \cdot \frac{1}{27972,303}$$

Sous trans $\rightarrow EI = 9,16 \cdot 10^8 \text{ t.m}^2 \rightarrow \omega_2 = 566,785 \rightarrow T_{2t}^2 = 0,011 \text{ s}$

$$T_t = (T_{1t}^2 + T_{2t}^2)^{1/2} = 0,053 \text{ s}$$

sous long : $EI = 3,547 \cdot 10^7 \text{ t.m}^2 \rightarrow \omega_2 = 111,532 \rightarrow T_{2l}^2 = 0,056 \text{ s}$

$$T_l = (T_{1l}^2 + T_{2l}^2)^{1/2} = 0,27 \text{ s}$$

$$\Phi_{2K} = \begin{bmatrix} -0,854 \\ -1,163 \\ -1,852 \\ 0,154 \\ 1 \end{bmatrix}$$

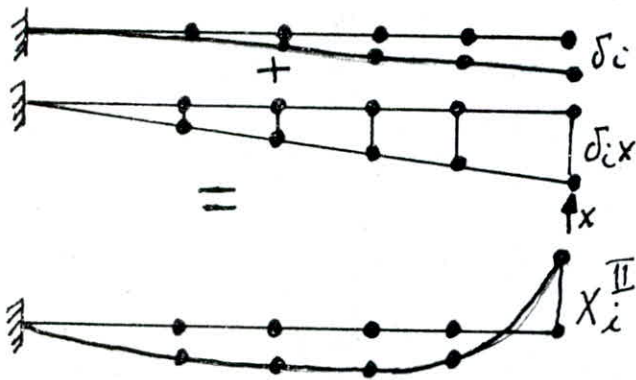
Calcul des forces sismiques : $F_K = \sqrt{F_{1K}^2 + F_{2K}^2}$

Voir page :

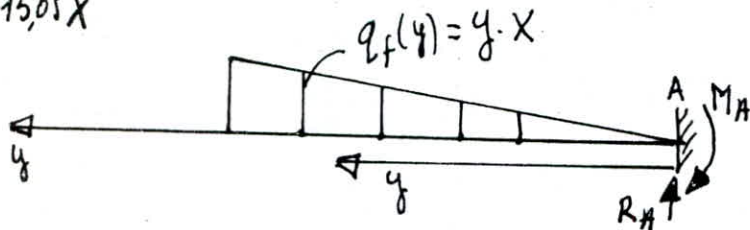
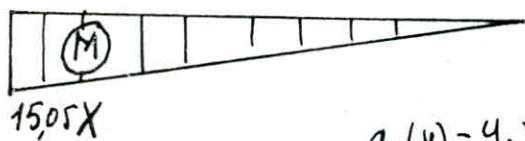
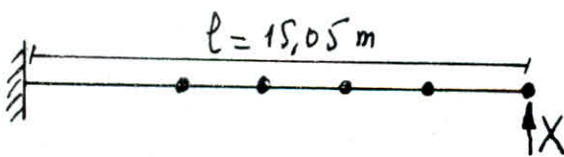
niveau	Γ_{1K}	Φ_{1K}	Φ_{2K}	$\gamma_i \cdot s_a$	$\gamma_i \cdot s_a'$	$F_{1K}^{(t)}$	$F_{2K}^{(t)}$	$F_K^{(t)}$
T	293,613	1	1	0,477	0,149	140,05	-47,75	146,73
4	337,602	0,718	0,154	0,477	//	114,26	-7,66	114,52
3	335,723	0,413	-1,852	0,477	//	66,13	92,64	113,87
2	335,723	0,223	-1,163	//	//	35,71	58,18	68,26
1	//	0,061	-0,854	//	//	9,77	42,72	47,82

Deformations linéaires :Sous transversal $EI = 9,16 \cdot 10^8 \text{ t.m}^2$ Sous longitudinal $EI = 3,547 \cdot 10^7 \text{ t.m}^2$ d'où les valeurs de X_i .

Niveau / Sous	T	4	3	2	1
trans	$865,48 \cdot 10^6$	$629,63 \cdot 10^6$	$403,49 \cdot 10^6$	$204,25 \cdot 10^6$	$58,04 \cdot 10^6$
long	$24,42 \cdot 10^3$	$17,77 \cdot 10^3$	$11,4 \cdot 10^3$	$5,77 \cdot 10^3$	$1,64 \cdot 10^3$

Calcul de la déformée du 1^{er} mode fondamental.

Les déformées du 1^{er} mode auxquelles on ajoute les déformées provoquées par une force X (à déterminer) nous donnent la déformée du 1^{er} mode.

calcul des déformées sous X .

après l'application de la force X , on obtient le diagramme des moments suivant, puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire.

$$\text{d'où } q_f(y) = y \cdot X$$

$$R_A = X \frac{l^2}{2}, \quad M_A = -X \frac{l^3}{3}$$

d'où l'eqt du moment :

$$M_2(y) = M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3}$$

$$\text{d'où } M_2^f(y) = -\frac{Xl^3}{3} + \frac{Xl^2}{2}y - \frac{X}{6}y^3 = U(y)$$

les déplacements $\delta_i^X = M_f(y_i)$ avec $y_i = 15,05 - h_i$

$$X_i^{\text{II}} = X_i^{\text{I}} - \delta_i^X$$

Sens transversal

$$\delta_1 \cdot X = 0,69 \cdot 10^7 \cdot X$$

$$\delta_2 \cdot X = 2,58 \cdot 10^7 \cdot X$$

$$\delta_3 \cdot X = 5,36 \cdot 10^7 \cdot X$$

$$\delta_4 \cdot X = 8,73 \cdot 10^7 \cdot X$$

$$\delta_5 \cdot X = 12,4 \cdot 10^7 \cdot X$$

sens longitudinal

$$\delta_1 \cdot X = 2,03 \cdot 10^6 \cdot X$$

$$\delta_2 \cdot X = 7,54 \cdot 10^6 \cdot X$$

$$\delta_3 \cdot X = 15,66 \cdot 10^6 \cdot X$$

$$\delta_4 \cdot X = 25,52 \cdot 10^6 \cdot X$$

$$\delta_5 \cdot X = 36,26 \cdot 10^6 \cdot X$$

Calcul de X:
$$X = \frac{\sum M_i X_i^{I^2}}{\sum M_i X_i^I \delta_i X}$$

Sens trans

$$X_t = 715,014$$

Sens long.

$$X_e = 691,028$$

Calcul de $X_i^{II} = X_i^I - \delta_i \cdot X$

Sens trans

$$X_1^{II} = 87,04 \cdot 10^7$$

$$X_2^{II} = 197,76 \cdot 10^7$$

$$X_3^{II} = 2,024 \cdot 10^5$$

$$X_4^{II} = 0,542 \cdot 10^5$$

$$X_5^{II} = -2,114 \cdot 10^5$$

Sens long

$$X_1^{II} = 2,37 \cdot 10^4$$

$$X_2^{II} = 5,596 \cdot 10^4$$

$$X_3^{II} = 5,785 \cdot 10^4$$

$$X_4^{II} = 1,35 \cdot 10^4$$

$$X_5^{II} = -6367 \cdot 10^4$$

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

On vérifie notre structure au renversement, qui peut être causée par les effets sismiques

- Moment de renversement

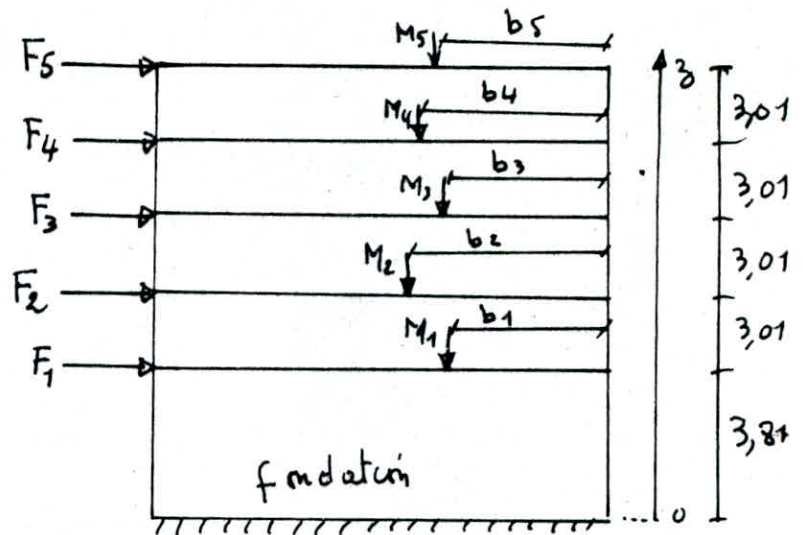
$$M_{Rev} = \sum_{i=1}^5 F_i z_i$$

- moment résistant

$$M_{Res} = \sum_{i=1}^5 M_i b_i$$

On doit vérifier que :

$$\frac{\text{moment Résistant}}{\text{moment Renversant}} \geq 1,5$$



niveau	$b_i x$	$b_i y$	M_i
T	9,769	8,689	293,61
4	9,794	8,709	333,62
3	9,785	8,696	335,72
2	"	"	"
1	"	"	"

Suivant x

$$M_{Rev} = \sum_{i=1}^5 F_i z_i = 5547,544 \text{ t.m.}$$

$$M_{Res} = \sum_{i=1}^5 M_i b_i = 15990,812 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{Res}}{M_{Rev}} = 2,88 \quad \text{C'est bien vérifié.}$$

Suivant y

$$M_{Rev} = \sum_{i=1}^5 F_i z_i = 5547,544 \text{ t.m.}$$

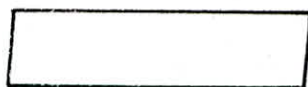
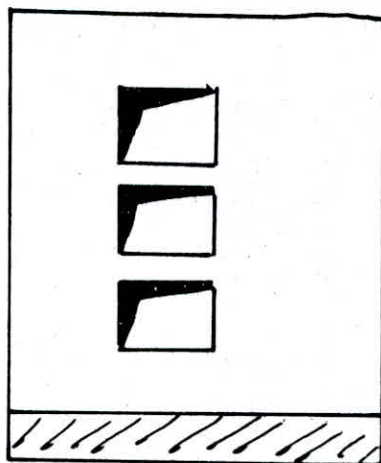
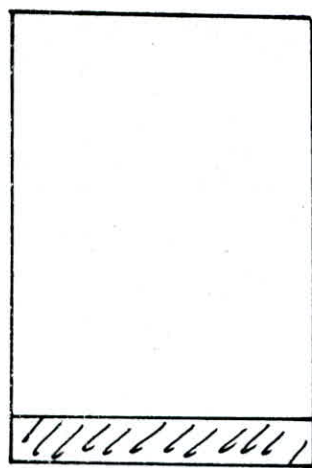
$$M_{Res} = \sum_{i=1}^5 M_i b_i = 14214,937 \text{ t.m.}$$

$$\frac{M_{Res}}{M_{Rev}} = 2,56 \quad \text{Vérifié.}$$

INERTIES EQUIVALENTES

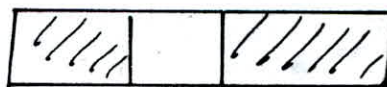
La notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les poteaux avec ouvertures aux poteaux linéaires pleins.

Par définition, l'inertie équivalente I_e d'un poteau considéré c'est l'inertie d'un poteau linéaire plein fictif, lequel soumis au même effort horizontal uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une flèche égale à celle du poteau avec ouverture.



I_e

poteau fictif



I_a

I_b

poteau avec une file d'ouverture.

$$I = I_a + I_b + 2mc$$

* flèche du poteau fictif.

$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{8 \cdot E \cdot I_e}$$

H_0 : effort tranchant à la base du poteau

1) poteau avec une file d'ouverture.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16m \cdot c}{I_a + I_b} \cdot \frac{40}{d^2} + 1}$$

$$I = I_a + I_b + 2mc$$

m : moment statique de chacun des éléments de refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

c : demi distance entre les centres de gravité de 2 éléments de refend.

ψ_0 : Coeff donné par l'abaque de M. DIVER.

$$\alpha = w z \quad \text{avec} \quad w^2 = \frac{3c}{I_a + I_b} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 l}$$

i : inertie du liteau

l : hauteur d'étage

a : demi portée de l'ouverture.

z : hauteur du voile.

2) Refend à plusieurs files d'ouvertures.

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_a + I_b + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Où: I_a, I_b, I_c, \dots , sont les moments d'inertie de chaque élément de refend entre les ouvertures

I : moment d'inertie du refend complet.

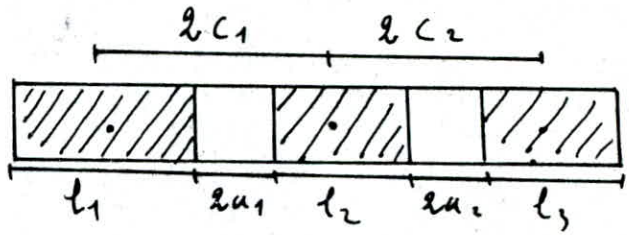
Calcul des inerties

1) voiles pleins.

	V_{E1-7}	V_{l1-10}	V_{l2-11}	V_{l3-6} $7-9$	V_{l4-5}	V_{l5}	V_{l8}
b (m)	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
l (m)	11,25	3,16	5,70	1,76	3,00	3,00	3,00
I (m ⁴)	23,73	0,526	3,12	0,091	0,45	0,45	0,45

2) voiles à 2 files d'invatures.

	VE_{2-6}	VE_3	VE_5	VE_4
l_1	4,1	4,10	4,10	3,03
l_2	2,96	2,73	2,73	3,45
l_3	1,5	5,93	5,93	3,95
a_1	0,3	0,52	0,52	0,535
a_2	0,42	0,6	0,6	0,5
$2c_1$	4,13	4,455	4,455	6,81
$2c_2$	3,07	5,53	5,53	4,70
I_1	1,149	1,149	1,149	8,63
I_2	0,442	0,339	0,339	0,684
I_3	0,0563	3,475	3,475	1,027
i_1	0,296	0,0082	0,0082	0,0082
i_2	0,0082	"	"	"
ΣI_i	1,6373	4,963	4,963	10,341
x_G	4,47	7,644	7,644	8,484
d_1	2,69	5,594	5,594	4,469
d_2	-1,44	1,139	1,139	-2,341
d_3	-4,51	-4,391	-4,391	-7,041
I	14,9	54,199	54,199	85,362
w	15,12	0,965	0,965	0,882
α	227,56	23,24	23,24	22,02
ψ_0	0,66	0,567	0,567	0,564
I_c	14,891	51,52	51,52	82,861



$$I_i = b l_i^3 / 12$$

$$i_i = b h_{ei}^3 / 12$$

$$2c_i = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + 2a_i$$

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

$$d_i = x_G - x_i$$

$$I = \sum I_i + b \sum l_i d_i^2$$

$$Z = 15,05 \text{ m}$$

$$b = 0,20 \text{ m.}$$

Centre de masse de chaque niveau :

- centre de masse du niveau terrasse.

	$M_i^{(t)}$	$x_i^{(m)}$	$y_i^{(m)}$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
acrotères	24,615	9,77	8,615	240,489	212,058
dalle	174,32	9,603	8,854	1673,995	1543,429
$\frac{1}{2}$ voiries	93,424	9,644	8,783	900,981	820,543
$\frac{1}{2}$ gaines	1,254	9,7	8,75	12,164	10,973
Σ	293,613			2827,629	2587,003

$$\begin{cases} x = 9,631 \text{ m} \\ y = 8,811 \text{ m} \end{cases}$$

tableau récapitulatif

Niveaux	$M_i^{(t)}$	$x_i^{(m)}$	$y_i^{(m)}$
terrasse	293,613	9,631	8,811
4 ^{ème} étage	333,622	9,606	8,7913
3, 2, 1 ^{er} étage	335,723	9,615	8,804
RDC	195,172	9,608	8,788

Centre de torsion des
éléments transversaux

éléments	I_x	x	$I_x \cdot x$
VE1	23,73	0,1	2,373
" 2	14,897	3,30	49,16
" 3	51,52	6,5	334,88
" 4	82,861	9,70	803,752
" 5	51,52	12,9	664,608
" 6	14,897	16,10	239,842
" 7	2373	19,30	457,989
	263,155		2552,605

Centre de torsion des
éléments longitudinaux.

éléments	I_y	y	$I_y \cdot y$
VE1	0,526	13,5	7,101
" 2	3,12	9,3	34,500
" 3	0,091	0,1	0,0091
" 4	0,45	9,2	4,14
" 5	0,45	7,28	3,276
" 6	0,091	0,1	0,0091
" 7	0,091	17,4	1,583
" 8	0,45	12,46	5,607
" 9	0,091	17,4	1,583
" 10	0,526	4	2,104
" 11	3,12	8,3	30,793
	9,006		80,325

$$d_x = \frac{\sum I_i x}{\sum I_x} = 9,7 \text{ m}$$

$$d_y = \frac{\sum I_i y}{\sum I_y} = 8,919 \text{ m}$$

Excentricité :

L'excentricité qu'il faut considérer est égale au max de l'excentricité accidentelle et théorique. L'excentricité accidentelle (fixée par le C.T.C) est 5% dans chaque sens la plus grande excentricité théorique se trouve au niveau du 4^{ème} étage dans le sens (x-x) et dans le sens (y-y) au niveau RDC

$$e_x = e_t = 0,095 \text{ m}$$

$$e_y = e_p = 0,117 \text{ m}$$

$$e_x(\text{CTC}) = 5\% \cdot 19,4 = 0,97 \text{ m}$$

$$e_y(\text{CTC}) = 5\% \cdot 17,5 = 0,875 \text{ m}$$

Excentricité de calcul: $e_x = \max(0,095, 0,97) = 0,97 \text{ m}$

$$e_y = \max(0,117, 0,875) = 0,875 \approx 0,88 \text{ m}$$

le % de l'excentricité théorique: $e_x = 0,095 \cdot 100 / 19,4 = 0,49\%$

$$e_y = 0,117 \cdot 100 / 17,5 = 0,67\%$$

Pour la suite du calcul on admet comme excentricité l'excentricité accidentelle c'est à dire.

$$e_x = 0,97 \text{ m dans le sens } x-x$$

$$e_y = 0,88 \text{ m dans le sens } y-y$$

Efforts dans les voiles.

Pour calculer les efforts dans les voiles, on prendra une force horizontale $H = 100 \text{ t}$ et $(e_x = 0,97, e_y = 88)$ de cette force on dessinera par une règle de trois, l'effort réel agissant sur notre bat^{nt}

voiles transversaux

elements	H'x	H''x	Hx
v1	9,02	-3,294	9,02
" 2	5,66	-1,378	5,66
" 3	19,58	-2,384	19,58
" 4	31,49	0	31,49
" 5	19,58	+2,384	21,964
" 6	5,66	+1,378	7,038
" 7	9,02	+3,294	12,314

voiles longitudinales

elements	H'y	H''y	Hy
v1	5,841	0,032	6,973
" 2	29,644	0,016	29,66
" 3	2,21	-0,011	2,21
" 4	4,997	0,002	4,999
" 5	4,997	-0,011	4,997
" 6	2,21	-0,011	2,21
" 7	2,21	0,010	2,22
" 8	4,997	0,021	5,218
" 9	2,21	0,010	2,22
" 10	6,841	-0,034	6,841
" 11	29,644	-0,025	29,644

$$H'_x = 100 \sum I_{exi} \mid \sum I_{exi}$$

$$H''_x = 100 \sum e_{xi} \cdot x_i \cdot I_{exi} \mid J$$

$$J = \sum I_{exi} \cdot x_i^2 + \sum I_{eyi} \cdot y_i^2 = 6708,954 \text{ m}^6$$

$$H_x = H'_x + H''_x$$

$$H_y = H'_y + H''_y$$

H'x , H'y forces de translation

H''x , H''y " de rotation

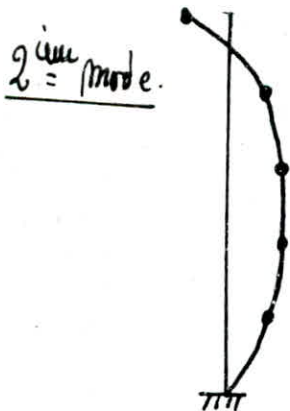
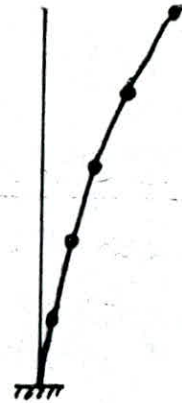
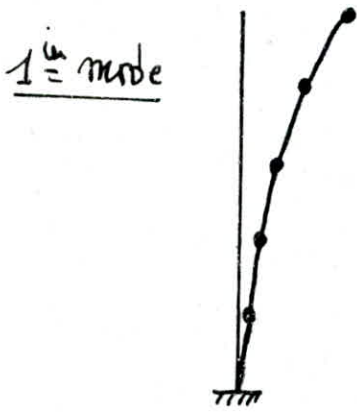
Tableau des déplacements à chaque niveau.

Seus	T(n)	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅
trans	0,051	$87,04 \cdot 10^7$	$197,76 \cdot 10^7$	$2,024 \cdot 10^5$	$0,548 \cdot 10^5$	$-2,114 \cdot 10^5$
long	0,275	$2,37 \cdot 10^4$	$5,596 \cdot 10^4$	$5,784 \cdot 10^4$	$1,35 \cdot 10^4$	$-6,367 \cdot 10^4$

Tracé de la déformée.

