

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Génie - civil

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT
A USAGE
D'HABITATION
R+7

Proposé par :

L'E.S.T.E

Etudié par :

M. BENIDIR

T. KEBAILI

R. ROUAS

Dirigé par :

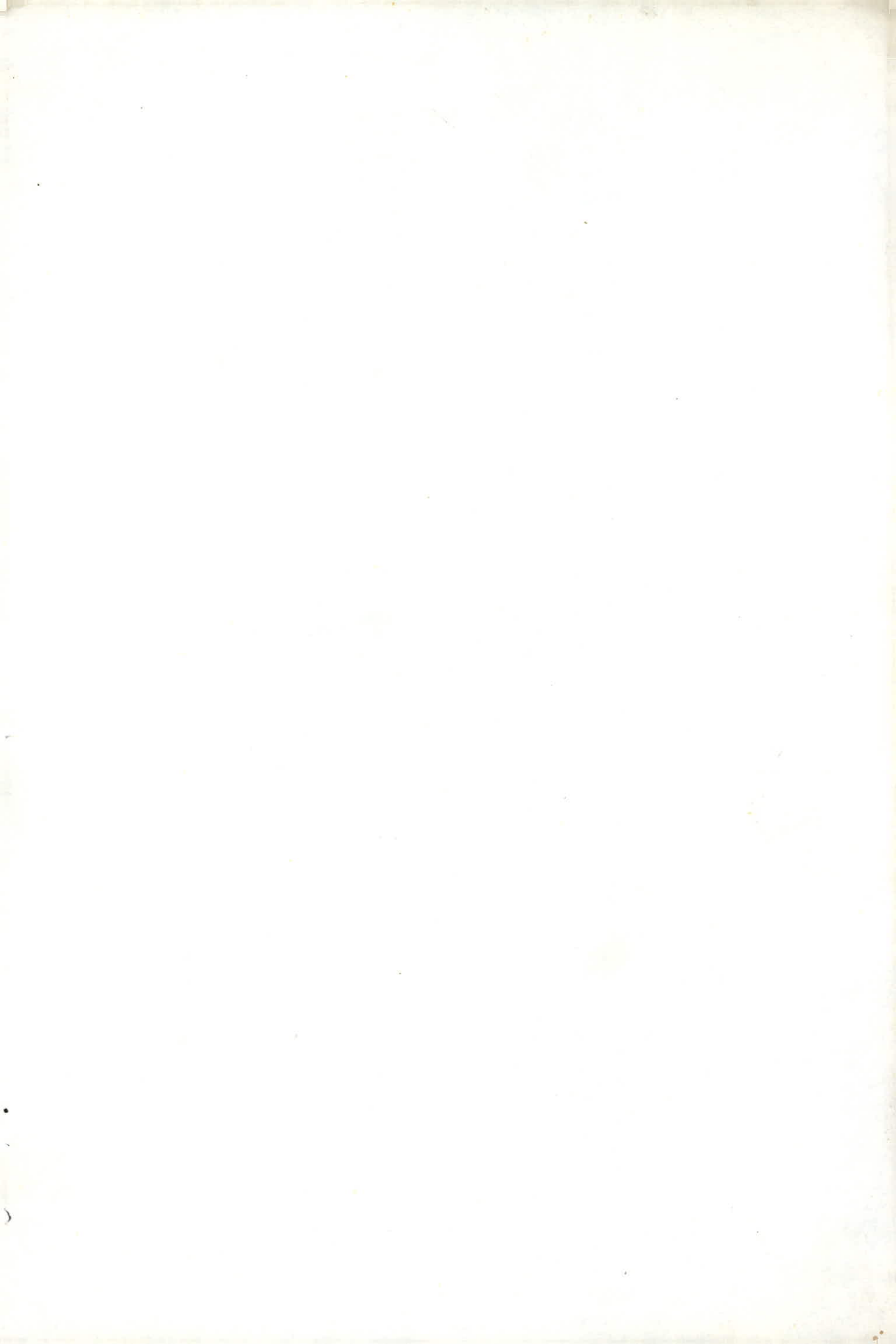
M^{me} BAUCHE

M^{me} CHEIKH

M^r YAVARY



PROMOTION : Janvier 1984



Remerciements

Que que tous ceux qui ont contribué à notre formation, trouvent ici notre profonde reconnaissance et nos vifs remerciements, notamment tous les enseignants de l'école.