Seus transversal

Seus longitudinal



Évaluation des forces sismiques de calcul pour chaque niveau

Est bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément

- dans la direction de chacun des axes principaux de la structure,
conformément à la formule: $F_{iK} = m_K \delta_i S_a(\beta, T_i) \cdot \bar{\Phi}_{iK}$

où δ_i : facteur de contribution de chaque mode.

$$\delta_i = \frac{\sum_{K=1}^n m_K \bar{\Phi}_{iK}}{\sum_{K=1}^n m_K \bar{\Phi}_{iK}^2}$$

m_K : masse de l'étage K

$\bar{\Phi}_{iK}$: forme propre du $i^{\text{ème}}$ mode au $K^{\text{ème}}$ étage
 K : indice de l'étage, i : indice du mode

$$\left. \begin{array}{l} \sum m_K \bar{\Phi}_{1K} = 767,153 \\ \sum m_K \bar{\Phi}_{1K}^2 = 540,811 \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_1 = 1,479.$$

$$\left. \begin{array}{l} \sum m_K \bar{\Phi}_{2K} = -953,921 \\ \sum m_K \bar{\Phi}_{2K}^2 = 2151,96 \end{array} \right\} \Rightarrow \delta_2 = -0,443.$$

$$S_a(\beta, T_i) = S_a''(\beta, T_i) \cdot Q$$

Q : facteur de qualité (RPA81 art 3314)

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q = 1,2$$

$S_a''(\beta, T_i)$: Spectre de reprise élasto-plastique des accélérations défini par:

$$S_a''(\beta, T_i) = \begin{cases} S_a(\beta, T_i) \cdot (B/0,7) & \text{pour } T \geq 0,5\beta \\ \frac{S_a(\beta, T_i)}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} & \text{pour } T < 0,5\beta \end{cases}$$

B étant le facteur de comportement de la structure (RPA81 3313)

Catégorie S: structure voiles porteurs $\rightarrow B = \frac{1}{3}$.

$S_a(\beta, T_i)$ le spectre de reprise élastique des accélérations

$$S_a(\beta, T_i) = A \cdot D(\beta, T_i).$$

A : Cref d'accélérations de zone (RPA81 3312)

groupe d'usage, zone II $\Rightarrow A = 0,25$

$D(\beta, T_i)$: facteur d'amplification dynamique moyen (RPA81 3312)

sol meuble

$$T_e < 0,5$$

$$T_e < 0,5$$

$$\left. \begin{array}{l} T_e < 0,5 \\ T_e < 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow D_p = D_E = 2$$

β : amortissement de la structure (10% pour les bâtiments, courts)

Évaluation de la sollicitation maximale résultante.

La force sismique de calcul résultante à l'étage K est donnée par la moyenne quadratique $F_K = \left(\sum_i F_{K,i}^2 \right)^{1/2}$

$$S_a(\beta, T_i) = A \cdot D = 0,5$$

$$S''_a(\beta, T_i) = S_a(\beta, T_i) / \sqrt{(\frac{1}{4} |B|)^{-1}} = 0,280$$

$$S'_a = S''_a \cdot C_R = 0,336$$

niveau	M_K	Φ_{1K}	Φ_{2K}	$\delta_1 \cdot S'_a$	$\delta_2 \cdot S'_a$	$F_{1K}^{(t)}$	$F_{2K}^{(t)}$	$F_K^{(t)}$
T	293,613	1	1	0,477	-0,149	140,05	-43,75	146,73
4	333,622	0,718	0,154	0,477	-0,149	114,26	-7,66	114,52
3	335,723	0,413	-1,852	0,477	-0,149	66,13	92,64	113,83
2	335,723	0,223	-1,163	0,477	-0,149	35,71	58,18	68,26
1	335,723	0,061	-0,854	0,477	-0,149	9,77	42,72	43,82

Efforts d'ensemble dus au sisme à chaque niveau.

niveaux	$M_K^{(t)}$	$F_K^{(t)}$	ΣF_K	hauteurs	moments cumulés
T	293,61	146,73	146,73	15,05	0,00
4	333,62	114,52	261,24	12,04	441,65
3	335,72	113,83	375,07	9,03	1227,91
2	335,72	68,26	443,33	6,02	2356,96
1	335,72	43,82	487,17	3,01	3691,39
RDC	195,17	0	487,17	0	5157,73

Effort dans chaque élément de contreventement et chaque niveau.

Sième agissant dans le sens transversal.
et longitudinal.

1) efforts tranchants.

éléments	T	4	3	2	1	R Dc
VE1	13,235	83,564	33,831	39,989	43,941	43,941
" 2	8,305	14,786	21,229	25,093	27,573	27,573
" 3	28,7	51,152	73,439	86,805	95,385	95,385
" 4	46,204	82,266	118,11	139,606	153,405	153,405
" 5	32,227	57,78	82,381	97,374	106,999	106,999
" 6	10,327	18,386	26,398	31,202	34,286	34,286
" 7	18,068	32,17	46,186	54,592	59,988	59,988
VE1	10,277	18,209	26,143	30,9	33,955	33,955
" 2	43,816	77,485	111,246	131,493	144,49	144,49
" 3	3,257	5,8	8,327	9,842	10,815	10,815
" 4	7,335	13,06	18,75	22,162	24,353	24,353
" 5	7,332	13,054	18,742	22,153	24,343	24,343
" 6	3,257	5,8	8,327	9,842	10,815	10,815
" 7	"	"	"	"	"	"
" 8	7,335	13,109	18,821	22,247	24,445	24,445
" 9	3,257	5,8	8,327	9,842	10,815	10,815
" 10	10,227	18,209	26,143	30,9	33,955	33,955
" 11	43,816	77,485	111,246	131,493	144,49	144,49

Repartition des effets horizontaux dans les refends.

generalite : chaque refend sera calculé sous l'action de charges horizontales et verticales qui lui sont attribués. La méthode utilisée pour le calcul des effets sollicitant chaque refend ou élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de "M. Dives" "Calcul pratique des tours en B.A" ainsi à l'aide des abaques, on détermine les effets tranchants et les moments flechissants, dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques

1) Refends sans ouvertures.

Les refends sans ouvertures ne pose pas de problèmes particuliers la détermination de leurs effets est tout à fait simple. leur calcul est celui d'un mur en B.A ou nm, de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieures M et H.

2) Refends avec ouvertures.

Cette méthode suppose que: (M. Dives).

- les effets localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend
- les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
- la hauteur d'étage est constante
- les linteaux qui lient les 2 éléments de refends ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.

1) Refends avec 2 files d'ouverture $Vt_6 (Vt_2)$

	T	4	3	2	1	RDC
ψ	1	0,8	0,6	0,4	0,2	0
$1-\psi$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1
ϕ	0	0,19	0,39	0,59	0,72	1
π_1	0	4,721	9,691	14,661	17,891	24,849
π_2	0	0,035	0,037	0,11	0,134	0,186
π_1^*	0	1,967	3,934	5,901	7,868	9,835
π_2^*	0	0,846	1,693	2,539	3,386	4,232
π_1^m	0	3,344	6,813	10,281	12,88	17,342
π_2^m	0	0,441	0,883	1,325	1,76	2,209
$\Sigma \pi_1^m$	0	3,344	10,157	20,438	33,318	50,66
$\Sigma \pi_2^m$	0	0,441	1,324	2,649	4,409	6,618
N_1	0	3,344	10,157	20,438	33,318	50,66
N_2	0	-2,903	-8,833	-17,789	-28,909	-44,042
N_3	0	-0,441	-1,324	-2,649	-4,409	-6,618
A	0	0,037	0,139	0,288	0,469	1
ψ	0	0,015	0,078	0,18	0,318	0,5
$A-\psi$	0	0,022	0,061	0,108	0,151	0,5
M_1	0	7,967	22,09	39,109	54,681	121,062
M_2	0	2,995	8,305	14,704	20,559	62,076
M_3	0	0,39	1,081	1,915	2,677	8,864

$$d = 227,56$$

$$2a_1 = 0,6m$$

$$I_1 = 1,149 m^4$$

$$2a_2 = 0,84m$$

$$I_2 = 0,432 "$$

$$c_1 = 2,065 "$$

$$c_2 = 1,535 "$$

$$I_3 = 0,056 "$$

$$I = 14,9 m^4$$

$$\Sigma I_i = 1,6373 "$$

$$m_1 = 1,42 m^3$$

$$A = (1-\psi) \cdot \frac{2+\psi}{3}$$

$$m_2 = 0,611 m^3$$

$$l = 3,01 m$$

$$Z = 15,05 m$$

$$L = 10 m$$

$$H_0 = 34,286 t$$

$$\pi_i^m = \frac{1}{2} (\pi_j + \pi_i^*)$$

$$\pi_j = H_0 \cdot l \cdot i_j \cdot c_j \cdot \phi / 2a_j^3 \cdot \Sigma \left(\frac{c_j^2}{a_j^3} \right)$$

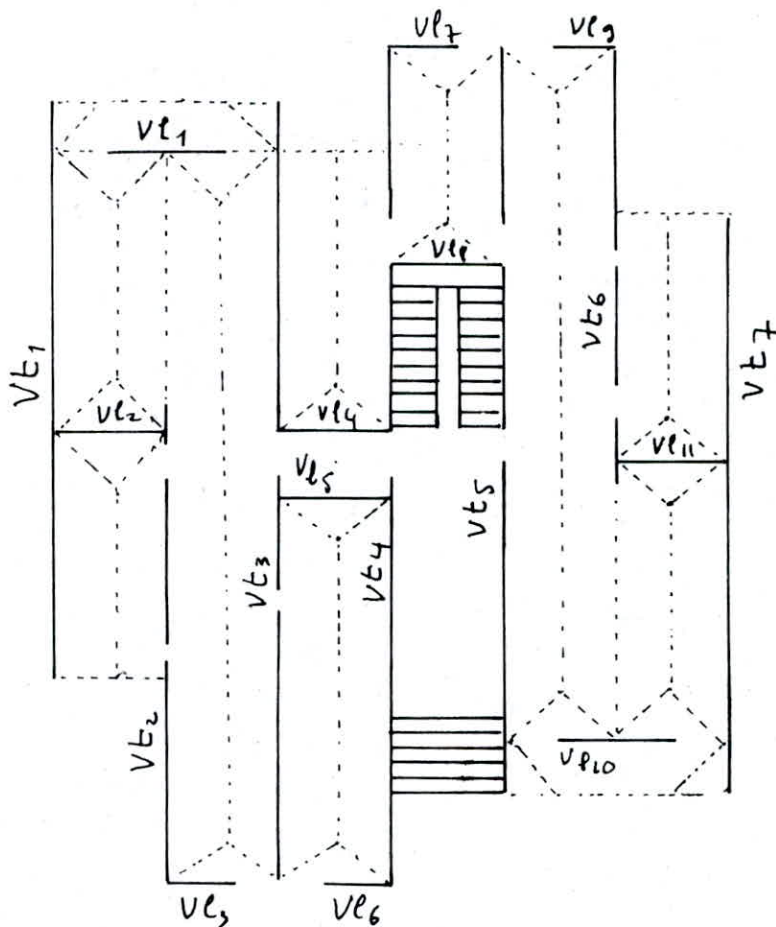
$$\pi_i^* = H_0 m_i \frac{l}{I} (1-\psi)$$

$$M_i = I_i \cdot H_0 \cdot \frac{l}{Z} \cdot (A-\psi) / \Sigma I_i$$

tableau récapitulatif:

	T	4	3	2	1	RDC	
VE ₃ et VE ₅	2,346	7,218	14,076	21,294	28,513	0	$\Pi_1(t)$
	1,895	5,831	11,371	17,203	23,034	0	Π_2
	1,173	5,65	14,423	27,673	45,4	49,738	N_1
	-0,225	-0,557	-1,186	-2,148	-3,442	-1,635	N_2
	0,948	5,093	13,237	25,525	41,958	48,103	N_3
	0	8,202	22,742	40,264	56,295	186,467	$M_1^{(t,m)}$
	0	2,42	6,71	11,879	16,609	54,997	M_2
	0	24,806	68,779	121,773	170,256	563,763	M_3
VE ₄	2,141	8,564	16,691	24,835	33,399	3,854	$\Pi_1(t)$
	1,81	7,24	14,112	20,997	28,238	3,258	Π_2
	1,071	9,754	26,928	52,548	86,85	110,78	$N_1(t)$
	-0,166	-3,335	-9,666	-19,107	-31,716	-43,847	N_2
	0,905	6,419	17,262	33,441	55,134	66,231	$N_3(t)$
	0	32,755	73,216	200,321	287,025	-886,302	$M_1(t,m)$
	0	2,596	5,803	15,882	22,754	-70,247	N_2
	0	3,898	8,713	23,846	34,164	-105,473	M_3

Distribution des charges sur les voiles.



Surface revenant aux voiles.

repends avec ouvertures

repends pleins

	VE2-6		VE3-5		VE4	
	Surface (m ²)	Long (m)	S (m ²)	L (m)	S (m ²)	L (m)
T Niveau 1	5,36	4,15	10,72	4,25	11,216	8,03
T Niveau 2	9,28	2,7	8,736	2,73	T=10,4 E-C=5,2	3,45
T Niveau 3	4,96	1,5	13,376 + 1,12596	6,08	5,04	3,95

Voiles	Surface (m ²)
VE1-7	13,045
VL1-10	7,35 (0,35) 2,56 (0,2)
VL2-11	5,12
VL3-6-7-9	2,56
VL4-5	5,44
VL8	5,12

Introduction.

Les effets à considérer pour l'évaluation du feuillage des voiles sont les résultats de la superposition des effets dus aux charges verticales et effets induits par le séisme. Le séisme ayant un caractère alternatif on prendra un feuillage symétrique.

Ce qui conformément aux règlements au niveau RPA81 et à l'article 3.3.2 "base de calcul des éléments structuraux" les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données par:

$G + Q + E$: G : charge permanente

Q : charge d'exploit^o non pondérée

E : effet du séisme.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par ces combinaisons de charge, "bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale due aux séismes, ces effets sont inclus comme suite: la 1^{re} combinaison comprend la totalité de la charge verticale "qui" la valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la sensibilité des charges sismiques produisant des effets de tract^o et de compression dans les voiles.

distribution des charges verticales sur les éléments de refend^s. (tumeurs pour: voiles ouverts)

pour les voiles avec une (ou plusieurs) file(s) d'ouvertures(s) la distribution des charges verticales sur les tumeurs se fait proportionnellement aux surfaces qui leur revient.

$$V_i = V \cdot \frac{S_i}{S}$$

V = charge verticale totale qui s'appuie sur le voile

V_i = " " " qui revient au tumeur i

S_i = surface revenant au tumeur i

S = surface totale revenant au voile

Vt6											
	Niveau	G _i	P _i	G _j	P _j	N (E)	M	986-E	906+E	G+P+E	G+1,2P
Torneau 1	T	5,764	0,536	5,764	0,536	0	0	4,612	4,612	6,301	6,408
	4	8,731	1,072	14,495	1,608	3,344	7,467	8,252	14,94	19,447	16,425
	3	"	"	23,226	2,68	10,157	22,09	8,424	28,738	36,063	26,442
	2	"	"	31,957	3,752	20,438	39,109	5,128	46,004	56,147	36,459
	1	"	"	40,688	4,824	33,318	54,681	-0,767	65,868	78,83	46,477
	RDC	7,563	"	48,251	5,896	50,66	181,062	-12,06	89,261	104,807	55,326
Torneau 2	T	8,895	0,928	6,895	0,928	0	0	5,516	5,516	7,823	8,009
	4	9,33	1,856	16,225	2,784	-2,903	2,995	15,883	10,077	16,106	19,566
	3	"	"	25,555	4,64	-8,833	8,305	29,277	11,611	21,362	31,123
	2	"	"	34,885	6,496	-17,789	14,704	45,697	10,119	23,592	42,68
	1	"	"	44,215	8,352	-28,909	20,559	64,281	6,463	23,658	54,237
	RDC	7,307	"	51,522	10,208	-44,042	68,076	85,26	-2,824	17,688	63,772
Torneau 3	T	3,685	0,496	3,685	0,496	0	0	2,948	2,948	4,181	4,28
	4	5,06	0,992	8,745	1,488	0,441	0,39	6,555	7,437	10,674	10,531
	3	"	"	13,805	2,48	1,324	1,081	9,72	12,368	17,609	16,781
	2	"	"	18,865	3,472	2,649	1,915	12,443	17,741	24,986	23,031
	1	"	"	23,925	4,464	4,409	2,677	14,731	23,549	32,798	29,282
	RDC	3,979	"	27,904	5,456	6,618	8,864	15,705	28,941	39,978	34,451

FERRAILLAGE DES REFENDS

1) Refends pleins :

ils sont sollicités par un effort normal N , un moment fléchissant M et un effort tranchant à la base.

ils seront calculés en flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables. il faudrait tenir compte de l'effet de cisaillement. ces refends seront feuillés avec des armatures verticales, des armatures horizontales et des armatures transversales.

Armatures verticales :

disposés en général en 2 nappes parallèles aux faces du refend, elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée.

pour ces armatures le CTC impose un pourcentage minimum égal à 5% sur la zone tendue.

De même ce règlement impose de placer aux extrémités des refends des armatures de renforcement sous forme de potelet de dimensions : $b \times 1,5b$ avec $b = e_p$ du refend

l'espacement des barres doit être inférieur à la plus petite des valeurs $1,5b$ et $30cm$

Armatures horizontales :

elles sont disposées également en 2 nappes parallèles aux faces du refend le pourcentage minimum de ces aciers est égal à $\frac{2}{3}$ des aciers verticaux.

l'espacement est le même que pour les armatures verticales.

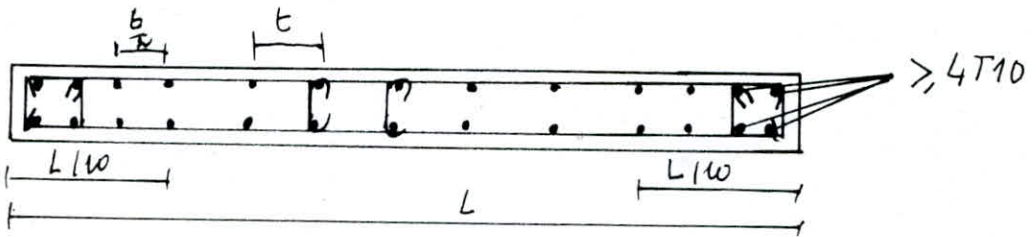
Armatures transversales :

elles sont perpendiculaires aux faces du refend. elles relient les 2 nappes d'armatures verticales.

elles sont d'autant plus utiles qu'ils.

le flambement éventuel des aciers verticaux dans un plan perpendiculaire aux faces du mur sous l'action de la compression.

l'espacement maximum pour ces armatures est $e = 15 \phi$, ces armatures sont généralement des épingles. il est également prévu un renforcement de la section extrême du refend par couche, ce renforcement sert à équilibrer la traction dans la partie tendue du refend.



Remarques:

- le feuillage des sections partiellement comprimées est fait par la méthode des abaques.
"aide mémoire béton armé" edit DUNOD
tableau 4.47 page 172
- le feuillage des sections entièrement comprimées est fait par la méthode de P. Chapon.
- on a constaté que pour tous les voiles et trumeaux la section minimale d'acier imposée par le règlement (Complément C.T.C) est supérieure à la section d'acier déterminée théoriquement donc on adoptera pour tous les refends la section d'acier donnée par le pourcentage minimum, cette section sera la même sur toute la hauteur du refend.
- Pour raison économique on a pris 3 niveaux: R.D.C - 2^{ème} - 4^{ème}

tableau récapitulatif N°1

	trameau 1			trameau 2			trameau 3			
	RDC	2	4	RDC	2	4	RDC	2	4	
VE6	M	181,062	39,109	7,967	68,076	14,704	2,995	8,864	1,915	0,39
	N	104,207	56,147	19,447	85,26	45,697	15,883	39,978	24,986	10,674
	e ₀	1,73	0,7	0,41	0,8	0,32	0,19	0,22	0,08	0,04
	h _t	4,15	4,15	4,15	2,7	2,7	2,7	1,5	1,5	1,5
	e ₁	0,69	0,69	0,69	0,45	0,45	0,45	0,25	0,25	0,25
	matrim	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	AV adoptée	54T10	54T10	54T10	36T10	36T10	36T10	20T10	20T10	20T10
	AH adoptée	36T10	36T10	36T10	24T10	24T10	24T10	14T10	14T10	14T10
	E _V	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	E _H	20	20	20	20	20	20	20	20	20
VE4	M	886,302	545,251	200,123	70,247	15,882	2,596	105,473	23,246	3,898
	N	218,208	123,811	41,807	91,369	51,401	18,221	117,497	67,31	21,792
	e ₀	4,05	4,40	4,79	0,77	0,31	0,14	0,9	0,35	0,18
	h _t	8,03	8,03	8,03	3,45	3,45	3,45	3,95	3,95	3,95
	e ₁	1,34	1,34	1,34	0,58	0,58	0,58	0,66	0,66	0,66
	matrim	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C
	AV adoptée	104T10	104T10	104T10	44T10	44T10	44T10	52T10	52T10	52T10
	AH adoptée	70T10	70T10	70T10	30T10	30T10	30T10	34T10	34T10	34T10
	E _V	15	15	15	15	15	15	15	15	15
	E _H	16	16	16	20	20	20	20	20	20

tableau récapitulatif N° 2.

	trameau 1			trameau 2			trameau 3		
	RDC	2	4	RDC	2	4	RDC	2	4
M	186,407	40,264	8,202	54,997	11,879	2,42	563,763	121,773	24,806
N	109,651	79,517	28,916	45,327	36,646	16,428	157,99	98,794	38,584
e ₀	1,7	9,51	0,28	1,21	0,32	0,15	3,57	1,23	0,64
h _t	4,25	4,25	4,25	2,73	2,73	2,73	6,08	6,08	6,08
e ₁	0,71	0,71	0,71	0,46	0,46	0,46	1,01	1,01	1,01
matins	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.P.C	S.P.C	S.E.C
A _v adopté	56T10	56T10	56T10	36T10	36T10	36T10	78T10	78T10	78T10
A _H adopté	36T10	36T10	36T10	24T10	24T10	24T10	52T10	52T10	52T10
E _v	20	20	20	15	15	15	16	16	16
E _H	20	20	20	20	20	20	20	20	20

vt6

tableau récapitulatif N° 3

VL ₃ - VL ₆ - VL ₇ - VL ₉			VL ₄ - VL ₅			VL ₈			
	RDC	2	4	RDC	2	4	RDC	2	4
M	52,609	24,041	6,6,25	257,837	117,824	22,078	258,815	118,272	22,162
N	36,928	27,344	14,115	71,328	52,893	26,361	69,894	51,913	25,875
e ₀	1,42	0,88	0,47	3,61	2,23	0,84	3,7	2,28	0,86
ht	1,76	1,76	1,76	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00	3,00
e ₁	0,29	0,29	0,29	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Mature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
AV adoptés	24T10	24T10	24T10	46T10	40T10	40T10	40T10	40T10	40T10
AH adoptés	16T10	16T10	16T10	26T10	26T10	26T10	26T10	26T10	26T10
E _V	15	15	15	15	15	15	15	15	15
E _H	20	20	20	20	20	20	20	20	20
VL ₁ - VL ₇			VL ₁ - VL ₁₀			VL ₂ - VL ₁₁			
M	840,831	490,58	197,681	359,494	164,28	30,784	364,289	169,285	36,732
N	190,552	136,289	66,71	120,545	81,478	46,057	125,455	86,784	51,57
e ₀	5,63	5,00	4,50	2,98	2,02	0,67	2,9	1,95	0,71
ht	11,25	11,25	11,25	3,16	3,16	3,16	3,40	3,40	3,40
e ₁	1,88	1,88	1,88	0,53	0,53	0,53	0,57	0,57	0,57
Mature	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
AV adoptés	146T10	146T10	146T10	42T10	42T10	42T10	46T10	46T10	46T10
AH adoptés	98T10	98T10	98T10	28T10	28T10	28T10	30T10	30T10	30T10
E _V	15	15	15	15	15	15	15	15	15
E _H	12	12	12	20	20	20	20	20	20

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

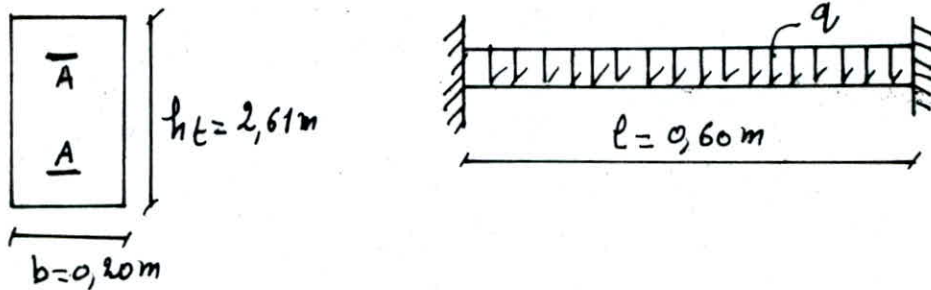
Les linteaux sont considérés comme des poutres encasturées à leurs extrémités dans les éléments de refends.

Ils seront calculés en flexion simple par la méthode de P. Choum.

- exemple de calcul du linteau du vide: VTe

le calcul sera fait pour le linteau le plus sollicité.

linteau L₁



Évaluation des efforts.

- poids propre du linteau + poids propre du plancher.

$$T_G = \frac{q_l l}{2} = 3,32 \cdot \frac{0,6}{2} = 1 \text{ t.}$$

$$M_G = \frac{q_l l^2}{12} = 0,1 \text{ t.m (m}^{\text{t}} \text{ à l'encastrement).}$$

- Surcharge

$$T_p = q \frac{l}{2} = 0,64 \cdot \frac{0,6}{2} = 0,192 \text{ t}$$

$$M_p = \frac{q l^2}{12} = 0,019 \text{ t.m}$$

- Seisme horizontal.

$$T_{SH} = 1,5 \Pi = 1,5 \cdot 24,849 = 37,274 \text{ t (voir page n}^{\circ} \text{.)}$$

$$M_{SH} = 1,5 \Pi \frac{l}{2} = 1,5 \cdot 24,849 \cdot \frac{0,6}{2} = 11,182 \text{ t.m.}$$

$$T = T_G + T_p + T_{SH} = 38,466 \text{ t}$$

$$M = M_G + M_p + M_{SH} = 11,301 \text{ t.m}$$

Détermination des armatures.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \cdot 11,301 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 234,9^2} = 0,0037 \longrightarrow \left. \begin{array}{l} K=164 \\ \varepsilon=0,9721 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2200}{164} = 25,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'=0$)

armatures tendues.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = 1,18 \text{ cm}^2$$

pourcentage d'acier minimum.

le C.T.C stipule qu'il faut prendre un pourcentage d'acier
égal à : $0,0015 b h t = 7,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4 T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

Remarque:

les moments flechissants dans les linteaux peuvent changer
de sens du fait que les actions horizontales peuvent également changer
de sens, donc on peut prévoir un ferrillage symétrique de la
section transversale du linteau

armatures de répartition ou de peau.

la section des armatures est prise forfaitairement le C.T.C impose
2% de la section totale du béton.

$$A_r = \frac{2}{1000} \cdot 20 \cdot 261 = 10,44 \text{ cm}^2 \Rightarrow 14 T10 \rightarrow 7 T10 / \text{face.}$$

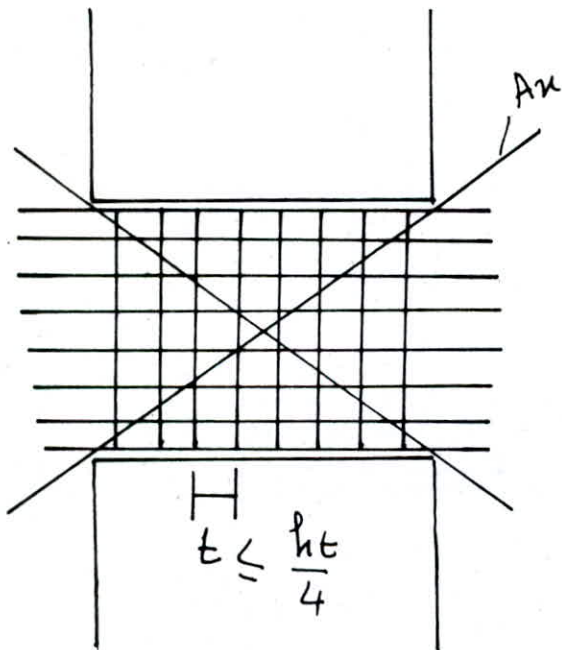
armatures transversales.

on prendra des cadres $\phi 10$

$$\text{avec } t \leq \frac{h_t}{4}$$

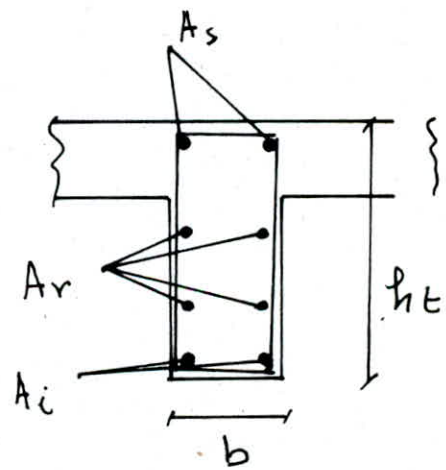
Tableau récapitulatif

	Vt ₂ -Vt ₆		Vt ₃ -Vt ₅		Vt ₄	
Π (t)	24,849	9,186	28,513	23,034	33,399	28,238
T (t)	38,466	1,301	44,04	36,022	51,41	43,583
M (t.m)	11,301	0,261	22,24	21,025	27,037	21,383
A _{adapté} (A _i , A _s)	4T16	2T14	4T16	4T16	4T14 2T16	4T12 2T14
ζ _e	11,46	1,21	28,97	33,18	33,82	35,14
A _r	14T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
A _x	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
t	20	15	15	15	15	15
	L ₁	L ₂	L ₁	L ₂	L ₁	L ₂



$$A_x \geq 0,0015 h_t \cdot b$$

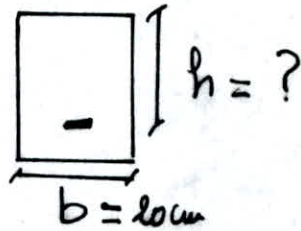
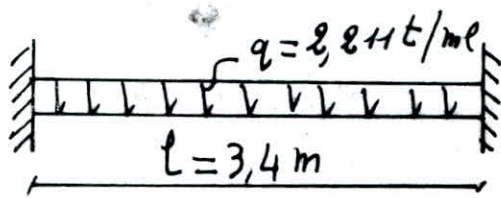
$$\text{si } \zeta_e \geq 0,06 \sigma_{28}$$



$$A_i, A_s \geq 0,0015 b h_t$$

$$A_r \geq 0,008 b h_t$$

ferraillage de la poutre de la dalle (A)



$$M_{ex} = \frac{q l^2}{8}$$

$$M_{ex} = M_{rb} = K b h^2$$

$$K = 24,887 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$M_{ex} = 3,195 \text{ k.m}$$

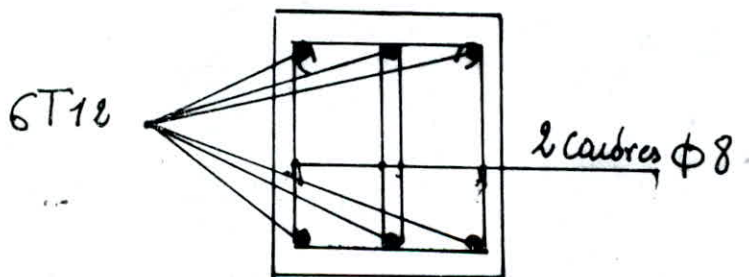
après tout calcul fait on trouve :

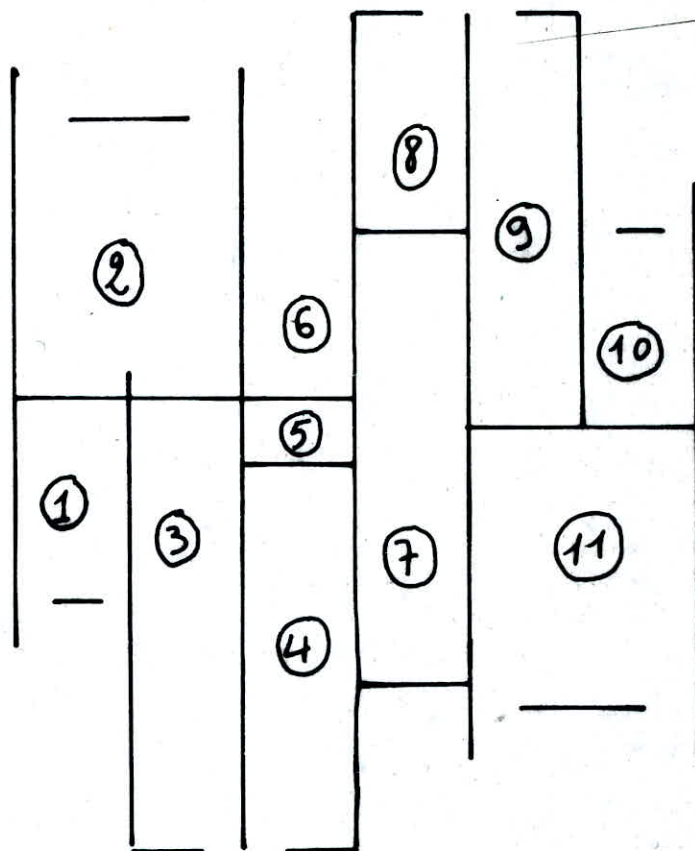
$$h_t = 30 \text{ cm}$$

$$A = 3,32 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3T12$$

la sect^o est ferraillée d'une façon symétrique.





ETUDE DE LA FONDATION

Compte tenu du taux de travail du sol $\bar{\sigma}_s = 1,5$ bars le type de fondation retenue est le radier général.

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante. On admettra de plus que le radier est infiniment rigide.

Le centre de gravité du radier est très peu excentré du centre de gravité du bâtiment, et comme le radier est indéformable dans son ensemble on peut donc affirmer que les charges se répartissent de façon à créer une réaction du sol uniforme.

Le radier sera creusé à une profondeur de 1,20 m, il sera posé sur une couche de béton de propreté d'épaisseur 0,20 m dosé à 150 kg/m^3
 poids total du bâtiment donné par la combinaison du 1^{er} genre
 $N = G + 1,2 P = 2083,421 \text{ t}$: Descende de charge.

1) Surface nécessaire du radier.

$$\frac{N}{S_{\text{mec}}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{\text{mec}} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{2083,421}{15} = 138,89 \text{ m}^2$$

L'emprise du bâtiment est de 263 m^2 , on effectuera un débordement de 0,5 m ce qui nous donnera une surface égale à $306,95 \text{ m}^2$

2) Pression sous le radier

on ne tiendra pas compte du poids du radier

$$P = \frac{N}{S} = \frac{2083,421}{306,95} = 6,79 \text{ t/m}^2$$

3) Prédimensionnement de la dalle.

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$ avec $\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

$$T = \frac{qL}{2} = \frac{6,796,8}{2} = 23,086 \text{ t/ml}$$

le calcul sera fait pour une bande 1ml $\Rightarrow T = 23,086 \text{ t}$

$$\text{dmc } z \geq \frac{T}{1,15 \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{23,086 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 59 \cdot 100} = 34,08 \text{ cm}$$

$$\text{Sachant que } z = \frac{7}{8} h \Rightarrow h = \frac{8z}{7} = 38 \text{ cm}$$

on prend $h_t = 40 \text{ cm}$.

4) Vérification au poinçonnement.

nous cette vérification pour le voile le plus chargé Vt_3

$$N = G + 1,2P = 16,507 \text{ t/ml.}$$

la condition de non poinçonnement est donnée par:

$$1,25 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle.

$$P_c = 2((b + h_t) + (a + h_t)) = 2((100 + 40) + (20 + 40)) = 400 \text{ cm}$$

$$\text{dmc : } 1,25 \frac{16,507 \cdot 10^3}{400 \cdot 40} = 1,29 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de non poinçonnement est vérifiée

5) Stabilité du radier.

a) Sollicitation du 1^{er} genre.

la vérification se fait en tenant compte du poids du radier

$$N = 2083,421 + 2,5 \cdot 0,4 \cdot 306,95 = 2390,371 \text{ t}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{2390,371}{306,95} = 7,79 \text{ t/m}^2 < 15 \text{ t/m}^2$$

b) Sollicitation du 2^{ème} genre.

$$N = G + P + E$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \sigma$$

$$M = 5157,734 \text{ t.m}$$

$$I = 7290,88 \text{ m}^4 \text{ (Théorème de Huygens).}$$

$$U_x = \frac{19}{4} = 4,75 \text{ m}$$

$$\text{donc } \sigma_{1,2} = \frac{2091,438}{306,95} \pm \frac{5157,734}{7290,88} \cdot 4,75 \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 20,538 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 6,814 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 17,107 \text{ t/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 19,95 \text{ t/m}^2 \text{ (vérifié)}$$

$$\bar{\sigma}_s = \sigma_m = 17,107 \text{ t/m}^2$$

$$\text{d'où } \sigma_1 = 20,538 \text{ t/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 17,107 = 22,752 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6,814 \text{ t/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 17,107 = 22,752 \text{ t/m}^2$$

Remarque: la vérification est faite pour le sens transversal qui est le plus défavorable.

6) détermination de la sollicitation la plus défavorable.

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{2390,371}{2091,438} = 1,143 < \frac{\sigma_{cm}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

la sollicitation SP_1 est donc la plus défavorable donc la charge de calcul à considérer sera :

$$q = 5,79 \text{ t/m}^2$$

7) calcul des panneaux.

le radier est calculé comme une plaque renversée.

les panneaux sont supposés appuyés sur leur poutres en fait il y a continuité au delà des extrémités des panneaux, donc il faut diminuer le moment en travée et tenir compte d'un moment aux appuis.

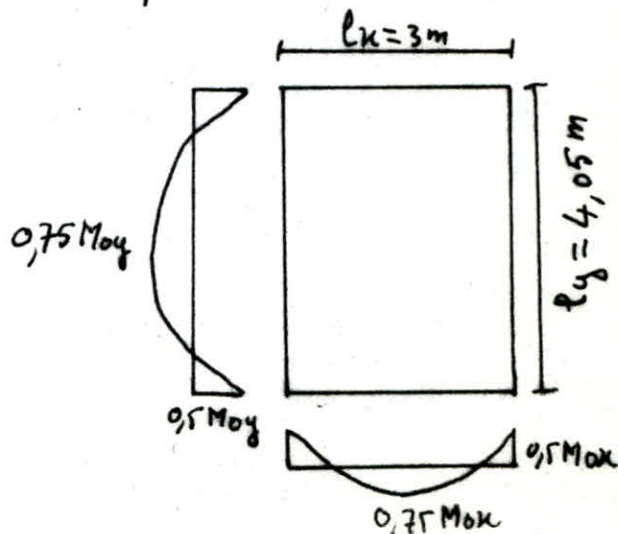
Panneau N°1

$$f = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,05} = 0,74$$

$f = 0,74$ la dalle travaille

dans les 2 sens

$$f = 0,74 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,073 \\ \mu_y = 0,596 \end{cases}$$



$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 3,8 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 2,27 \text{ t.m/ml}$$

moments en travée

$$M_{Ex} = 0,75 \cdot 3,8 = 2,85 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{Ey} = 0,75 \cdot 2,27 = 1,703 \text{ t.m/ml}$$

moments aux appuis

$$M_{ax} = 0,5 \cdot 3,8 = 1,9 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot 2,27 = 1,135 \text{ t.m/ml}$$

determination des armatures.

le calcul est fait en flexion simple par la méthode de P. Charon.

1) Suivant x

- en travée.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0121 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 86,5 \\ \varepsilon = 0,9507 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = 3,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2 (e = 20 \text{ cm})$$

- aux appuis.