Nous tenons particulièrement à remercier: M^r YAVARI, notre promoteur au C.T.C pour l'aide précieuse qu'il nous a fournie
Nos remerciements aussi M^{mes} BAUCHE et CHIKH pour nous avoir soutenus et dirigés pendant tout le temps qu'a duré notre travail.

R. Rouas. J. KEBAILI - M. Bénidir.

Nous n'oublierons pas M^{rs} SAHRAOUI et BERMOCHE, fonctionnaires au C.T.C pour tout de services qui ils nous rendus.

Nous terminons par remercier notre ami ABDEHAMID pour l'important service qu'il nous a rendu.

DEDICACES

J'ai le plaisir de dédier ce travail à
toute ma famille, à tous mes amis et à
tous ceux qui me sont chers.

R. Rouas.

Je suis très heureux d'offrir ce modeste travail
à toute ma famille, à tous mes amis et à tous
ce qui m'ont aidés de près ou de loin.

T. KEBAILI

Je dédie ce modeste travail à toute ma famille
à tous mes amis, à tous ceux qui me sont chers.

M. Bénidir.

SOMMAIRE

Pages.

bloc logements

introduction

- Présentation de l'ouvrage	1
- Descente de charges	3

calcul des éléments

- Acrotère	8
- Planchers	12
- étude au vent	33
- étude au séisme	44

<u>étude au contreventement</u>	60
- inerties équivalentes	78
- charges horizontales	92

charges verticales	102
de formation	102
superposition des sollicitations	108

ferraillage

- VOILES	113
- VOILE PERIPHERIQUE	133
- LINTEAUX	134

cage d'escalier

calcul des éléments	142
poids des éléments verticaux	167
étude au contreventement	169
étude au vent	178
étude au séisme	180
étude dynamique	182
charges horizontales	200
séisme vertical	212
charges verticales	215
combinaison des sollicitations	219
ferraillage des voiles	225

ferrailage des linteaux	-----	229
déformations	-----	230
largeur des joints de dilatation	-----	233
fondations	-----	234

BIOC

LOGEMENT

CHAPTER 1

INTRODUCTION

Présentation de l'ouvrage

Généralités

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment RDC + 7 étages, (avec vide sanitaire), destiné à l'habitation.

Ce bâtiment qui fait partie d'une cité de 660 logements sera implanté à Constantine (Zone II d'après le RPA).

Le bâtiment est constitué de 3 blocs : une cage d'escalier intercalée entre deux blocs identiques regroupant les appartements dans les niveaux supérieurs, et des locaux commerciaux au niveau RDC. Les 3 blocs étant séparés par des joints de dilatation.

La hauteur de notre bâtiment est : (acrotère comprise) de 23,85 m et atteint 28,20 m dans la partie cage d'escalier.

La longueur totale du bâtiment est de : 30,06 m.

La largeur est de 15,78 m et la hauteur d'étage s'évalue à 2,90 m.

Taux de travail du sol (extrait du rapport du laboratoire central du B.C.T)

Les travaux qui ont été effectués pour tester le sol sont les suivants :

Après : (7) sondages avec prélèvement d'échantillons intacts.

Ensuite sept (37) essais au pénétromètre dynamique lourd

Onze (11) forages à la tarière.

Les coupes lithologiques des sondages présentent un terrain principalement mergeux sous une faible couche de terre végétale.

Les résistances pénétrométriques nous montre un sol assez homogène jusqu'à la profondeur de 5,00 mètres environ.

Conclusion :

Étant donné la faible résistance à la pénétration du terrain, nous vous proposons, préliminairement un taux de travail de 1,5 bars pour des semelles filantes ancrées à 1,50 m de profondeur.

OSSATURES

- Voiles porteurs d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$
- Planchers, en dalle pleine d'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

REMPLISSAGE

- Façades : en panneaux prefabriqués de béton armé.
- cloisons : en briques creuses.

REVETEMENT

- Plâtre : pour les murs et les plafonds.
- Carrelage : pour les planchers et les paliers.

COFFRAGE

- Le type de coffrage utilisé est le coffrage tunnel.

Caractéristiques mécaniques des matériaux

Béton armé : Conformément aux règlements applicables en Algérie, la composition d'un mètre cube (1 m^3) de béton est la suivante :

- 350 kg de ciment CPA. 325
- 800 litres de gravillons $D_g \leq 25 \text{ mm}$
- 400 litres de sable $D_s \leq 5 \text{ mm}$
- 175 litres d'eau.