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0081 \rightarrow \left. \begin{array}{l} K = 108 \\ \varepsilon = 0,9593 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = 1,99 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8 = 2,51 (e = 20 \text{ cm}).$$

2) Suivant y

- en travée

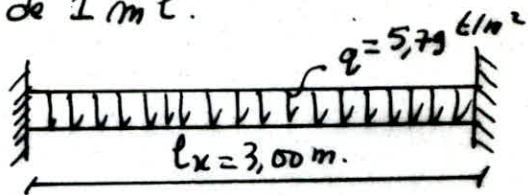
$$A_t = 5T10 (e = 20)$$

$$A_a = 5T8 (e = 20)$$

Panneau N°3

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3 \text{ m} \\ l_y = 9 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,33 < 0,4$$

$\beta < 0,4$ donc la dalle porte sur un seul sens qui est celui du petit côté (l_x). Ce ^{genre} panneau sera calculé comme une poutre appuyée sur 2 côtés pour une bande de 1 m l.



$$M_0 = \frac{q l_x^2}{8} = 6,514 \text{ k.m}$$

- moments en travées

$$M_t = 0,75 M_0 = 4,885 \text{ k.m/ml}$$

- moments aux appuis.

$$M_a = 0,5 M_0 = 3,257 \text{ k.m/ml}$$

armatures :

- en travées

$$A_t = 5T12 \quad (e = 20 \text{ cm})$$

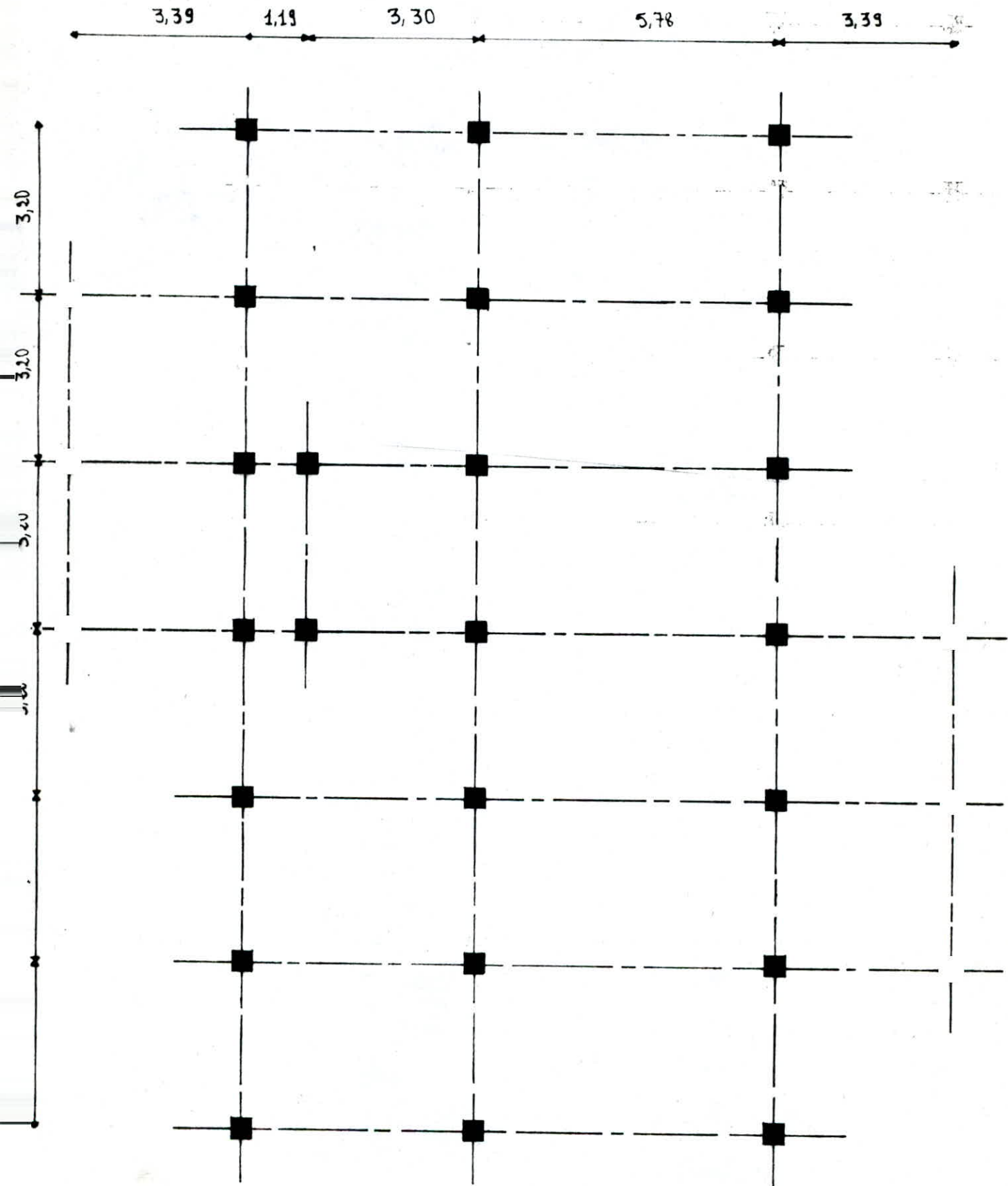
- aux appuis

$$A_a = 5T10 \quad (e = 20 \text{ cm})$$

tableau récapitulatif des armatures.

panneau	armatures suivant l_x		armatures suivant l_y		espacement			
	A_{lx}	A_{ax}	A_{ly}	A_{ay}	e_{lx}	e_{ax}	e_{ly}	e_{ay}
1-10	5T10	5T8	5T10	5T8	20	20	20	20
2-11	6T12	5T10	5T10	5T8	16	20	"	"
3-9	5T12	5T10	5T8	5T8	20	20	"	"
4	5T12	5T8	5T10	5T10	16	20	"	"
5	5T10	5T8	5T10	5T8	20	20	"	"
6	5T10	5T8	5T8	5T8	20	20	"	"
7	5T12	5T10	5T8	5T8	20	20	"	"
8	5T10	5T10	5T8	5T8	20	20	"	"

Remarque: toutes ces armatures sont données par ml.



OSSATURE EN PORTIQUES

Now nous proposons d'étudier le même bâtiment en changeant le système de contreventement. L'ossature en voiles sera remplacée par l'ossature en portique tout en respectant le nombre d'étage et les dimensions au plan de chaque niveau. L'évaluation des charges permanentes et les surcharges d'exploitation est la même que pour l'ossature en voiles, sauf que les voiles sont remplacés par des poutres et des poteaux, que les dalles sont tous en bande à ceps ceux $12+4$ cm les façades sont en briques.

Après un prédimensionnement, nous optons pour des poutres longitudinales de 30×30 cm dans le sens transversal les poutres sont de 35×50 cm tous les poteaux sont des poteaux carrés de 35×35 cm

Les dimensions au plan du bâtiment sont de $19,40$ m dans le sens longitudinal et $17,50$ m dans le sens transversal. La hauteur est de $15,65$ m

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

1 Poutres

La portée maximale des poutres est $L = 5,80$ m suivant le sens y et $L = 3,20$ m suivant le sens x .

Nous predimensionnons la largeur b et la hauteur h_t selon les Conditions suivantes

$$\frac{L}{15} < h_t < \frac{L}{10}$$

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

Les valeurs de b et de h_t sont vérifiées selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien en vigueur (RPA 81) relatif au Coffrage des poutres (Art 4.2.1.2) soit :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

ZONE II

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

- Poutres porteuses (suivant y): $h_t = 50$ cm $b = 35$ cm
- Poutres non porteuses (suivant x): $h_t = 30$ cm $b = 30$ cm

2 Poteaux

Les poteaux sont dimensionnés à partir du processus descente de charge. La section est déterminée par le critère de résistance à la Compression simple : $S \geq \frac{N}{\sigma_b}$

On vérifie de même les Conditions du (RPA 81) relatives au Coffrage des poteaux (Art 4.2.1.1.) soit

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \quad \text{ZONE II}$$

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

$$b_1 = h_1 = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h}{20}$$

Calcul des rigidités

Le calcul de rigidités sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO". C'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de Portiques sollicités par des efforts horizontaux, basée sur les rigidités de niveau et étages dont "MUTO" propose les formules approchées.

C'est une méthode applicable pour les bâtiments à étages rigides dont leurs plans ayant une ossature composée de Portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.

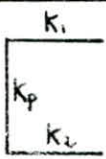
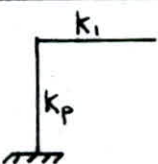
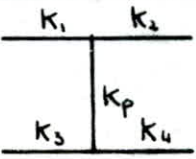
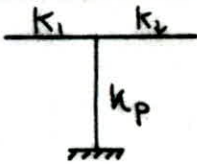
Elle nous permet en une première étape de distribuer les efforts tranchants dans les niveaux correspondants des différents Portiques et en deuxième étape d'en déduire les Moments flechissants dans les Poteaux et dans les poutres.

- Etapes du Calcul.

1: Calcul des rigidités linéaires des Poteaux et Poutres

$$K_{\text{Poteau}} = \frac{I_{\text{Poteau}}}{h^3} ; \quad K_{\text{Poutre}} = \frac{I_{\text{Poutre}}}{l}$$

2: Calcul des Coefficients \bar{K} et a_j dans les 2 sens

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

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

$$r_j^i = \frac{t_j^i}{\delta_j} = \frac{12a_j^i EI_j^i}{h^3} = \frac{12Ea_j^i}{h^2} \times \frac{I_j^i}{h} = \frac{12Ea_j^i K_j^i}{h^2}$$




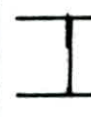
4: Rigidite relative de niveau corrigé d'un portique

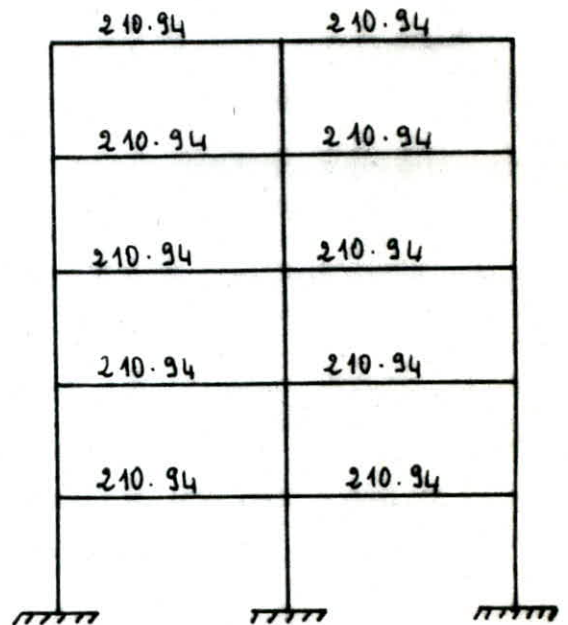
$$R_j = \sum_{i=1}^{L_j} R_j^i = \sum_{i=1}^{L_j} 12E a_j^i \frac{K_j^i}{h^2}$$

5: Rigidite relative d'un etage

$$R_{e_j} = \sum R_j \quad (\text{la somme des rigidites de niveau corrigé de tous les portiques})$$

EXEMPLE de Calcul : Portique longitudinale (1-1)

	FILES DE RIVE		FILES-INTERMÉDIAIRE	
Type de Poteaux				
I cm ⁴	125052,08	125052,08	125052,08	125052,08
K cm ³	415,45	415,45	415,45	415,45
\bar{K}	0.5077	0.5077	1.0154	1.0154
a	0.4018	0.2024	0.5025	0.3367
R_j Kg/cm	8434,48	4248.73	10548.35	7067.90



Rigidite relative de niveau des portiques et de l'etage

1: Dans le sens longitudinale. (sens des x)

Niveau	1-1 R_j t/m	2-2 R_j t/m	3-3 R_j t/m	4-4 R_j t/m	5-5 R_j t/m	6-6 R_j t/m	R_{e_j} t/m
5	1556.54	4383.70	4383.70	0	4383.70	15565.36	16264.17
4	1556.54	4383.70	4383.70	8497.46	4383.70	15565.36	17113.91
3	1556.54	4383.70	4383.70	8497.46	4383.70	15565.36	17113.91
2	1556.54	4383.70	4383.70	8497.46	4383.70	15565.36	17113.91
1	2741.73	6961.07	6961.07	16868.96	6961.07	27417.31	28053.57

$$R_j = \sum_{i=1}^{L_j} 12E a_j^i \frac{K_j^i}{h^2}$$

$$R_{e_j} = \sum R_j$$

2: Dans le sens transversale (sens des y)

Niveau	R_j^{A-A} t/m	R_j^{B-B} t/m	R_j^{C-C} t/m	R_j^{D-D} t/m	R_j^{E-E} t/m	R_j^{F-F} t/m	R_j^{G-G} t/m	R_j
5	3926.03	5616.42	5616.42	6588.64	5643.90	5643.97	4039.58	37055.97
4	3926.03	5616.42	5616.42	8698.18	7772.44	5643.97	4039.58	41313.04
3	3926.03	5616.42	5616.42	8698.18	7772.44	5643.97	4039.58	41313.04
2	3926.03	5616.42	5616.42	8698.18	7772.44	5643.97	4039.58	41313.04
1	4519.09	6311.51	6311.51	9672.46	8453.34	6332.18	4604.31	46204.42

- Détermination du Centre de masse et du Centre de torsion

1: Centre de masse .

le Centre de masse est déterminé à l'aide des expressions suivantes:

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i x_i}{\sum_{i=1}^{i=n} S_i}$$

S_i : Masse de l'élément "i" à l'étage considéré

x_i : la position de l'élément "i" suivant l'axe x

$$y_G = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} S_i y_i}{\sum_{i=1}^{i=n} S_i}$$

y_i : la position de l'élément "i" suivant l'axe y

Niveau	P (t)	x_G (m)	y_G (m)
5	267,11	9,775	8,700
4	256,95	9,741	8,653
3	258,86	9,767	8,682
2	258,86	9,767	8,682
1	258,86	9,767	8,682

$$P = \sum_{i=1}^{i=n} S_i$$

2: Centre de torsion :

le Centre de torsion est déterminé par les expressions suivantes :

$$x_c = \frac{\sum R_{ij}^x x_j^i}{\sum R_{ij}^x}$$

R_{ij}^x Rigidité du portique "i" à l'étage "j" suivant (y)_j(x)

$$y_c = \frac{\sum R_{ij}^y y_j^i}{\sum R_{ij}^y}$$

$(y_j^i), (x_j^i)$: position du portique "i" à l'étage "j" suivant (y)_j(x) .

Niveau Position	5	4	3	2	1
x_c (m)	9,812	9,873	9,873	9,873	9,844
y_c (m)	8,901	9,087	9,087	9,087	9,097

Determination des excentricites entre C et G :

D'après (RPA 81) on a à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des Forces horizontales a une excentricité Par rapport au Centre de torsion égale a la plus grande des 2 valeurs suivantes :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment a ce niveau
- excentricité théorique résultant du calcul

$$e_x = \max \left\{ \frac{5L}{100}, |x_G - x_c| \right\} \quad e_y = \max \left\{ \frac{5L}{100}, |y_G - y_c| \right\}$$

Niveau	x_c (m)	x_G (m)	$e_x = \frac{ x_G - x_c }{(m)}$	e_x réglement	y_c (m)	y_G (m)	$e_y = \frac{ y_G - y_c }{(m)}$	e_y réglement
5	9,812	9,775	0.037	0.9775	8.901	8.700	0.201	0.9775
4	9.873	9,741	0.131	0.9775	9.087	8.653	0.434	0.9775
3	9.873	9.767	0.106	0.9775	9.087	8.682	0.405	0.9775
2	9.873	9.767	0.106	0.9775	9.087	8.682	0.405	0.9775
1	9.844	9.767	0.077	0.9775	9.097	8.682	0.415	0.9775

Calcul de la rigidité a la torsion :

la rigidité a la torsion de l'étage "j" est donnée par la formule suivante :

$$R_{j\theta} = \sum_{i=1}^{6-6} R_{jy}^t [x_j^t]^2 + \sum_{i=1}^{6-5} R_{jx}^l [y_j^l]^2$$

Niveau	5	4	3	2	1
$R_{j\theta}$ (10^3 tm)	1813.00	1833.02	1833.02	1833.02	2338.92

Etude au Seisme

Action Sismique : tout bâtiment sera Conçu et Construit pour résister aux forces sismiques horizontales agissant dans la direction de chacun des axes principaux de la structure non simultanément.

Pour la détermination des forces sismiques on a appliqué la méthode donnée par le bulletin n° 3 du CTC basé sur l'analyse du spectre de réponse de la structure.

1: Détermination des Caractéristiques Dynamique : (T et Φ)

Pour la détermination de (T et Φ) on a appliqué la méthode de Holzer qui est une méthode itérative et qui s'applique très bien aux portiques.

Principe de la méthode :

$$x_j = x_{j+1} - \Delta_{j+1}$$

$$\Delta_{j+1} = \frac{T_{j+1}}{R_{j+1}}$$

$$x_n = 1$$

$$x_0 = 0$$

$$\Delta_{j+1} = \sum_{k=j+1}^n m_k \omega^2 x_k$$

x_j : déplacement absolu à l'étage "j"

x_{j+1} : déplacement absolu au niveau "j+1"

Δ_{j+1} : déplacement relative de l'étage "j+1"

x_n : déplacement absolu du dernier niveau

x_0 : déplacement au niveau de l'encastré

ω : Prise arbitrairement.

1-1: Sens longitudinale.
 $\omega^2 = 60 \text{ rad/s}^2$

niveau	$m_k (10^3 \text{ kg})$	$m_k \omega^2 (10^4 \text{ kg/s}^2)$	$x_k (m)$	$\frac{(10^4 \text{ N})}{m_k \omega^2} x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k (10^4 \text{ N})$	$R_k (10^3 \text{ N/m})$	$\Delta_k (m)$
5	267,11	1602,66	1	1602,66	1602,66	16,264	0,1
4	256,95	1541,7	0,9	1387,53	2990,19	17,114	0,17
3	258,86	1553,16	0,73	1133,81	4123,99	17,114	0,24
2	258,86	1553,16	0,49	761,05	4885,04	17,114	0,29
1	258,86	1553,16	0,20	310,63	5195,67	28,054	0,19

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,81 \text{ s}$$

$$c = 15 \text{ m/s}^2$$

$$(865,95)^2 = 81\%$$

1-2 : sens transversale
 $\omega^2 = 120 \text{ rad/s}^2$

Niveau	$m_k (10^3 \text{ kg})$	$m_k \omega^2 (10^4 \text{ kg/s}^2)$	$x_k (m)$	$m_k \omega^2 x_k (10^4 \text{ N})$	$\sum m_k \omega^2 x_k (10^4 \text{ N})$	$R_k (10^4 \text{ N})$	$\Delta_k (m)$
5	267,11	3205,32	1	3205,32	3205,32	37,056	0,09
4	256,95	3083,10	0,91	2805,89	6011,21	41,313	0,15
3	258,86	3106,32	0,76	2360,80	8372,01	41,313	0,20
2	258,86	3106,32	0,56	1739,54	10111,55	41,313	0,24
1	258,86	3106,32	0,32	994,02	11105,57	46,204	0,24

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,57$$

$$\varepsilon = \frac{[\sum m_k \phi_k]^2}{\sum m_k \sum m_k \phi_k^2} = \frac{(925,46)^2}{(1300,64)(737,09)} = 89\%$$

2: Facteur de Contribution γ .

$$\gamma = \frac{\sum M_k \phi_k}{\sum M_k \phi_k^2}$$

$$\gamma_e = \frac{865,95}{685,69} = 1,26$$

$$\gamma_T = \frac{925,46}{737,09} = 1,26$$

3: Determination du facteurs d'amplification moyen : (RPA 81)

sens longitudinale

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,81 \\ B = 10\% \\ \text{sol meuble} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,57$$

sens transversale

$$\left. \begin{array}{l} T = 0,57 \\ B = 10\% \\ \text{sol meuble} \end{array} \right\} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} = 1,87$$

4: Evaluation des forces sismique.

$$F_k = m_k \ddot{U}_k = m_k \gamma S_a(B, T_i) \cdot \phi_k$$

$$S_a(B, T_i) = S''(B, T_i) \cdot Q$$

$$S''(B, T_i) = \begin{cases} S_a(B, T_i) \times \left(\frac{B}{0,7}\right) & \text{si } T \geq 0,5 \text{ s} \\ \frac{S_a(B, T_i)}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} & \text{si } T < 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

$S(B, T) = A(B, T)$

On a $T > 0,5$ dans les deux sens donc

$$F_k = m_k \cdot \gamma \cdot A \cdot D \cdot \frac{B}{0,7} \cdot Q \cdot \phi_k$$

Détermination du Facteur de Qualité Q

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i$$

Penalites	P_q : long	P_q : trans
1 Condition minimale des files porteurs	0.1	0.1
2 Surabondance en plan	0	0.1
3 Symétrie en plan	0	0
4 Régularité en élévation	0.1	0
5 Contrôle de la qualité des matériaux	0.1	0.1
6 Contrôle de la qualité de la construction	0.1	0.1
	0.4	0.4

$$Q_l = 1.4$$

$$Q_t = 1.4$$

$B = \frac{1}{3}$ portique auto stable ; les cloisons gênent les déformations

$$F_k = m_k \cdot \gamma \cdot A \cdot D \cdot \frac{B}{0,7} \cdot Q \cdot \phi_k$$

sens longitudinale

$$F_k = \begin{bmatrix} 267,11 \\ 256,95 \\ 258,86 \\ 258,86 \\ 258,86 \end{bmatrix} \times 1,26 \times 0,15 \times 1,57 \times \frac{1}{3 \times 0,7} \times 1,4 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 0,9 \\ 0,73 \\ 0,49 \\ 0,2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 52,84 \\ 45,46 \\ 37,38 \\ 25,09 \\ 10,24 \end{bmatrix}$$

sens transversale

$$F_k = \begin{bmatrix} 267,11 \\ 256,95 \\ 258,86 \\ 258,86 \\ 258,86 \end{bmatrix} \times 1,26 \times 0,15 \times 1,87 \times \frac{1}{3 \times 0,7} \times 1,4 \times \begin{bmatrix} 1 \\ 0,91 \\ 0,76 \\ 0,56 \\ 0,32 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 63,27 \\ 55,39 \\ 46,60 \\ 34,34 \\ 19,62 \end{bmatrix}$$

Effort tranchant de niveau j revenant a chaque etage

$$E_1 = F_1 = 52,84t$$

$$F_2 = 52,84t$$

$$E_2 = F_2 = 63,27t$$

$$F_1 = 63,27t$$

$$E_2 = E_1 + F_2 = 98,3t$$

$$F_2 = 45,46t$$

$$E_2 = E_1 + F_2 = 118,66t$$

$$F_2 = 55,39t$$

$$E_3 = E_2 + F_3 = 135,68t$$

$$F_3 = 37,38t$$

$$E_3 = E_2 + F_3 = 165,26t$$

$$F_3 = 46,60t$$

$$E_4 = E_3 + F_4 = 160,77t$$

$$F_4 = 25,09t$$

$$E_4 = E_3 + F_4 = 199,60t$$

$$F_4 = 34,34t$$

$$E_5 = E_4 + F_5 = 171,01t$$

$$F_5 = 10,24t$$

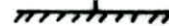
$$E_5 = E_4 + F_5 = 219,22t$$

$$F_5 = 19,62t$$

sens longitudinale



sens transversale

Effort tranchant de niveau " j " revenant a chaque Portique.

Portiques longitudinaux :
$$T_{jx} = E_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j0}} + E_{jx} \frac{R_{jx} \cdot y_j \cdot e_y}{R_{j0}}$$

Portiques transversaux :
$$T_{jy} = E_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j0}} + E_{jy} \frac{R_{jy} \cdot x_j \cdot e_x}{R_{j0}}$$

Portiques longitudinaux.

niveau	(t/m) R_{jx}	(10 ³ t/m) R_{j0}	(t) E_{jx}	(m) e_y	Portique 1 $T_{jx}(t)$	P: 2-2 $T_{jx}(t)$	P: 3-3 $T_{jx}(t)$	P: 4-4 $T_{jx}(t)$	P: 5-5 $T_{jx}(t)$	P: 6-6 $T_{jx}(t)$
5	16264	1813	52,84	0,9775	5,47	15,00	14,49	0	14,35	5,21
4	17114	1833	98,30	0,9775	9,75	26,58	25,56	5,04	25,28	9,26
3	17114	1833	135,68	0,9775	13,44	36,70	35,25	7,00	34,65	12,76
2	17114	1833	160,77	0,9775	15,90	43,51	41,81	8,26	40,51	15,90
1	28054	2338	171,01	0,9775	18,59	45,51	43,27	10,78	42,51	17,69

Portiques transversaux.

niveau	(t/m) R_{jy}	(10 ³ t/m) R_{j0}	(t) E_{jy}	(m) e_x	P: A-A $T_{jy}(t)$	P: B-B $T_{jy}(t)$	P: C-C $T_{jy}(t)$	P: D-D $T_{jy}(t)$	P: E-E $T_{jy}(t)$	P: F-F $T_{jy}(t)$	P: G-G $T_{jy}(t)$
5	37056	1813	63,27	0,9775	8,11	11,00	10,39	11,44	10,44	10,76	7,85
4	41313	1833	118,66	0,9775	13,9	18,78	18,21	25,39	25,21	18,16	13,23
3	41313	1833	165,26	0,9775	19,38	26,16	25,36	35,35	35,11	25,58	18,44
2	41313	1833	199,60	0,9775	23,40	31,60	30,62	42,71	42,38	30,74	22,64
1	46204	2338	219,22	0,9775	27,00	35,47	33,90	46,74	45,59	34,57	25,53

- Calcul de l'effort tranchant revenant a chaque poteau.

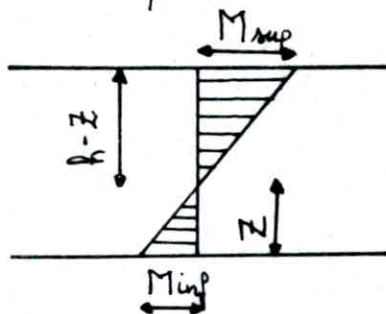
les poteaux d'un meme niveau ont le meme deplacement donc on a :

$$\delta_j^+ = \delta_j^- = \delta_j^i = \dots = \delta_j^i \rightarrow \frac{t_j^+}{r_j^+} = \frac{t_j^-}{r_j^-} = \frac{t_j^i}{r_j^i} = \dots = \frac{t_j^i}{r_j^i} = \frac{T_j}{R_j}$$

$$t_j^i = T_j \frac{r_j^i}{R_j}$$

- Calcul des moments dans les poteaux.

Determination de la position du Point de moment nul dans les Poteaux.



$$M_{inf} = t_j^i \times Z$$

$$M_{sup} = t_j^i \times (h - Z)$$

Z : position du point de moment nul, est donné par : $Z = y h$ avec

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

y_0 : Coefficient donné par les tableaux du Bulletin N° 5 CTC en fonction de

- nombre total de niveau que comporte le portique
- du rang du niveau occupé par le poteau considéré
- de \bar{k}

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire des poutres supérieures et inférieures donné en fonction de $\alpha_1 = \frac{k_1 + k_2}{k_3 + k_4} = \frac{k_s \leftarrow \text{supérieure}}{k_i \leftarrow \text{inférieure}}$

Remarque : si $k_s > k_i$: Prendre $\alpha_1 = \frac{k_i}{k_s}$ et affecter d'un signe moins les valeurs lues dans le tableau.

y_2 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage supérieure adjacente

donné en fonction de $\alpha_2 = \frac{h_s}{h}$ et \bar{k}

h_s : hauteur du poteau supérieur
 h : hauteur du poteau considéré

Remarque : pour les poteaux du dernier niveau on a $y_2 = 0$.

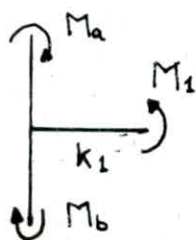
y_3 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage inférieure adjacente

donné en fonction de $\alpha_3 = \frac{h_i}{h}$ et \bar{k} . h_i : hauteur du poteau inférieur

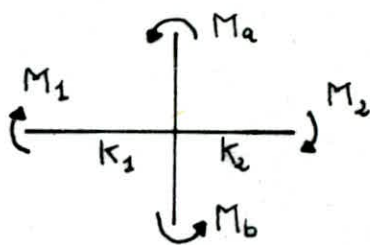
Remarque : au premier niveau $y_3 = 0$

Calcul des Moments dans les poutres :

Dans un nœud le moment résultant des poteaux aboutissant à ce nœud est réparti entre les poutres proportionnellement à leurs rigidités linéaires



$$M_1 = M_a + M_b$$



$$M_1 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

$$M_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} (M_a + M_b)$$

Moment en travée :

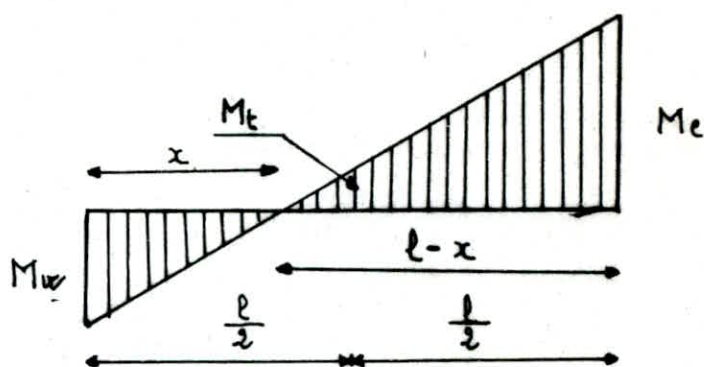
$$\frac{M_w}{x} = \frac{M_e}{l-x} = \frac{M_t}{l/2 - x}$$

$$M_w = \frac{x}{l/2 - x} M_t \quad (1)$$

$$M_e = \frac{l-x}{l/2 - x} M_t \quad (2)$$

$$M_e - M_w = \frac{[(l-x) - x] M_t}{l/2 - x} = \frac{(l-2x) M_t}{l/2 - x} = 2 M_t$$

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



Effort tranchant :

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

Composons l'équation du moment :

$$T = \frac{dM}{dx} \rightarrow M = Tx + b \quad ; \quad x=0 \rightarrow M = M_w = b$$

$$x=l \rightarrow M = Tl + b = Tl + M_w = -M_e$$

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

Effort Normal :

Pour un nœud "i" l'effort normal dans les poteaux sera :

$$N_i = - (T_{ei} - T_{wi}) \quad \text{Compression} \quad \begin{cases} N > 0 & \text{Compression} \\ N < 0 & \text{traction} \end{cases}$$

Portique 1-1 :

Effort tranchant revenant a chaque poteau

Niveau	5			4			3			2			1		
R_j t/cm	15,565			15,565			15,565			15,565			27,417		
T_j (t)	5,47			9,75			13,44			15,90			18,59		
Poteaux	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
r_j t/cm	4,25	7,07	4,25	4,25	7,07	4,25	4,25	7,07	4,25	4,25	7,07	4,25	8,44	10,55	8,44
t_j (t)	1,49	2,48	1,49	2,66	4,43	2,66	3,67	6,10	3,67	4,34	7,22	4,34	5,72	7,15	5,72

Moments dans les poteaux

Niveau	5			4			3			2			1		
Poteau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
y_0	0,30	0,35	0,30	0,40	0,45	0,40	0,45	0,45	0,45	0,50	0,50	0,50	0,75	0,65	0,75
$Z = hy$ (m)	0,903	1,054	0,903	1,204	1,355	1,204	1,355	1,355	1,355	1,505	1,505	1,505	2,257	1,956	2,257
$h - Z$ (m)	2,107	1,956	2,107	1,806	1,655	1,806	1,655	1,655	1,655	1,505	1,505	1,505	0,753	1,054	0,753
t_j (t)	1,49	2,48	1,49	2,66	4,43	2,66	3,67	6,10	3,67	4,34	7,22	4,34	5,72	7,15	5,72
M_{inf} (tm)	1,35	2,62	1,35	3,20	6,00	3,20	4,97	8,26	4,97	6,53	10,87	6,53	12,91	13,99	12,91
M_{sup} (tm)	3,14	4,85	3,14	4,80	7,34	4,80	6,07	10,10	6,07	6,53	10,87	6,53	4,30	7,53	4,30

Moments dans les Poutres (nœuds)

Niveau	5			4			3			2			1		
Nœud	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
M_a (tm)	0	0	0	1,35	2,62	1,35	3,20	6,00	3,20	4,97	8,26	4,97	6,53	10,87	6,53
M_b (tm)	3,14	4,85	3,14	4,80	7,34	4,80	6,07	10,10	6,07	6,53	10,87	6,53	4,30	7,53	4,30
M_2 (tm)	0	2,425	3,14	0	4,98	6,15	0	8,05	9,27	0	9,565	11,50	0	9,20	10,83
M_3 (tm)	3,14	2,425	0	6,15	4,98	0	9,27	8,05	0	11,50	9,565	0	10,83	9,20	0

Remarque: $y_1 = y_2 = y_3 = 0 \rightarrow y = y_0$

Tableau Récapitulatif: Portique 1-1
Moments et efforts tranchants dans les Poutres

Niveau	5		4		3		2		1	
	ab	bc	ab	bc	ab	bc	ab	bc	ab	bc
M_w (tm)	3,140	2,425	6,150	4,980	9,270	8,050	11,500	9,565	10,830	9,200
M_e (tm)	2,425	3,140	4,980	6,150	8,050	9,270	9,565	11,500	9,200	10,830
M_t (tm)	-0,357	0,357	-0,585	0,585	0,610	0,610	-0,967	0,967	-0,815	0,815
T (t)	-1,74	-1,74	-3,48	-3,48	-5,41	-5,41	-6,58	-6,58	-6,26	-6,26

Moments et efforts normaux dans les Poteaux

Niveau	5			4			3			2			1		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
M_{inf} (tm)	1,35	2,62	1,35	3,20	6,00	3,20	4,97	8,26	4,97	6,53	10,87	6,53	12,91	13,99	12,91
M_{sup} (tm)	3,14	4,85	3,14	4,80	7,34	4,80	6,07	10,10	6,07	6,53	10,87	6,53	4,30	7,53	4,30
T (t)	1,49	2,48	1,49	2,66	4,43	2,66	3,67	6,10	3,67	4,34	7,22	4,34	5,72	7,15	5,72
N (t)	1,74	0	-1,74	3,48	0	-3,48	5,41	0	-5,41	6,58	0	-6,58	6,26	0	-6,26
$N_{normale}$ (t)	-1,74	0	-1,74	5,22	0	-5,22	10,63	0	-10,63	17,21	0	-17,21	23,43	0	-23,43

Portique B-B.

Moments et effort tranchant dans les Poutres

Moments et efforts normaux dans les Poteaux

niveau	Poutre	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	M _g (tm)	T(t)
5	ab	4,014	2,886	-0,564	-2,035
	bc	1,693	1,889	0,098	-0,620
	cd	2,431	1,302	-0,565	-0,831
	de	4,174	0	-2,087	-2,981
4	ab	9,178	6,806	1,186	-4,715
	bc	3,992	4,455	0,232	-1,461
	cd	5,735	3,070	1,332	-1,961
	de	9,845	0	4,922	-7,032
3	ab	13,925	10,683	1,621	-7,259
	bc	5,974	6,992	0,509	-2,243
	cd	9,002	4,819	2,091	-3,078
	de	15,455	0	7,727	-11,099
2	ab	18,330	13,772	2,279	-9,470
	bc	8,077	9,013	0,468	-2,957
	cd	11,602	6,212	2,695	-3,967
	de	19,912	0	9,961	-14,230
1	ab	20,184	15,136	2,524	-10,419
	bc	8,877	10,004	0,563	-3,267
	cd	12,878	6,640	3,119	-4,347
	de	21,296	0	10,648	-15,211

niveau	Poteaux	M _{sup} (tm)	M _{inf} (tm)	T(t)	N(t)	N(t) cumule
5	1	4,014	2,966	2,319	-2,035	-2,035
	2	4,579	3,744	2,765	1,415	1,415
	3	4,320	3,533	2,609	-0,211	-0,211
	4	5,476	4,478	3,307	-2,150	-2,150
4	1	6,212	5,623	3,932	-4,715	-6,750
	2	7,054	7,054	4,687	3,254	4,669
	3	6,657	6,657	4,443	-0,500	-0,711
	4	8,437	8,437	5,606	-5,071	-7,221
3	1	8,302	8,302	5,516	-7,259	-14,009
	2	9,895	9,895	6,575	5,016	9,685
	3	9,337	9,337	6,204	-0,835	-1,546
	4	11,837	11,837	7,865	-7,961	-15,182
2	1	10,028	10,028	6,663	-9,470	-23,479
	2	11,954	11,954	7,943	6,513	16,198
	3	11,278	11,278	7,494	-1,010	-2,556
	4	14,297	14,297	9,500	-10,263	-25,445
1	1	10,156	13,746	7,941	-10,419	-33,898
	2	12,059	14,729	8,900	7,152	23,350
	3	11,604	14,173	8,564	-1,080	-3,636
	4	13,639	16,659	10,066	-10,864	-36,309

VERIFICATION DES DEFORMATIONS HORIZONTALES

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le haut de deux Contreventements voisins, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

Déplacements relatifs d'étages :

Le déplacement calculé à partir des forces latérales (sismiques) doit être multiplié par $\frac{1}{2B}$ pour obtenir le déplacement relatif (Art 3.3.7.1. RPA81)

$$\delta_j = \frac{E_j}{R_j} \cdot \frac{1}{2B} \quad \text{avec}$$

δ_j : déplacement relatif du niveau $j/j-1$

$\frac{1}{2B} \geq 1$: dans notre cas ; $\frac{1}{2B} = 1,5$

B : facteur de Comportement de la structure ; ($B = \frac{1}{3}$)

E_j : effort tranchant de niveau j

R_j : rigidité du niveau j

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage soit :

$$\bar{\delta}_j = 0,0075 h_j \quad (\text{Art 3.3.7.1. RPA81})$$

$$\bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot 301 = 2,2575 \text{ cm}$$

niveau	Sens longitudinal (x)				Sens transversal (y)			
	E_j (t)	R_j t/cm	δ_j (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm)	E_j (t)	R_j t/cm	δ_j (cm)	$\bar{\delta}_j$ (cm)
5	52,84	162,64	0,49	2,25	63,27	370,55	0,26	2,25
4	98,30	171,14	0,86	2,25	118,66	413,13	0,43	2,25
3	135,68	171,14	1,19	2,25	165,26	413,13	0,60	2,25
2	160,77	171,14	1,41	2,25	199,60	413,13	0,72	2,25
1	171,01	280,54	0,91	2,25	219,22	462,04	0,71	2,25

Conclusion:

La rigidité de la structure vis à vis des forces sismiques est assurée.

EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES

Le Calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de Caquot. Cette méthode suppose les moments d'inertie des poteaux constants. Le Principe Consiste à choisir un nœud et déterminer les moments agissants à gauche, à droite, en haut et en bas du nœud considéré.

Pour les détails de Calcul se conformer à l'annexe C.C.B.A. 68.

Caractéristiques géométriques: Portique : 1-1

Niveau	5			4			3			2			1		
Nœud	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
l_w (m)	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85
l_e (m)	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/	2,85	2,85	/
h_n (m)	/	/	/	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71
h_s (m)	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71	2,71
I_w (10^3 m^4)	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675
I_e (10^3 m^4)	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/	0,675	0,675	/
I_n (10^3 m^4)	/	/	/	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251
I_s (10^3 m^4)	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251	1,251
l'_w (m)	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28
l'_e (m)	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/	2,28	2,28	/
h'_n (m)	/	/	/	2,433	2,433	2,433	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168
h'_s (m)	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168	2,168
K_w (10^3 m^4)	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296
K_e (10^3 m^4)	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/	0,296	0,296	/
K_n (10^3 m^4)	/	/	/	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577
K_s (10^3 m^4)	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577	0,577
D (10^3 m^4)	0,873	1,168	0,873	1,386	1,682	1,386	1,450	1,746	1,450	1,450	1,746	1,450	1,450	1,746	1,450

Moments aux nœuds sous G : Portique 1-1

Niveau	5			4			3			2			1		
Nœud	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c	a	b	c
q_w (t/ml)	/	0,525	0,525	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975
q_c (t/ml)	0,525	0,525	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975	/	0,975	0,975	/
M'_{w} (tm)	/	0,321	0,321	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596
M'_{c} (tm)	0,321	0,321	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596	/	0,596	0,596	/
M_w (tm)	/	0,321	0,212	/	0,596	0,469	/	0,596	0,474	/	0,596	0,474	/	0,596	0,474
M_c (tm)	0,212	0,321	/	0,469	0,596	/	0,474	0,596	/	0,474	0,596	/	0,474	0,596	/
M'_s (tm)	0,212	0	-0,212	0,248	0	-0,248	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237
M''_s (tm)	0	0	0	0,221	0	-0,221	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237

Moments aux nœuds sous G :

Niveau	5		4		3		2		1	
travée	ab	bc	ab	bc	ab	bc	ab	bc	ab	bc
q (t/ml)	0,525	0,525	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975	0,975
l (m)	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85	2,85
M_{w1} (tm)	0,212	0,321	0,469	0,596	0,474	0,596	0,474	0,596	0,474	0,596
M_{c1} (tm)	0,321	0,212	0,596	0,469	0,596	0,474	0,596	0,474	0,596	0,474
M_{t1} (tm)	0,266	0,266	0,457	0,457	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480	0,480
T_w (t)	0,710	0,786	1,345	1,434	1,346	1,432	1,346	1,432	1,346	1,432
T_c (t)	0,786	0,710	1,434	1,345	1,432	1,346	1,432	1,346	1,432	1,346

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Niveau	5			4			3			2			1		
Poteau	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
M''_s (tm)	0,212	0	-0,212	0,248	0	-0,248	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237
M'_s (tm)	0,221	0	-0,221	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237	0,237	0	-0,237
T_w (t)		0,786	0,710		1,434	1,345		1,432	1,346		1,432	1,346		1,432	1,346
T_c (t)	0,710	0,786		1,345	1,434		1,346	1,432		1,346	1,432		1,346	1,432	
N (t)	0,710	1,572	0,710	1,345	2,868	1,345	1,346	2,864	1,346	1,346	2,864	1,346	1,346	2,864	1,346

Moments et efforts normaux dans les poteaux

Portique : B-B

Moments et efforts normaux dans les poteaux

niveau	Poteau	sous G						sous P					
		$M_{12}^{(k)}$	$M_{15}^{(k)}$	$T_{w1}^{(k)}$	$T_e^{(k)}$	$N^{(k)}$	$N_{cumule}^{(k)}$	$M_{12}^{(k)}$	$M_{15}^{(k)}$	$T_{w1}^{(k)}$	$T_e^{(k)}$	$N^{(k)}$	$N_{cumule}^{(k)}$
5	1	0,313	0,262	/	1,476	1,476	1,476	0,032	0,046	/	0,117	0,117	0,117
	2	0,762	0,426	3,176	5,658	8,834	8,834	0,126	0,189	0,369	0,855	1,224	1,224
	3	-0,477	-0,236	5,799	4,072	9,871	9,871	-0,072	-0,106	0,882	0,708	1,590	1,590
	4	0,237	-0,152	4,063	2,954	7,020	7,020	-0,036	-0,066	0,616	0,448	1,064	1,064
4	1	0,295	0,287	/	2,153	2,153	3,629	0,052	0,051	/	0,277	0,277	0,334
	2	0,480	0,471	3,379	4,823	8,202	17,036	0,212	0,208	0,696	1,714	2,410	3,624
	3	-0,333	0,325	4,896	3,912	8,808	18,679	-0,119	-0,116	1,761	1,344	3,105	4,695
	4	-0,152	-0,148	3,498	2,506	6,004	13,024	-0,074	-0,072	1,306	1,568	2,874	3,938
3	1	0,287	0,287	/	2,166	2,166	5,795	0,051	0,051	/	0,281	0,281	0,675
	2	0,471	0,471	3,366	4,823	8,189	25,225	0,208	0,208	0,691	1,715	2,406	6,040
	3	-0,325	-0,325	4,896	4,149	9,045	27,724	-0,116	-0,116	1,760	1,344	3,104	7,799
	4	0,148	-0,148	3,503	2,506	6,009	19,033	-0,072	-0,072	1,306	1,568	2,874	6,812
2	1	0,287	0,287	/	2,166	2,166	7,961	0,051	0,051	/	0,281	0,281	0,956
	2	0,471	0,471	3,366	4,823	8,189	33,414	0,208	0,208	0,691	1,715	2,406	8,446
	3	-0,325	-0,325	4,896	4,149	9,045	36,769	-0,116	-0,116	1,760	1,344	3,104	10,903
	4	-0,148	-0,148	3,503	2,506	6,009	25,042	-0,072	-0,072	1,306	1,568	2,874	9,686
1	1	0,287	0,144	/	2,166	2,166	10,127	0,051	0,025	/	0,281	0,281	1,237
	2	0,471	0,235	3,366	4,823	8,189	41,603	0,208	0,104	0,691	1,715	2,406	10,852
	3	-0,325	-0,162	4,896	4,149	9,045	45,814	-0,116	-0,058	1,760	1,344	3,104	14,007
	4	-0,148	-0,077	3,503	2,506	6,009	31,051	-0,072	-0,036	1,306	1,568	2,874	12,560