Contraintes admissibles.Béton : dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325 - contrôle atténué.Compression : $\bar{\sigma}'_b = f'_b \cdot \sigma'_{28}$ avec : $f'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$ et : $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ Compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

flexion simple :

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

flexion composée :

• Cas où la section est rectangulaire et l'effort normal est une traction :

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

• Autres cas :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \times \frac{5}{6} \times 1 \times \delta \cdot \epsilon \times 275 = 229,16 \cdot \delta \epsilon \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte de traction de référence du béton

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } f_b = \alpha \beta \gamma \theta \quad \text{et } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

Aciersaciers doux : Fe E 24 : $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ Sous SP1 : $\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ Sous SP2 : $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.aciers à haute adhérence (HA) : Fe E 40 $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4120 \text{ bars pour } \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 3920 \text{ bars pour } \phi > 20 \text{ mm} \end{array} \right.$ Aciers dont $\phi \leq 20 \text{ mm}$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{array} \right.$ Aciers dont $\phi > 20 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{en} = 2612 \text{ kg/cm}^2$ Contraintes de traction admissibles imposées par les conditions de fissuration (C.C.B.A. 68 art 49)

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ 2/3 \sigma_{en} ; \text{Max}(\sigma_1 ; \sigma_2) \right\}$$

avec : $\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$ et : $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$

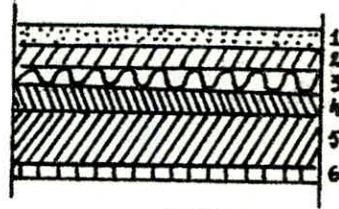
Descente de charge

Planchers :

Les planchers sont réalisés en dalle pleine sur la table coffrante du tunnel, sauf le plancher du rez-de-chaussée qui sera réalisé sur des prédalles (coffrage non récupérable).

a. terrasse.

- 1 - protection par gravier (5cm)
- 2 - Etanchéité (2cm)
- 3 - isolation thermique (4cm)
- 4 - béton en forme de pente 15% (6cm)
- 5 - dalle pleine (15cm)
- 6 - Enduit plâtre (2cm)



Charge permanente

1	1800 X 0,05 = 90 kg/m ²
2	600 X 0,02 = 12 "
3	400 X 0,04 = 16 "
	pare-vapeur = 2,5 "
4	2200 X 0,0075 = 16,5 "
5	2500 X 0,15 = 375 "
6 = 28 "

$$G = 540 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

terrasse non accessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$

Combinaison sous SP1 : $q = G + 1,2P = 660 \text{ kg/m}^2$

Charge soumise à l'action sismique $W = G + \frac{P}{5} = 560 \text{ kg/m}^2$

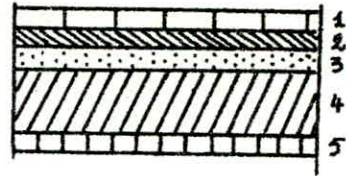
Surcharge de la neige.

Nous avons une terrasse inaccessible, la surcharge d'exploitation de 100 kg/m^2 , représente le poids d'un ouvrier avec son matériel, pour l'entretien de la terrasse. Nous supposons que, vu les conditions climatiques sévères, l'entretien de la terrasse ne se fera pas par temps neigeux. Donc la surcharge de la neige n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation.

Nous retenons la combinaison de la charge permanente avec la surcharge d'exploitation pondérée qui s'avère plus défavorable que la combinaison de G avec la surcharge de la neige.

b. étage courant

- 1 - Carrelage (2cm)
- 2 - mortier de pose (1,5cm)
- 3 - sable (1,5cm)
- 4 - dalle pleine (15cm)
- 5 - Enduit-plâtre (2cm)

Charge permanente.