Moment et effort tranchant dans les Poutres

niveau	travée	l (m)	q t/m	sous G				sous P				
				$M_{12}^{(k)}$	$M_{15}^{(k)}$	$T_{w1}^{(k)}$	$T_e^{(k)}$	$q t(m)$	$M_{12}^{(k)}$	$M_{15}^{(k)}$	$T_{w1}^{(k)}$	$T_e^{(k)}$
5	ab	3,04	1,53	0,313	2,897	1,476	3,176	0,16	0,032	0,414	0,117	0,369
	bc	5,43	2,11	3,659	4,042	5,658	5,799	0,32	0,540	0,613	0,855	0,882
	cd	4,14	2,11	3,565	2,305	4,072	4,063	0,32	0,541	0,350	0,708	0,616
	de	1,40	2,11	2,068	0	2,954	0	0,32	0,314	0	0,448	0
4	ab	3,04	1,82	0,557	2,421	2,153	3,379	0,32	0,098	0,734	0,277	0,696
	bc	5,43	1,79	3,328	3,526	4,823	4,896	0,64	1,135	1,261	1,714	1,761
	cd	4,14	1,79	2,898	2,041	3,912	3,498	0,64	1,036	0,957	1,344	1,306
	de	1,40	1,79	1,754	0	2,506	0	1,12	1,098	0	1,568	0
3	ab	3,04	1,82	0,575	2,399	2,166	3,366	0,32	0,101	0,724	0,281	0,691
	bc	5,43	1,79	3,340	3,536	4,823	4,896	0,64	1,141	1,264	1,715	1,760
	cd	4,14	1,79	2,885	2,049	4,149	3,503	0,64	1,032	0,954	1,344	1,306
	de	1,40	1,79	1,754	0	2,506	0	1,12	1,098	0	1,568	0
2	ab	3,04	1,82	0,575	2,399	2,166	3,366	0,32	0,101	0,724	0,281	0,691
	bc	5,43	1,79	3,340	3,536	4,823	4,896	0,64	1,141	1,264	1,715	1,760
	cd	4,14	1,79	2,885	2,049	4,149	3,503	0,64	1,032	0,954	1,344	1,306
	de	1,40	1,79	1,754	0	2,506	0	1,12	1,098	0	1,568	0
1	ab	3,04	1,82	0,575	2,399	2,166	3,366	0,32	0,101	0,724	0,281	0,691
	bc	5,43	1,79	3,340	3,536	4,823	4,896	0,64	1,141	1,264	1,715	1,760
	cd	4,14	1,79	2,885	2,049	4,149	3,503	0,64	1,032	0,954	1,344	1,306
	de	1,40	1,79	1,754	0	2,506	0	1,12	1,098	0	1,568	0

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

les elements structuraux doivent etre dimensionnes pour les combinaisons de charges verticales et horizontales donnee ci dessous . sur la base du (RPA 81)

Poutres $\left\{ \begin{array}{l} G + P + \vec{S}_I \\ 0,8G + \vec{S}_I \end{array} \right.$

Poteaux $\left\{ \begin{array}{l} G + P + 1,2 \vec{S}_I \\ 0,8G + \vec{S}_I \end{array} \right.$

I) Poutres.

- Moment en travée des poutres sous charges verticales : (CCBA 68. "A12")

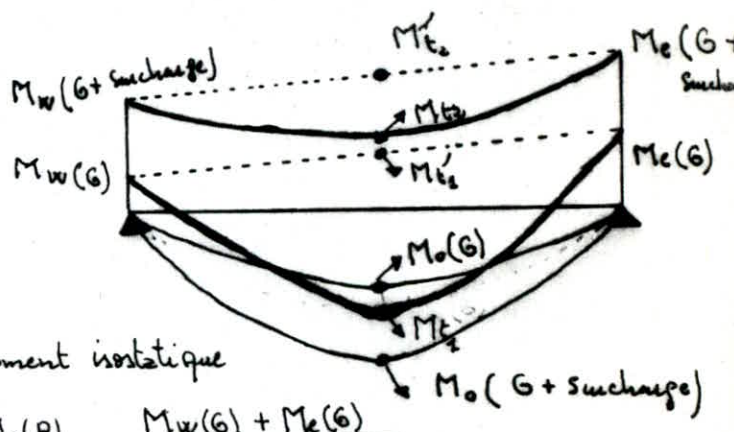
$$M'_{t_1} = \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M'_{t_2} = \frac{M_w(G + \text{surcharge}) + M_e(G + \text{surcharge})}{2}$$

$$M_{t_1} = M_0(G + \text{surcharge}) - M'_{t_1}$$

$$M_{t_2} = M_0(G) - M'_{t_2}$$

M_0, M_e, M_w en valeur absolue ; M_0 : moment isostatique



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

sous $(G + P + \vec{S}_I)$: $M_t = M_0(G) + M_0(P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} + M_t(\vec{S}_I)$

sous $(0,8G + \vec{S}_I)$: $M_t = 0,8M_0(G) - 0,8 \left[\frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \right] + M_t(\vec{S}_I)$

- Moment aux appuis $M_a = M_w$ ou M_e

- Effort tranchant $T = T_w$ ou T_e

sous $(G + 1,2P)$: $M_a = M_a(G) + 1,2M_a(P)$. $T = T(G) + 1,2T(P)$

sous $(G + P + \vec{S}_I)$: $M_a = M_a(G) + M_a(P) + M_a(\vec{S}_I)$. $T = T(G) + T(P) + T(\vec{S}_I)$

sous $(0,8G + \vec{S}_I)$: $M_a = 0,8M_a(G) + M_a(\vec{S}_I)$. $T = 0,8T(G) + T(\vec{S}_I)$

II) les Poteaux :

les poteaux sont dimensionnes pour les combinaisons suivantes

$G + 1,2P$; $G + P + 1,2 \vec{S}_I$; $0,8G + \vec{S}_I$

- Effort normal :

$$N_G = N_{Gt} + N_{Ge}$$

$$N_P = N_{Pt} + N_{Pe}$$

$$N_{S_I} \left\{ \begin{array}{l} N_{S_Ie} \\ N_{S_I t} \end{array} \right.$$

- Moment flechissant.

$$M_G \left\{ \begin{array}{l} M_{Ge} \\ M_{Gt} \end{array} \right.$$

$$M_P \left\{ \begin{array}{l} M_{Pe} \\ M_{Pt} \end{array} \right.$$

$$M_{S_I} \left\{ \begin{array}{l} M_{S_Ie} \\ M_{S_I t} \end{array} \right.$$

les valeurs des moment seront portees dans les tableaux sans signe, parceque

adoptera pour les poteaux sera symetrique

Portique longitudinale 1-1

Moment en travées et en appuis dans les poutres

niveau	travée	G			G + $\bar{S}I$			G + $\bar{S}I$			0,8G + $\bar{S}I$			0,8G + $\bar{S}I$		
		$M_{Wx}(t_w)$	$M_{Wt}(t_w)$	$M_{e}(t_w)$	$M_{Wx}(t_w)$	$M_{t}(t_w)$	$M_e(t_w)$	$M_{Wx}(t_w)$	$M_{t}(t_w)$	$M_e(t_w)$	$M_{Wx}(t_w)$	$M_{t}(t_w)$	$M_e(t_w)$	$M_{Wx}(t_w)$	$M_{t}(t_w)$	$M_e(t_w)$
5	ab	-0,212	0,267	-0,321	-3,352	-0,090	2,104	2,928	0,624	-2,746	-3,310	-0,144	2,168	2,970	0,571	-2,682
	bc	-0,321	0,267	-0,212	-2,746	0,624	2,928	2,104	-0,090	-3,352	-2,682	0,571	2,970	2,168	-0,144	-3,310
4	ab	-0,469	0,457	-0,596	-6,619	-0,128	4,384	5,681	1,042	-5,576	-6,525	-0,219	4,503	5,775	0,951	-5,457
	bc	-0,596	0,457	-0,469	-5,576	1,042	5,681	4,384	-0,128	-6,619	-5,457	0,951	5,775	4,503	-0,219	-6,525
3	ab	-0,474	0,480	-0,596	-9,745	-0,130	7,455	8,795	1,090	-8,645	-9,650	-0,226	7,573	8,891	0,994	-8,527
	bc	-0,596	0,480	-0,474	-8,645	1,090	8,795	7,455	-0,130	-9,745	-8,527	0,994	8,891	7,573	-0,226	-9,650
2	ab	-0,474	0,480	-0,596	-11,975	-0,487	8,960	11,025	1,477	-10,140	-11,880	-0,583	9,085	11,120	1,351	-10,045
	bc	-0,596	0,480	-0,474	-10,140	1,477	11,025	8,960	-0,487	-11,975	-10,045	1,351	11,120	9,085	-0,583	-11,880
1	ab	-0,474	0,480	-0,596	-11,305	-0,335	8,605	10,355	-1,295	-9,795	-11,205	-0,431	8,723	10,451	1,199	-9,676
	bc	-0,596	0,480	-0,474	-9,795	1,295	10,355	8,605	-0,335	-11,305	-9,676	1,199	10,451	8,723	-0,431	-11,205

Moment en travée dans le Portique B-B

niveau	travée	l	$\frac{M_G + M_{w_1}}{2}$ (tm)		M_0 (tm)		M_{t_1} (tm)			M_{t_2} (tm)	
			sous(G)	sous(P)	sous(G)	sous(P)	sous G+1,2P	sous G+P	sous 0,8G	sous G+1,2P	sous G+P
5	ab	3,04	1,605	0,223	1,767	0,185	0,384	0,340	0,130	0,106	0,061
	bc	5,43	3,851	0,576	7,777	1,179	5,341	5,105	3,141	3,235	3,350
	cd	4,14	2,935	0,445	4,521	0,685	2,408	2,271	1,269	1,052	1,141
4	ab	3,04	1,489	0,416	2,102	0,370	1,057	0,983	0,491	0,114	0,197
	bc	5,43	3,427	1,198	6,597	2,359	6,001	5,529	2,536	1,732	1,972
	cd	4,14	2,469	0,996	3,835	1,371	3,011	2,737	1,093	0,171	0,370
3	ab	3,04	1,487	0,412	2,102	0,370	1,059	0,985	0,492	0,121	0,203
	bc	5,43	3,438	1,202	6,597	2,359	5,990	5,518	2,527	1,717	1,957
	cd	4,14	2,467	0,993	3,835	1,371	3,013	2,739	1,094	0,176	0,375
2	ab	3,04	1,487	0,412	2,102	0,370	1,059	0,985	0,492	0,121	0,203
	bc	5,43	3,438	1,202	6,597	2,359	5,99	5,518	2,527	1,717	1,957
	cd	4,14	2,467	0,993	3,835	1,371	3,013	2,739	1,094	0,176	0,375
1	ab	3,04	1,487	0,412	2,102	0,370	1,059	0,985	0,492	0,121	0,203
	bc	5,43	3,438	1,202	6,597	2,359	5,990	5,518	2,527	1,717	1,957
	cd	4,14	2,467	0,993	3,835	1,371	3,013	2,739	1,094	0,176	0,375

Moment en travée des Poutres : (C.C.B.A. A12)

Pour déterminer les moments en travée, on trace la Courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges. On prend comme ligne de fermeture :

- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.
- et Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue, dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

niveau		G + 1,2 P				G + P + S _I				G + P + S _I				0,8 G + S _I			0,8 G + S _I		
		M _w	M _{t₁}	M _{t₂}	M _e	M _w	M _{t₁}	M _{t₂}	M _e	M _w	M _{t₁}	M _{t₂}	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
5	ab	0,354	0,384	0,106	-3,354	-4,359	0,425	0,904	-0,425	3,669	-0,224	-0,503	-6,197	-4,264	0,694	0,568	3,764	-0,434	-5,204
	bc	5,307	5,341	3,235	-4,778	-5,892	3,445	5,203	-2,766	-2,506	5,007	3,252	-6,544	-4,620	3,238	-1,345	-1,234	3,046	-5,123
	cd	2,408	2,408	1,052	2,725	-6,537	1,706	2,835	-1,353	-1,675	1,707	0,576	-3,957	-5,283	1,834	-0,542	-0,421	0,704	-3,146
	de	-2,445				-4,556				1,792				-5,828				-2,520	
4	ab	1,057	1,057	0,114	-3,302	-9,833	1,383	2,169	3,651	8,523	-0,203	-0,989	-9,961	-9,624	1,677	4,869	8,732	-8,195	-8,743
	bc	6,001	6,001	1,732	-5,039	-10,198	2,204	5,761	-0,332	1,272	5,297	1,740	-9,242	-8,397	2,768	1,634	3,073	2,304	-7,276
	cd	3,011	3,011	0,171	3,189	-9,669	1,702	4,069	0,072	1,801	1,405	-0,962	-6,068	-8,053	2,425	1,437	3,417	0,238	-4,703
	de	-3,072				-12,697				6,993				-11,248				8,442	
3	ab	1,059	1,059	0,121	-3,268	-14,601	1,824	2,606	7,860	13,249	-0,636	-1,418	-13,806	-14,385	2,113	8,764	13,465	-1,199	-12,602
	bc	5,990	5,990	1,717	-5,053	-10,455	2,466	6,027	2,192	1,493	5,009	1,448	-11,790	-8,646	3,036	4,163	3,302	2,018	-9,821
	cd	3,013	3,013	0,176	3,194	-12,919	2,466	4,83	1,816	5,085	0,648	-1,716	-7,822	-11,310	3,185	3,180	6,694	-0,997	-6,458
	de	-3,072				-18,907				12,603				-16,858				14,052	
2	ab	1,059	1,059	0,121	-3,268	-19,006	2,482	3,264	10,649	17,654	-1,294	-2,076	-16,895	-18,790	2,771	11,853	17,870	-1,787	-15,691
	bc	5,990	5,990	1,717	-5,053	-12,558	2,425	5,986	4,213	3,596	5,050	1,489	-13,840	-10,749	2,995	6,184	5,405	2,059	-11,842
	cd	3,013	3,013	0,176	3,194	-15,519	3,07	5,434	3,209	7,685	0,044	-2,32	-9,215	-13,910	3,789	4,573	9,294	-1,601	-7,851
	de	-3,072				-22,774				17,070				-21,325				18,519	
1	ab	1,059	1,059	0,121	-3,268	-20,86	2,727	3,509	12,013	19,508	-1,539	-2,321	-18,259	-20,444	3,016	13,217	19,724	-2,032	-17,055
	bc	5,990	5,990	1,717	-5,053	-13,358	2,520	6,081	5,204	4,396	4,955	1,394	-14,804	-11,569	3,090	7,175	6,205	1,964	-12,835
	cd	3,013	3,013	0,176	3,194	-16,444	3,494	5,858	3,637	8,932	-0,380	2,744	-9,643	-15,291	4,213	5	10,475	-2,025	-8,279
	de	-3,072				-24,148				18,444				-22,699				19,893	

Portique 1-1; Efforts tranchants dans les Poutres

niveau	travée	G		$G + \bar{S}_I$		$G + \bar{S}_I$		$0,8G + \bar{S}_I$		$0,8G + \bar{S}_I$	
		$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$
5	ab	0,710	0,786	2,450	-0,954	-1,030	2,526	2,308	-1,111	-1,172	2,369
	bc	0,786	0,710	2,526	-1,030	-0,954	2,450	2,369	-1,172	-1,111	2,308
4	ab	1,345	1,434	4,825	-2,045	-2,135	4,914	4,556	-2,333	-2,404	4,627
	bc	1,434	1,345	4,914	-2,135	-2,045	4,825	4,627	-2,404	-2,333	4,556
3	ab	1,346	1,432	6,756	-3,978	-4,064	6,842	6,487	-4,263	-4,333	6,556
	bc	1,432	1,346	6,842	-4,064	-3,978	6,756	6,556	-4,333	-4,263	6,487
2	ab	1,346	1,432	7,926	-5,148	-5,234	8,012	7,657	-5,434	-5,503	7,726
	bc	1,432	1,346	8,012	-5,234	-5,148	7,926	7,726	-5,503	-5,434	7,657
1	ab	1,346	1,432	7,606	-4,828	-4,914	7,692	7,337	-5,114	-5,183	7,406
	bc	1,432	1,346	7,692	-4,914	-4,828	7,606	7,406	-5,183	-5,114	7,337

Portique B-B; Efforts tranchants dans les Poutres

niveau	travée	$G + 1,2P$		$G + P + \bar{S}_I$		$G + P + \bar{S}_I$		$0,8G + \bar{S}_I$		$0,8G + \bar{S}_I$	
		$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$
5	ab	1,616	3,619	3,628	1,51	-0,442	5,580	3,216	0,506	-0,854	4,576
	bc	6,684	6,857	7,133	6,061	5,893	7,301	5,146	4,019	3,906	5,259
	cd	4,922	4,802	5,611	3,848	3,949	5,510	4,089	2,419	2,427	4,081
	de	3,492		6,383		-0,421		5,344		-0,618	
4	ab	2,485	4,924	7,145	-0,64	-2,285	8,790	6,437	-2,012	-2,933	7,418
	bc	6,880	7,009	10,992	5,196	2,082	8,118	8,313	2,456	-0,597	5,378
	cd	5,525	5,065	7,217	2,843	3,295	6,765	5,091	0,837	1,169	4,759
	de	4,388		11,106		-2,958		9,037		-5,027	
3	ab	2,503	4,195	9,706	-3,202	-4,812	11,316	8,992	-4,566	-5,526	9,952
	bc	6,881	7,008	8,781	4,413	4,295	8,899	6,101	1,674	1,615	6,160
	cd	5,762	5,716	8,571	2,377	2,415	8,533	6,397	0,241	0,241	6,397
	de	4,388		15,113		-6,965		13,044		-9,034	
2	ab	2,503	4,195	11,917	-5,413	-7,023	13,527	11,203	-6,777	-7,737	12,163
	bc	6,881	7,008	9,495	3,699	3,581	9,613	6,815	0,960	0,901	6,874
	cd	5,762	5,070	9,460	0,842	1,526	8,776	7,284	-1,165	-0,648	6,769
	de	4,388		18,304		-10,156		16,235		-12,225	
1	ab	2,503	4,195	12,866	-6,362	-7,972	14,476	12,152	-7,726	-8,687	13,112
	bc	6,881	7,008	9,805	3,389	3,271	9,923	7,125	0,650	0,591	7,184
	cd	5,762	5,070	9,840	0,462	1,146	9,156	7,666	1,545	-1,028	7,149
	de	4,387		19,275		-11,137		17,216		-13,206	

Niveau	Section	G+1,2P			G+P+1,2S _e			G+P+1,2S _e			G+P+1,2S _e			G+P+1,2S _e		
		M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
5	T	0,212	0,351		3,980	0	0,974	3,556	0	5,455	0	5,112		0	4,472	
	b	0,221	0,317	3,085	1,241	0	0,974	1,399	0	5,150	0	3,867	0,620	0	3,251	5,504
4	T	0,248	0,357		6,008	0		5,512	0		0	7,801		0	7,107	
	b	0,237	0,348	7,695	4,077	0	1,352	3,603	0	15,880	0	7,086	1,474	0	6,410	15,716
3	T	0,237	0,348		7,521	0		7,047	0		0	10,300		0	9,624	
	b	0,237	0,348	12,313	6,201	0	-0,578	5,727	0	24,934	0	10,300	4,633	0	9,624	28,989
2	T	0,237	0,348		8,073	0	3,91	7,599	0		0	12,372		0	11,696	
	b	0,237	0,348	16,931	8,073	0	-3,912	7,599	0	37,392	0	12,372	11,435	0	11,696	44,915
1	T	0,237	0,348		5,397	0		4,923	0		0	12,525		0	11,849	
	b	0,118	0,175	21,549	15,610	0	-6,814	15,374	0	49,418	0	16,665	19,376	0	16,325	61,980

POTEAU 1

T: tête du poteau

b: base du poteau

niveau	Section	0,8G+S _e			0,8G+S _e			0,8G+S _e			0,8G+S _e			0,8G+S _e		
		M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
5	T	3,310	0	0,768	2,970	0	4,25	0	4,264	0,4	0	3,744		0	3,744	
	b	1,527	0	0,768	1,173	0	4,25	0	3,176	0,475	0	2,756	4,545			
4	T	4,999	0		4,602	0		0	6,448		0	5,976				
	b	3,390	0	0,865	3,011	0	11,305	0	5,853	0,665	0	5,393	12,835			
3	T	6,260	0		5,880	0		0	8,532		0	8,072				
	b	5,160	0	-0,966	4,780	0	20,294	0	8,532	4,345	0	8,072	23,673			
2	T	6,720	0		6,340	0		0	10,258		0	9,798				
	b	6,720	0	-3,968	6,340	0	30,452	0	10,258	10,237	0	9,798	36,721			
1	T	4,4900	0		4,110	0		0	10,386		0	9,926				
	b	13,004	0	-6,609	12,816	0	40,251	0	13,911	13,077	0	12,124	50,210			

niveau	Section	G + 1,2P			G + P + 1,2S _e			G + P + 1,2S _e			G + P + 1,2S _e			
		M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	
5	T	0,09	0,913		5,766	0		5,586	0		6,383	0	4,607	
	b	0,151	0,653	12,198	3,217	0	11,674	2,903	0	12,194	5,108	10,286	0	3,878
4	T	0,140	0,734		8,648	0		8,368	0		9,157	0	7,773	
	b	0,151	0,721	25,796	7,111	0	24,377	6,803	0	25,761	9,144	19,466	0	7,786
3	T	0,151	0,721		11,911	0		11,609	0		12,553	0	11,195	
	b	0,151	0,721	39,394	9,775	0	37,044	9,473	0	39,328	12,553	26,564	0	11,195
2	T	0,151	0,721		12,811	0		12,509	0		15,024	0	13,666	
	b	0,151	0,721	52,992	12,811	0	49,454	12,509	0	53,153	15,024	31,865	0	13,666
1	T	0,151	0,721		8,875	0		8,573	0		15,150	0	13,792	
	b	0,075	0,360	66,590	16,275	0	61,939	16,125	0	66,861	18,014	36,400	0	13,336

POTEAU 2

T: tête du Poteau

b: base du Poteau

niveau	Section	0,8G + S _e			0,8G + S _e			0,8G + S _e			0,8G + S _e		
		M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N	M _x	M _y	N
5	T	4,802	0		4,658	0	8,785	0	5,189	0	3,919		
	b	2,676	0	8,351	2,424	0	8,785	0	4,085	7,153	0	3,403	9,983
4	T	7,292	0		6,938	0		7,438			0	6,690	
	b	5,921	0	16,571	5,679	0	17,725	0	7,431	12,479	0	6,677	21,817
3	T	9,921	0		9,679	0		10,272			0	9,518	
	b	8,141	0	24,765	7,889	0	26,669	0	10,272	16,032	0	9,518	35,402
2	T	10,671	0		10,429	0		12,331			0	11,577	
	b	10,671	0	32,745	10,429	0	35,827	0	12,331	18,088	0	11,577	50,484
1	T	7,391	0		7,148	0		12,436			0	11,682	
	b	13,569	0	46,821	13,440	0	44,808	0	14,917	19,505	0	14,541	66,791

niveau	Section	$G+1,2P$			$G+P+1,2\vec{S}_p$			$G+P+1,2\vec{S}_e$			$G+P+1,2\vec{S}_e$			$G+P+1,2\vec{S}_e$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	T	0,09	0,563		5,766	0		5,586	0		0	5,733		0	4,635	
	b	0,157	0,423	13,655	3,217	0	13,097	2,903	0	13,537	0	4,642	13,084	0	3,838	13,590
4	T	0,140	0,476		8,648	0		8,368	0	28	0	8,44		0	7,536	
	b	0,151	0,464	28,712	7,111	0	27,081	6,809	0	28,465	0	8,429	26,920	0	7,547	28,626
3	T	0,151	0,464		11,911	0		11,609	0		0	11,645		0	10,763	
	b	0,151	0,464	44,004	9,775	0	43,302	9,473	0	43,586	0	11,645	40,589	0	10,763	44,299
2	T	0,151	0,464		12,811	0		12,509	0		0	13,975		0	13,033	
	b	0,151	0,464	59,296	12,811	0	55,266	12,509	0	58,964	0	13,975	54,048	0	13,033	60,182
1	T	0,151	0,464		8,875	0		8,573	0		0	14,366		0	13,484	
	b	0,075	0,232	74,587	16,275	0	69,745	16,125	0	74,227	0	17,228	67,423	0	16,788	76,149

POTEAU 3

T : tête du Poteau

b : base du Poteau

niveau	Section	$0,8G + \vec{S}_p$			$0,8G + \vec{S}_e$			$0,8G + \vec{S}_e$			$0,8G + \vec{S}_e$		
		M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N	M_x	M_y	N
5	T	4,802	0	9,337	4,658	0		0	4,702		0	3,938	
	b	2,676	0	9,337	2,424	0	9,768	0	3,77	9,340	0	3,296	9,762
4	T	7,202	0	13,193	6,978	0		0	6,923		0	6,391	
	b	5,921	0	18,193	5,679	0	19,347	0	6,917	18,059	0	6,397	19,481
3	T	9,921	0	27,225	9,679	0		0	9,597		0	9,077	
	b	8,141	0	27,225	7,899	0	29,129	0	9,597	26,431	0	9,077	29,723
2	T	10,671	0	36,044	10,429	0		0	11,538		0	11,018	
	b	10,671	0	36,044	10,429	0	39,126	0	11,538	35,029	0	11,018	40,141
1	T	7,391	0		7,149	0		0	11,864		0	11,344	

FERRAILLAGE DES POUTRES

A) Armatures longitudinales

Les Poutres sont ferrillées à la flexion simple (A-15 CCBA 68/70).

la section d'acier sera donnée par la plus défavorable des sollicitations du 1^{er} genre (Max S_{R1}) et du second genre (Max S_{R2}).

on adoptera toujours la plus grande des quantités d'acier entre celle nécessaire déterminée par le calcul et celle minimale exigée par la réglementation. (RPA81)

Prescription RPA 81 :

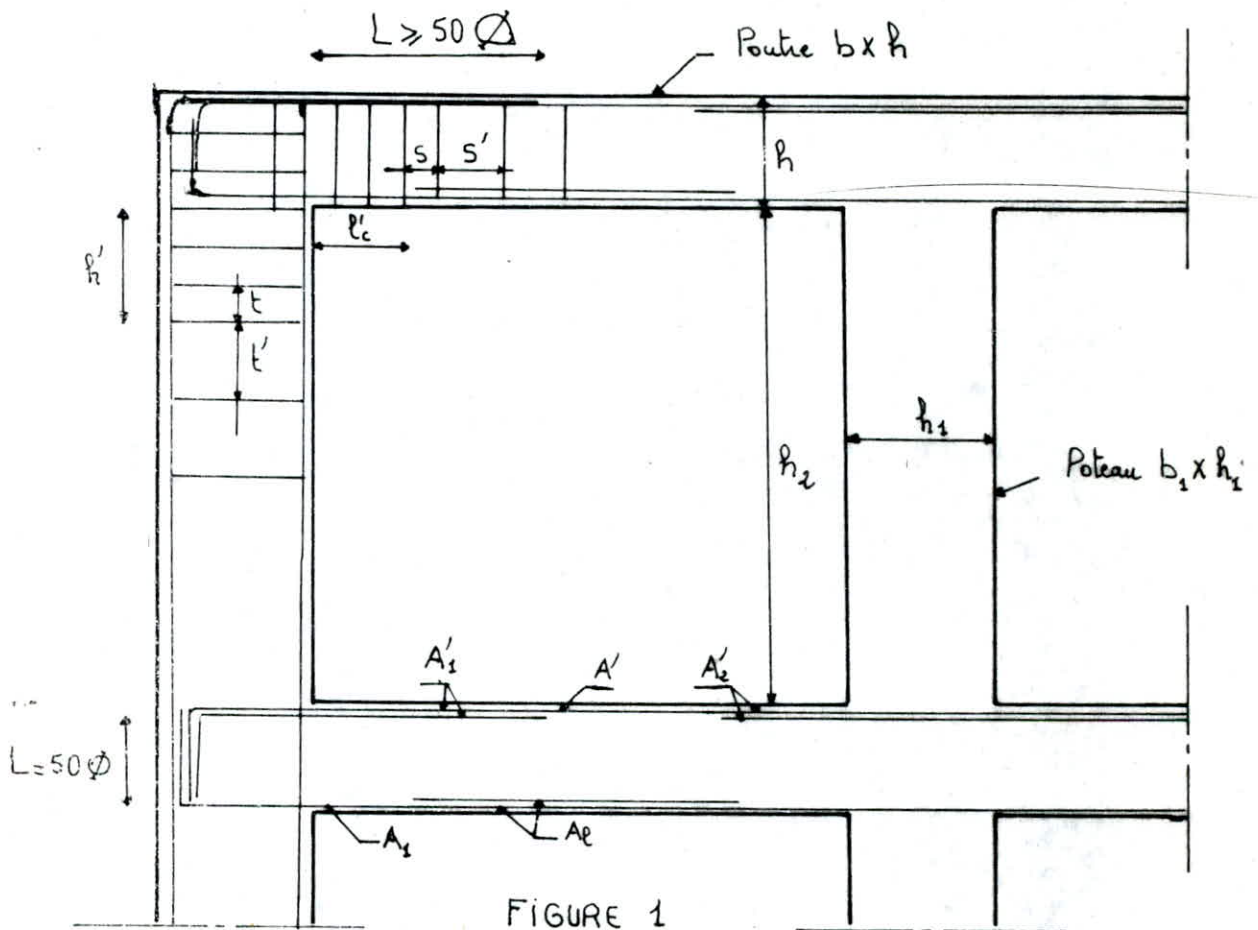


FIGURE 1

Zone nodale :

$$p' = 2 \cdot h$$

$$h' = \max \left(\frac{h_1}{6}, b_1, h_2, 60 \text{ cm} \right)$$

	P. longitudinale	P. transversale
$p'(\text{cm})$	60	100
$h'(\text{cm})$	60	60

- ancrage des armatures longitudinale inférieures et supérieures.

$$l_1 \geq 20 \phi$$

$$l_2 \geq \max(30 \phi, 50 \text{ cm})$$

ϕ	$l_1(\text{cm})$	$l_2 \text{ cm}$
14	28	50
16	32	50

sur toute la hauteur de la poutre et en chaque section on a :

$$A_{\text{long}}^{\text{min}} = 0,3\% b h$$

$$A_{\text{long}}^{\text{max}} = 2,5\% b h$$

les Poutres supportent les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes d'une section minimale :

$$A' \geq \max\left(\frac{A'_1}{4}, \frac{A'_2}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

$$A_1 \geq \max\left(\frac{A_2}{2}, \frac{A_c}{4}, 3 \text{ cm}^2\right)$$

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

B) Armatures transversales :

Les armatures transversales des Poutres sont calculées pour l'effort tranchant du 1^{er} genre (SP1) conformément à l'esprit de l'art 24,3 CCBA 68/70

la Contrainte de cisaillement max : $\tau_b^{\text{max}} = \frac{T^{\text{max}}}{b z}$ avec $z = \frac{7}{8} h$

Contrainte admissible de cisaillement $\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour } \tau_b' < \bar{\tau}_b' \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\tau}_b \\ \text{Pour } \bar{\tau}_b' \leq \tau_b' \leq 2 \bar{\tau}_b' \rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\tau_b'}{\bar{\tau}_b'}\right) \bar{\tau}_b \end{array} \right.$

si $\tau_b \leq \bar{\tau}_b \rightarrow$ armature d'axe droit

si $\bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{\tau}_b \rightarrow$ armature d'axe droites plus barres d'axe inclinées

si $\tau_b > 5 \bar{\tau}_b \rightarrow$ redimensionner la section

Contrainte admissible des armatures transversales $\bar{\tau}_{\text{et}} = \begin{cases} 2/3 \tau_{\text{en}} \text{ avec reprise du béton} \\ \sup \left\{ \left(1 - \frac{\tau_b}{5 \bar{\tau}_b}\right) \tau_{\text{en}} \right. \\ \left. 2/3 \tau_{\text{en}} \right\} \end{cases}$

Espacement des Cour successifs d'armatures transversales

$$S = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\tau}_{\text{et}}}{T} \quad \text{avec } A_t: \text{ section d'armatures transversales ; } A_t^{\text{min}} = 0,003 S b$$

Espacement admissible : $\bar{S} = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \phi_l^{\text{min}}\right)$ zone nodale et travée avec armature comprimée

vérifications

- Contraintes: la section d'acier adoptée est supérieure à celle calculée, on gardera le même bras de levier que celui supposé dans les calculs donc la vérification est inutile.

- Condition de Non fragilité: $A_{min} \geq 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cr}} \rightarrow \begin{cases} A_{min} \geq 0,79 \text{ coefficient} \\ \text{longitudinal} \\ A_{min} \geq 1,53 \text{ coefficient} \\ \text{transversal} \end{cases}$

- Fissuration:

on doit avoir $\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cr} \leq \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2)$ avec $\bar{\sigma}_1 = \frac{k_1 \bar{\omega}_f}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$, $\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_2 \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$\bar{\omega} = \frac{A}{bd}$, $\eta = 1,6$ pour H.A, $k = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

Pour $\phi = 12 \rightarrow \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2832$ et comme on utilisera des bords

de diamètre $\phi > 12 \text{ mm} \rightarrow \bar{\sigma}_2 < 2800 \rightarrow \bar{\sigma}_2 < \bar{\sigma}_a$.

Il faut donc avoir $\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_a \rightarrow \frac{k_1 \bar{\omega}_f}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} > \bar{\sigma}_a \rightarrow \bar{\omega}_f > \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k_1 - 10 \phi \bar{\sigma}_a} = \omega_f$

$\bar{\omega}_f = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k_1 - 10 \phi \bar{\sigma}_a}$ le plus gros diamètre utilisé $\phi = 16 \rightarrow \omega_f = 0,023$

- Fleche.

$$a) h_t^{\min} \geq \frac{l_{\max}}{16}$$

$$b) h_t^{\min} \geq \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_0}$$

$$c) A_c^{\max} \leq bh \cdot \frac{43}{\bar{\sigma}_{cr}}$$

il est inutile de vérifier la fleche si les 3 conditions sont vérifiées.

- Condition de Non écrasement du béton (CCBA 68 art 30,62 §)

$$r \geq 0,1 \phi \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \left(1 + \frac{\phi}{d}\right) \cdot U$$

$U = 1$: bords isolés ou fait partie d'un ensemble de bords courbes disposés en 1 seul lit

$U = \frac{5}{3}$: bords courbes, fait partie d'un ensemble disposés en deux lits

$$r_{\min} = 5,5 \phi$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow r \geq 0,1 \cdot 1,6 \cdot \frac{2800}{68,75} \left(1 + \frac{1,6}{10}\right) U = 7,56 U$$

$$U = 1 \rightarrow r \geq 7,56 \text{ cm}$$

$$U = \frac{5}{3} \rightarrow r \geq 12,6 \text{ cm}$$

$$r_{\min} = 5,5 \phi = 5,5 \cdot 1,6 = 8,8 \text{ cm}$$

dans tous les cas $r = 12,6 \text{ cm}$

avec comme conditions 2 lits au maximum

Conditions aux appuis.

. Béton : l'effort tranchant " T_{max} " Provoque des efforts de Compression dans la bielle de béton inclinée à 45° .

Il est donc requis de vérifier la Contrainte de Compression

Simple dans la bielle du béton :

$$\overline{\sigma}'_b = \frac{T\sqrt{2}}{b_c\sqrt{2}} = \frac{2T}{b_c} \leq \overline{\sigma}'_{b_0}$$

Cette Condition s'exprime sous la forme :

$$c \geq \frac{2T}{b_c \overline{\sigma}'_{b_0}} = c_0$$

avec : $a =$ largeur du Poteau
 $b_c :$ largeur de la Poutre } $\rightarrow c = a - (d+r)$
 $T = T_{max}$

. Acier : les aciers sont soumis à des efforts de traction (Armatures inférieures)

$$A_s \overline{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} \text{ avec } z = \frac{7}{8} h \text{ et } M \text{ en valeur algébrique.}$$

. Condition de non entraînement des bannes : (Art 29,11 CCBA 68/70)

On doit vérifier : $\overline{\epsilon}_d \leq \overline{\epsilon}_d$

$$\text{avec } \overline{\epsilon}_d = 24 \mu \cdot \overline{\sigma}'_b = 3 \overline{\sigma}'_b \quad (\mu = 1,5 \text{ Pour H.A})$$

$$\overline{\epsilon}_d = \frac{T_{max}}{n P_i z}$$

$T :$ effort tranchant max

$P_i :$ Périmètre de la banne

$n :$ nombre de bannes

$$z = \frac{7}{8} h$$

$A_s :$

Portique 1-1 ; Détermination de la section d'armature

1) En Appuis :

niveau	Appui	M (tm)	type	σ_b kg/cm ²	A (cm ²)	A adopté
5	a, c	3,352	2	102,045	2,92	3T16
	b	2,746	2	90,592	2,377	3T16
4	a, c	6,619	2	155,936	5,964	3T16
	b	5,576	2	139,624	4,977	3T16
3	a, c	9,745	2	200,797	8,985	3T16+2T14
	b	8,645	2	185,376	7,912	3T16+2T14
2	a, c	11,975	2		10,991	6T16
	b	10,140	2	206,240	9,373	6T16
1	a, c	11,305	2		10,400	6T16
	b	9,795	2	201,489	9,034	3T16+2T14

2) En travée

niveau	travée	M (tm)	type	σ_b kg/cm ²	A adopté (cm ²)	A adopté
5	ab	0,624	2	39,226	0,516	3T16
	bc	0,624	2	39,226	0,516	3T16
4	ab	1,042	2	51,997	0,872	3T16
	bc	1,042	2	51,997	0,872	3T16
3	ab	1,090	2	53,318	0,914	3T16
	bc	1,090	2	53,318	0,914	3T16
2	ab	1,477	2	63,259	1,249	3T16
	bc	1,477	2	63,259	1,249	3T16
1	ab	1,295	2	58,724	1,091	3T16
	bc	1,295	2	58,724	1,091	3T16

Portique B-B; Détermination de la section d'armature

1) En Appuis

niveau	Appui	M (tm)	type	σ_b (kg/cm ²)	A cm ²	A adopté
5	a	4,359	2	59,990	2,21	4T16
	b	4,307	1	50,075	3,31	4T16
	c	4,778	1	53,184	3,68	4T16
	d	6,556	2	75,750	3,36	4T16
4	a	9,833	2	96,130	5,12	4T16
	b	10,198	2	98,247	5,32	4T16
	c	9,660	2	95,117	5,02	4T16
	d	12,697	2	112,164	6,68	4T16
3	a	14,601	2	122,210	7,74	4T16
	b	13,806	2	118,0670	7,29	4T16
	c	12,919	2	113,357	6,81	4T16
	d	18,307	2	140,775	9,81	6T16
2	a	19,006	2	144,156	10,21	6T16
	b	16,895	2	133,839	9,02	6T16
	c	15,519	2	126,927	8,25	6T16
	d	22,774	2	161,867	12,35	8T16
1	a	20,860	2	152,971	11,26	6T16
	b	18,259	2	140,542	9,78	6T16
	c	16,664	2	132,690	8,89	6T16
	d	24,148	2	168,141	13,14	8T16

2) En travée :

niveau	travée	M (tm)	type	\overline{P}_6 kg/cm ²	A calc	A adopté
5	ab	0,904	2	25,481	0,443	4T16
	bc	5,341	1	56,766	4,136	4T16
	cd	2,408	1	35,99	1,820	4T16
4	ab	2,169	2	40,750	1,078	4T16
	bc	6,001	1	71,982	3,067	4T16
	cd	3,011	1	40,806	2,287	4T16
3	ab	2,606	2	45,056	1,305	4T16
	bc	5,990	1	60,739	4,660	4T16
	cd	3,013	1	40,821	2,289	4T16
2	ab	3,264	2	51,024	1,638	4T16
	bc	5,990	1	60,739	4,660	4T16
	cd	3,013	1	40,821	2,289	4T16
1	ab	3,509	2	53,121	1,765	4T16
	bc	5,990	1	60,739	4,660	4T16
	cd	3,013	1	40,821	2,289	4T16

Remarque :

la Console sera feuillée avec le moment d'encastrement → même section d'acier en travée qu'en appui.