1	$2200 \times 0,02 = 44$	kg/m^2
2	$2200 \times 0,015 = 33$	"
3	$1800 \times 0,015 = 27$	"
4	$2500 \times 0,15 = 375$	"
5	$1400 \times 0,02 = 28$	"
Cloisons		$= 75$ "

$$G = 582 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

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

$$\text{surcharge pondérée : } 1,2P = 210 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Combinaison} \dots \dots : q = G + 1,2P = 712 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge soumise à l'action sismique : } W = G + P/5 = 617 \text{ kg/m}^2$$

c. Plancher du R.D.C.Charge permanente.

carrelage (2cm)	44	kg/m^2
mortier de pose	33	"
sable	27	"
dalle pleine	375	"
cloisons	75	"
Enduit-plâtre	28	"

$$G = 582 \text{ kg/m}^2$$

Surcharge d'exploitation.

$$P = 400 \text{ kg/m}^2 \text{ (locaux à usage commercial)}$$

$$\text{Surcharge pondérée : } 1,2P = 480 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Combinaison} \dots \dots : q = G + 1,2P = 1062 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge soumise à l'action sismique : } W = G + P/5 = 662 \text{ kg/m}^2$$

d - Loggia.

Charge permanente.

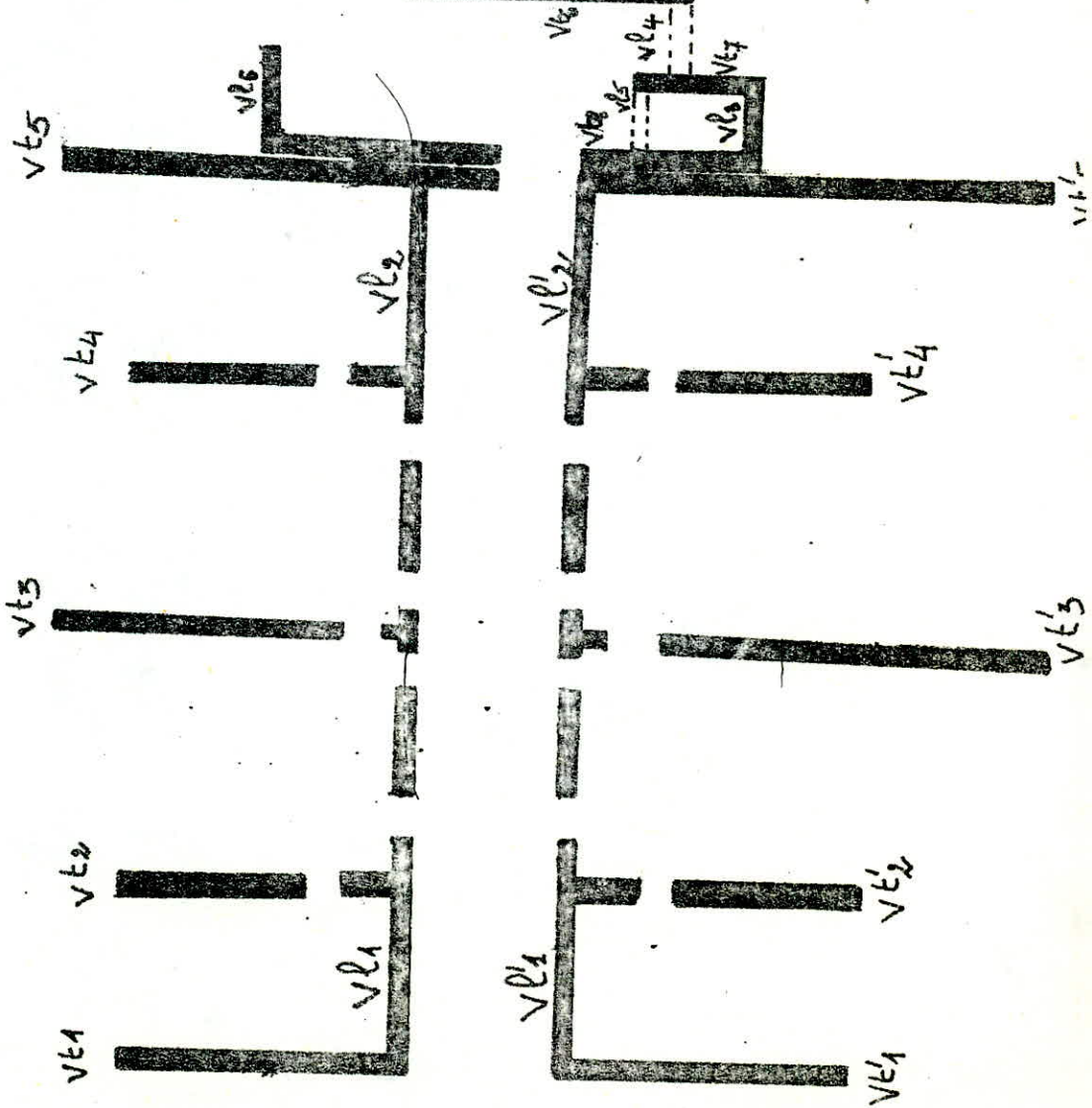
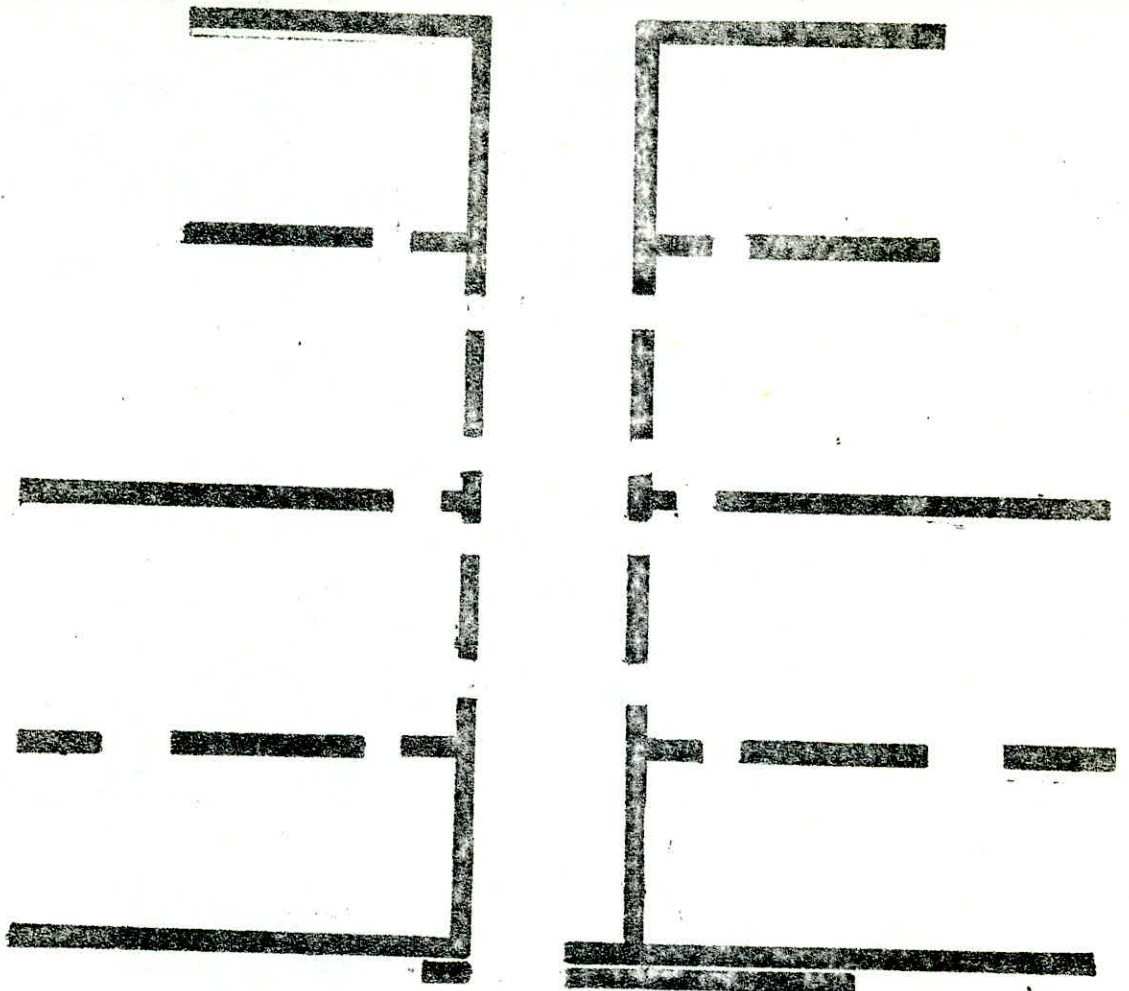
Carrelage	44 kg/m ²
mortier de pose	33 "
sable	27 "
dalle	375 "
Enduit-plâtre	28 "

$G = 507 \text{ kg/m}^2$

Surcharge d'exploitation.