Verifications divers : Portique 1-1

- Condition de Non fragilité :

$$A \geq 0,69bh \frac{\overline{F_b}}{\overline{F_{en}}} \left. \begin{array}{l} h = h_t - d \end{array} \right\} \begin{array}{l} A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 26,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,77 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 6,03 \text{ cm}^2 \geq 0,785 \end{array}$$

- Fissuration

$$\overline{\omega}_{f_{\min}} = \frac{1}{2b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} = \frac{1}{2 \times 30} \cdot \frac{6,03}{3,5} = 0,0287 > \overline{\omega}_{fp} = 0,0229$$

- Fleche :

$$h_t^{\min} = 30 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{3,20 \cdot 10^2}{16} = 20 \text{ cm}$$

$$h_t^{\min} = 30 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_0} = \frac{320}{10} \times \frac{0,48}{1,025} = 14,98 \text{ cm}$$

$$A_{\max} = 6,03 < \frac{43bh}{\overline{F_{en}}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 26,5}{4200} = 8,139 \text{ cm}^2$$

inutile de justifier la fleche

- Conditions aux appuis

Beton : $C \geq \frac{2T}{b_0 \overline{F_b}} = C_0$

$2 = 1\phi = 16 \text{ cm}$, $d = 10 \text{ cm}$

$c = a - (2 + d) = 35 - (16 + 10) = 9 \text{ cm}$

$C_0 = \frac{2T^{\max}}{b_0 \overline{F_b}} = \frac{2 \cdot 1432}{30 \times 68,75} = 1,389 \text{ cm} \rightarrow C > C_0$ vérifié

Aciers

$T^+ \frac{M}{Z} = 8012 - \frac{8,645 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 26,5} < 0$ la verification n'est pas necessaire

Condition de Non entrainement des barres

$\overline{E_d} = 3\overline{F_b} = 3 \times 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$E_d = \frac{T^{\max}}{n P \overline{z}} = \frac{1432}{3 (\pi \times 1,6) \cdot 7/8 \cdot 26,5} = 4,097 \text{ kg/cm}^2$

$E_d < \overline{E_d}$

Armatures transversales : $A_t^{\min} = 0,0035b = \begin{cases} 0,675 \text{ cm}^2 & \text{(zone nodale)} \\ 1,35 \text{ cm}^2 & \text{(zone courante)} \end{cases}$

niveau	T ^{max}	F _b kg/cm ²	E _b kg/cm ²	E _n	A _t (cm ²)	S _{cm}	S adopte (cm)	
							zone nodale	zone courante
5	2,526	53,184	3,630	30,975	2,01	77,49	7	15
4	4,914	92,169	7,064	30,975	2,01	39,83	7	15
3	6,842	110,958	9,836	30,30	2,01	28,61	7	15
2	8,012	124,999	11,520	29,098	2,01	24,43	7	15
1	7,000	130,510	11,060	28,624	2,01	25,45	7	15

$\overline{S} = \begin{cases} \frac{h}{4} = 7,5 \text{ cm} \\ 12\phi_t = 16,8 \text{ cm} & \text{(zone nodale)} \\ \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} & \text{(zone courante)} \end{cases}$

Portique B-B

- Condition de Non fragilité : $A \geq_{\min} 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{Fe}}$

$$A_{\min} \geq 0,69 \cdot 35 \cdot 45 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,53 \text{ cm}^2$$

- Fissuration :

$$\bar{\omega}_{f_{\min}} = \frac{1}{2b} \left(\frac{A}{d} \right)_{\min} = \frac{1}{2 \cdot 35} \cdot \left(\frac{8,04}{5} \right) = 0,023 \geq \bar{\omega}_f = 0,023$$

- Fleche

$$h_t^{\min} = 50 \text{ cm} > \frac{l_{\max}}{16} = \frac{580}{16} = 36,25 \text{ cm}$$

$$h_t^{\min} = 50 > \frac{l_{\max}}{10} \frac{M_t^{\max}}{M_0} = \frac{580}{10} \cdot \frac{5,99}{8,95} = 38,81$$

$$A_{\max} = 8,04 < \frac{43 b h}{\bar{\sigma}_{Fe}} = \frac{43 \cdot 35 \cdot 45}{4200} = 12,125 \text{ cm}^2$$

Inutile de vérifier la fleche

- Conditions aux appuis :

$$\text{Béton } C \geq C_0 = \frac{2T^{\max}}{b_0 \bar{\sigma}'_b}$$

$$d = 10, z = 13 \text{ cm}, C = 12 \text{ cm}$$

$$C_0 = \frac{2T^{\max}}{b_0 \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 19285}{35 \cdot 1,5 \cdot 68,75} = 10,69 < C = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Acier : } T + \frac{M}{z} \leq A_c \bar{\sigma}_a$$

$$19285 - \frac{24148 \cdot 10^5}{7/8 \cdot 45} < 0 \text{ la vérification n'est pas nécessaire}$$

- Condition de Non entraînement des barres

$$\bar{E}_d = \frac{T^{\max}}{2P \bar{\sigma}} = \frac{6881}{4(11 \cdot 1,6) \cdot 7/8 \cdot 45} = 8,70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_d$$

Armatures transversales :

niveau	T ^{max} (k)	σ _b max (kg/cm ²)	σ _c max (kg/cm ²)	E _b (kg/cm ²)	A _c (cm ²)	S (cm)	S adopté (cm)	
							zone nodale	zone courante
5	6,684	50,075	4,85	20,65	2,01	49,73	10	15
4	11,106	112,164	8,06	30,20	2,01	29,93	10	15
3	15,113	140,775	10,97	27,74	2,01	21,99	10	15
2	18,304	161,867	13,28	25,93	2,01	18,16	10	15
1	19,285	168,141	13,99	25,39	2,01	17,23	10	15

Pour les armatures transversales on adoptera 2 cadres T8 → A_t = 2,01 cm²

$$\bar{S} = \begin{cases} \min \left\{ \begin{array}{l} h/4 = 11,25 \text{ cm} \\ 12 \phi_e = 19,2 \text{ cm} \end{array} \right. \\ h = 22,5 \text{ cm} \end{cases}$$

$$A_t^{\min} = 0,0035 b = \begin{cases} 1,05 \text{ cm}^2 \text{ zone nodale} \\ 1,575 \text{ zone courante} \end{cases}$$

FERRAILLAGE DES POTEAUX

les poteaux sont soumis à des efforts normaux, efforts tranchant et des moments fléchissants dans le sens transversale et dans le sens longitudinale.

On fera le calcul sous SFe Pour les cas de sollicitations suivantes

M^{\max}, N^{Com}	}	section d'acier comprimé et béton comprimé
N^{\max}, M^{Com}		
N^{\min}, M^{Com}	}	section d'acier tendu

Contrainte admissible de compression dans le béton

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 2\bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{ht}{2} \\ \bar{\sigma}'_b &= \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \end{aligned} \quad \left| \quad e_0 = \frac{M}{N}, \quad e_1 = \frac{ht}{6}$$

3 Cas peuvent se présenter :

- 1) $e_0 > \frac{ht}{6}$; section partiellement comprimée
- 2) $e_0 < \frac{ht}{6}$ avec $\left\{ \begin{array}{l} N \text{ compression ; section entièrement comprimée} \\ N \text{ traction ; section entièrement tendue} \end{array} \right.$
- 3) $e_0 = 0$ Compression simple

Prescription RPA 81

- les armatures longitudinales des poteaux doivent être des barres à haute adhérence droite et sans crochets.
- le pourcentage min d'armature longitudinal sera de 1% en zone II sans dépasser 4% en toute zone
- le diamètre min des armatures longitudinal est de 14mm en zone II
- la longueur de recouvrement $l_r \geq 50 \phi_e^{\max}$
- distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II
- les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur des zones des nœuds.

Flambement des Poteaux :

 l_c : longueur de flambement l_0 : longueur libre du Poteau $l_c =$

$0,7 l_0 \rightarrow$ Pour un Poteau appartenant au système de Contreventement d'un bâtiment a etages multiple et est a ses extremités. Soit encastree dans un massif de fondation soit assemblee a des Poutres de Plancher ayant au moins meme raideur que lui et le traversant de Part et d'autre .

$0,9 l_0 \rightarrow$ dans les autres Cas

- Compression simple

$\lambda < 50$: on ne tiend Pas Compte du flambement

$\frac{l_c}{a} < 14,4$ section rectangulaire

- Flexion Compose

$\lambda < 35$: on ne tiend Pas Compte du flambement

$\frac{l_c}{a} < 10,1$ section rectangulaire

$$l_c = 0,9 l_0 = 0,9 \times 2,71 = 2,439 \text{ m}$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{243,9}{35} = 6,97 < 10,1 \rightarrow \text{on ne tiend Pas Compte du flambement}$$

Poteau 1
sens longitudinale

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{T}_6 (kg)	M_{26} (tm)	M_F (tm)	A_{F_s} (cm ²)	A_{F_c} (cm ²)	A'_{F_c} (cm ²)
5	3,980	0,974	408,62	5,83	PC	206,25	13,04	4,12	3,41	3,18	
	3,556	5,15	69,05	5,83	PC	206,25	13,04	4,28	3,55	2,32	
	3,310	0,768	430,93	5,83	PC	206,25	13,04	3,42	2,81	2,63	
4	6,008	1,352	444,38	5,83	PC	206,25	13,04	6,20	5,23	4,91	
	5,512	13,880	39,71	5,83	PC	206,25	13,04	7,45	6,35	3,05	
	4,990	0,865	576,88	5,83	PC	206,25	13,04	5,11	4,27	4,07	
3	7,521	-0,578	1301,21	5,83	PC	206,25	13,04	7,6	6,48	6,62	
	7,047	24,934	28,26	5,83	PC	206,25	13,04	10,54	9,15	3,22	
	6,26	-0,966	648,23	5,83	PC	206,25	13,04	6,39	5,41	5,64	
2	8,073	-3,912	206,36	5,83	PC	206,25	13,04	8,62	7,40	8,33	
	7,599	37,332	20,32	5,83	PC	206,25	13,04	12,83	11,29	2,38	
	6,72	-3,968	169,35	5,83	PC	206,25	13,04	7,27	6,19	7,13	
1	15,61	-6,814	229,09	6,67	P.C	206,25	19,47	16,70	12,74	14,36	
	15,374	49,478	31,11	6,67	P.C	206,25	19,46	23,28	17,83	6,066	5,037
	13,004	-6,609	196,76	6,67	P.C	206,25	19,47	14,06	10,62	12,19	

sens transversale

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{T}_6 (kg)	M_{26} (tm)	M_F (tm)	A_{F_s} (cm ²)	A_{F_c} (cm ²)	A'_{F_c} (cm ²)
5	5,162	0,620	832,58	5,83	PC	206,25	13,04	5,25	4,39	4,25	
	4,472	5,504	81,25	5,83	PC	206,25	13,04	5,24	4,39	3,078	
	3,764	0,475	792,48	5,83	P.C	206,25	13,04	3,83	3,16	3,05	
4	7,801	1,484	1611,78	5,83	P.C	206,25	13,04	7,87	6,72	6,72	
	7,107	15,716	45,22	5,83	P.C	206,25	13,04	9,31	8,03	4,25	
	5,976	0,665	898,65	5,83	P.C	206,25	13,04	6,07	5,12	5,12	
3	10,300	4,633	222,32	5,83	PC	206,25	13,04	10,95	9,53	8,43	
	9,624	28,989	33,19	5,83	P.C	206,25	13,04	13,68	12,03	5,12	0,96
	8,072	4,345	185,78	5,83	P.C	206,25	13,04	8,68	7,46	6,42	
2	12,372	11,435	108,194	5,83	P.C	206,25	13,04	13,97	12,27	9,54	1,41
	11,656	44,915	26,04	5,83	P.C	206,25	13,04	17,98	15,68	4,99	7,46
	9,798	10,237	95,71	5,83	P.C	206,25	13,04	11,23	9,79	7,35	
1	16,665	19,376	86,010	6,67	P.C	206,25	19,47	19,76	15,22	10,6	0,39
	16,325	64,985	26,34	6,67	P.C	206,25	19,47	26,24	20,03	5,28	8,95
	13,631	17,077	79,82	6,67	P.C	206,25	19,47	16,36	12,46	8,40	

Poteau 2 :
sens longitudinale :

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{F}_6 (kg/cm ²)	M_{16} (tm)	M_F (tm)	A_{F_1} (cm ²)	A_{F_2} (cm ²)	A_{F_3} (cm ²)
5	5,766	11,674	49,39	5,83	P.C	206,25	13,04	7,40	6,30	3,52	
	5,586	12,134	45,81	5,83	P.C	206,25	13,04	7,29	6,21	3,31	
	4,802	8,351	57,5	5,83	P.C	206,25	13,04	5,97	5,029	3,05	
4	8,648	24,377	35,47	5,83	P.C	206,25	13,04	12,06	10,56	4,76	
	8,368	25,761	32,48	5,83	P.C	206,25	13,04	11,97	10,48	4,35	
	7,202	16,571	43,46	5,83	P.C	206,25	13,04	9,52	8,22	4,28	
3	11,911	37,044	32,15	5,83	P.C	206,25	13,04	17,10	14,93	6,109	6,12
	11,609	39,328	29,52	5,83	P.C	206,25	13,04	17,11	14,94	5,58	6,15
	9,921	24,765	40,06	5,83	P.C	206,25	13,04	13,39	11,77	5,88	0,52
2	12,811	49,454	25,9	5,83	P.C	206,25	13,04	19,73	17,17	5,39	10,11
	12,509	53,153	23,53	5,83	P.C	206,25	13,04	19,55	17,35	4,70	10,43
	10,671	32,745	32,59	5,83	P.C	206,25	13,04	15,25	13,36	5,56	3,34
1	16,275	61,979	26,26	6,67	P.C	206,25	19,46	26,19	20	5,24	8,88
	8,573	66,861	12,82	6,67	P.C	169,24	14,45	19,27	14,52		8,08
	7,391	40,821	18,11	6,67	P.C	196,48	18,11	13,92	10,51	0,79	

sens transversale .

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{F}_6 (kg/cm ²)	M_{16} (tm)	M_F (tm)	A_{F_1} (cm ²)	A_{F_2} (cm ²)	A_{F_3} (cm ²)
5	6,383	10,236	62,36	5,83	P.C	206,25	13,04	7,82	6,67	4,24	
	4,607	13,632	33,79	5,83	P.C	206,25	13,04	6,52	5,51	2,27	
	3,969	7,153	55,49	5,83	P.C	206,25	13,04	4,97	4,15	2,45	
4	9,157	19,466	47,04	5,83	P.C	206,25	13,04	11,88	10,40	5,76	
	7,773	30,672	25,34	5,83	P.C	206,25	13,04	12,07	10,57	3,27	
	6,670	12,479	53,45	5,83	P.C	206,25	13,04	8,42	7,22	4,25	
3	12,553	26,564	47,26	5,83	P.C	206,25	13,04	16,27	14,23	7,90	4,88
	11,195	49,808	22,47	5,83	P.C	206,25	13,04	18,17	15,84	3,98	7,74
	9,518	16,032	59,37	5,83	P.C	206,25	13,04	11,76	10,29	6,47	
2	15,024	31,865	47,15	5,83	P.C	206,25	13,04	19,48	16,96	9,37	9,73
	13,66	70,741	19,31	5,83	P.C	206,25	13,04	23,56	20,43	3,58	15,89
	13,577	28,088	16,19	5,83	P.C	206,25	13,04	18,91	18,39	8,08	1,54
1	18,014	36,400	49,49	6,67	P.C	206,25	19,47	23,83	18,25	9,58	5,77
	13,792	82,44	14,92	6,67	P.C	180,06	15,88	28,58	21,53		19,74
	14,541	19,505	74,55	6,67	P.C	206,25	19,47	17,66	13,52	8,88	

Poteau : 3
sens longitudinale

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\bar{F}_b (kg/cm ²)	M_{20} (tm)	M_F (tm)	A_f (cm ²)	A_f' (cm ²)	A_f'' (cm ²)
5	5,766	13,077	44,09	5,83	P.C	206,25	13,04	7,60	6,47	3,36	
	3,217	13,597	23,66	5,83	P.C	206,25	13,04	5,12	4,28	1,05	
	2,676	9,330	28,68	5,83	P.C	206,25	13,04	3,98	3,29	1,07	
4	8,648	27,081	31,93	5,83	P.C	206,25	13,04	12,44	10,92	4,47	
	7,111	28,465	24,98	5,83	P.C	206,25	13,04	11,10	9,67	2,89	
	5,921	18,193	32,54	5,83	P.C	206,25	13,04	8,47	7,26	2,93	
3	11,911	41,302	28,84	5,83	P.C	206,25	13,04	17,69	15,44	5,60	7,02
	9,775	43,586	22,43	5,83	P.C	206,25	13,04	15,88	13,89	3,51	4,28
	8,141	27,225	29,90	5,83	P.C	206,25	13,04	11,95	10,46	3,98	
2	12,811	55,266	23,18	5,83	P.C	206,25	13,04	20,55	17,86	4,7	11,34
	12,811	58,964	21,73	5,83	P.C	206,25	13,04	21,06	18,30	4,26	12,12
	10,671	36,044	29,61	5,83	P.C	206,25	13,04	15,72	13,76	5,17	4,04
1	16,275	69,345	23,47	6,67	P.C	206,25	19,47	27,37	2087	4,36	10,44
	8,875	74,227	11,96	6,67	P.C	206,25	19,46	20,75	15,95		1,69
	7,291	44,959	16,47	6,67	P.C	206,25	19,46	14,58	11,03	0,33	0

sens transversale

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\bar{F}_b (kg/cm ²)	M_{20} (tm)	M_F (tm)	A_f (cm ²)	A_f' (cm ²)	A_f'' (cm ²)
5	5,733	13,084	43,82	5,83	P.C	206,25	13,04	7,56	6,45	3,33	
	3,838	13,590	28,24	5,83	P.C	206,25	13,04	5,74	4,82	1,59	
	3,77	9,34	40,36	5,83	P.C	206,25	13,04	5,08	4,24	2,02	
4	8,440	26,920	31,35	5,83	P.C	206,25	13,04	12,21	10,70	4,29	
	7,547	28,626	26,36	5,83	P.C	206,25	13,04	11,55	10,09	3,28	
	6,923	18,059	38,33	5,83	P.C	206,25	13,04	9,45	8,158	3,86	
3	11,645	40,589	28,69	5,83	P.C	206,25	13,04	17,33	15,13	5,46	6,47
	10,763	44,299	24,30	5,83	P.C	206,25	13,04	16,96	14,82	4,26	5,92
	9,597	26,631	36,04	5,83	P.C	206,25	13,04	13,32	11,72	5,381	0,43
2	13,975	54,048	25,86	5,83	P.C	206,25	13,04	21,54	18,71	5,84	12,84
	13,093	60,182	21,75	5,83	P.C	206,25	13,04	21,52	18,69	4,36	12,80
	11,538	35,029	32,94	5,83	P.C	206,25	13,04	16,44	14,37	6,03	5,134
1	17,228	67,423	25,55	6,67	P.C	206,25	19,46	28,01	21,36	5,3	11,29
	13,484	76,149	17,71	6,67	P.C	206,25	19,47	25,67	19,61	1,47	8,19
	11,864	43,356	27,36	6,67	P.C	206,25	19,47	18,80	14,45	4,12	

Poteau 2 :
sens longitudinale :

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{F}_0 (kg/cm ²)	M_{26} (tm)	M_F (tm)	A_{ps} (cm ²)	A_{pc} (cm ²)	A_{pf} (cm ²)
5	5,766	11,674	49,39	5,83	P.C	206,25	13,04	7,40	6,30	3,52	
	5,586	12,194	45,81	5,83	P.C	206,25	13,04	7,29	6,21	3,31	
	4,802	8,351	57,5	5,83	P.C	206,25	13,04	5,97	5,029	3,05	
4	8,648	24,377	35,47	5,83	P.C	206,25	13,04	12,06	10,56	4,76	
	8,368	25,761	32,48	5,83	P.C	206,25	13,04	11,97	10,48	4,35	
	7,202	16,571	43,46	5,83	P.C	206,25	13,04	9,52	8,22	4,28	
3	11,911	37,044	32,15	5,83	P.C	206,25	13,04	17,10	14,93	6,109	6,12
	11,609	39,328	29,52	5,83	P.C	206,25	13,04	17,11	14,94	5,58	6,15
	9,921	24,765	40,06	5,83	P.C	206,25	13,04	13,35	11,77	5,88	0,52
2	12,811	49,454	25,9	5,83	P.C	206,25	13,04	19,73	17,17	5,39	10,11
	12,509	53,153	23,53	5,83	P.C	206,25	13,04	19,95	17,35	4,70	10,43
	10,671	32,745	32,59	5,83	P.C	206,25	13,04	15,25	13,36	5,56	3,34
1	16,275	61,979	26,26	6,67	P.C	206,25	19,46	26,19	20	5,24	8,88
	8,573	66,261	12,82	6,67	P.C	169,24	14,15	19,27	14,52		8,06
	7,391	40,821	18,11	6,67	P.C	196,48	18,11	13,92	10,51	0,79	

sens transversale .

niveau	M (tm)	N (t)	e_0 (cm)	e_1 (cm)	type	\overline{F}_0 (kg/cm ²)	M_{26} (tm)	M_F (tm)	A_{ps} (cm ²)	A_{pc} (cm ²)	A_{pf} (cm ²)
5	6,383	10,236	62,36	5,83	P.C	206,25	13,04	7,82	6,67	4,24	
	4,607	13,632	33,79	5,83	P.C	206,25	13,04	6,52	5,51	2,27	
	3,969	7,153	55,49	5,83	P.C	206,25	13,04	4,97	4,15	2,45	
4	9,157	19,466	47,04	5,83	P.C	206,25	13,04	11,88	10,40	5,76	
	7,773	20,672	25,34	5,83	P.C	206,25	13,04	12,07	10,57	3,27	
	6,670	12,479	53,45	5,83	P.C	206,25	13,04	8,42	7,22	4,25	
3	12,553	26,564	47,26	5,83	P.C	206,25	13,04	16,27	14,23	7,90	4,88
	11,195	49,808	22,47	5,83	P.C	206,25	13,04	18,17	15,84	3,98	7,74
	9,518	16,032	59,37	5,83	P.C	206,25	13,04	11,76	10,29	6,47	
2	15,024	31,865	47,15	5,83	P.C	206,25	13,04	19,48	16,96	9,37	9,73
	13,66	70,741	19,31	5,83	P.C	206,25	13,04	23,56	20,43	3,58	15,89
	13,572	28,082	16,120	5,83	P.C	206,25	13,04	22,12	22,39	8,08	1,604
1	18,014	36,400	49,49	6,67	P.C	206,25	19,47	23,83	18,25	9,58	5,77
	13,792	92,44	14,92	6,67	P.C	180,06	15,88	28,58	21,53		19,74
	14,541	19,505	74,55	6,67	P.C	206,25	19,47	17,66	13,52	8,88	

BIBLIOGRAPHIE

- RPA81
- Regles CCBA68
- Calcul et verification des ouvrages en BA (P. Charon).
- Calcul pratique des travees en BA (M. DIVERS)
- TRAITE de BA tome 4 (GUERRIN).
- Calcul pratique des ossatures de Batiments en BA
(A FUENTES).
- TRAITE de BA Tome 2 (BELLAZOUGUI).
- Conception et Calcul des structures Soumises aux Seismes
(N^e DAGUDI, M^e RILI, A SALHI RPA81).