$P = 350 \text{ kg/m}^2$; surcharge pondérée : $1,2P = 420 \text{ kg/m}^2$
 Combinaison $q = G + 1,2P = 927 \text{ kg/m}^2$.

Charge soumise à l'action sismique $W = G + P/5 = 577 \text{ kg/m}^2$



Poids des éléments verticaux
par hauteur d'étage.

éléments transversaux

- voiles Vt1 et Vt'1 : voiles de refends pleins de même épaisseur $e = 15\text{ cm}$ et de même longueur ; $P = 2,5 \cdot 2,9 \cdot 0,15 \cdot 4,95 = 5,383\text{ t}$
- voiles Vt2 et Vt'2 : voiles de refends à une file d'ouvertures de même épaisseur $e = 15$ et de même longueur :
 $P = 2,5 \cdot 0,15 (4,8 \cdot 2,9 - 2,17 \cdot 0,83) = 4,544\text{ t}$.
- voiles Vt3 et Vt'3 : voiles de refends à une file d'ouvertures de même épaisseur $e = 15\text{ cm}$ et même longueur $l = 6,10\text{ m}$.
 $P = 2,5 \cdot 0,15 (6 \cdot 2,9 - 2,17 \cdot 0,97) = 5,735\text{ t}$.
- voiles Vt4 et Vt'4 : voiles de refend de même longueur et même épaisseur ; $P = 2,5 \cdot 0,15 [6 \cdot 2,9 - 2,17 (0,83 + 0,93)] = 5,092\text{ t}$
voiles à 2 files d'ouvertures
- voile Vt5 : refend plein ; $P = 2,5 \cdot 0,15 \cdot 7,95 = 8,645\text{ t}$.
- voile Vt'5 : refend plein ; $P = 2,5 \cdot 0,15 \cdot 6,15 = 6,688\text{ t}$.

Éléments Longitudinaux.

- voiles : Vl1 et Vl'1 : voiles de refends à 2 files d'ouvertures d'épaisseur $e = 15\text{ cm}$ et de longueur $l = 6,67\text{ m}$.

$$P = 2,5 \cdot 0,15 [2,9 \cdot 6,67 - (0,83 + 0,73) \cdot 2,17] = 5,984\text{ t}$$

- voiles : Vl2 et Vl'2 :

refends à une file d'ouverture d'épaisseur $e = 15$ et de longueur $l = 5,50\text{ m}$; $P = 2,5 \cdot 0,15 (2,9 \cdot 5,50 - 1,03 \cdot 2,17) = 5,143\text{ t}$.

- les façades. Elles sont faites de panneaux préfabriqués en B.A

et de claustra. On a 4 types pour les panneaux préfabriqués, 1 type claustra

• type ① $(3,225 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3,776\text{ t}$

• type ② $(3,375 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3,993\text{ t}$

• type ③ $(3 \cdot 2,9 - 1,2 \cdot 1,5) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3,45\text{ t}$

• type ④ $(3,35 \cdot 2,9 - 1,8 \cdot 1,5) \cdot 0,2 \cdot 2,5 = 3,507\text{ t}$

• type ⑤ $2,9 \cdot 2,9 \cdot 0,185 = 1,502\text{ t}$

- Graine de fumée : 100 kg/ml .

-7-

Surfaces revenant à chaque voile :

voiles	vt ₁ , vt' ₁	vt ₂ , vt' ₂	vt ₃ , vt' ₃	vt ₄ , vt' ₄	vt ₅	vt' ₅	vl ₁ , vl' ₁	vl ₂ , vl' ₂
Surfaces	6,075	12,634	14,434	16,413	10,788	8,538	15,962	12,208

charges au niveau des fondations.

voiles	vt ₁ , vt' ₁	vt ₂ , vt' ₂	vt ₃ , vt' ₃	vt ₄ , vt' ₄	vt ₅	vt' ₅	vl ₁ , vl' ₁	vl ₂ , vl' ₂
(t) charges	75,701	103,045	122,154	127,272	126,930	99,530	132,199	111,597

La charge totale Q = 1570,316 t.

Eléments	Poids (t).
voiles et planchers	1570,316
panneaux en béton préfabriqués	247,616
Acrotère	5,754
GAINÉ de fumée	2,335

Le poids total est : P = 1826,021 t.

Remarque : la descente de charge a été faite pour un seul bloc d'habitation.

CHAP. 3

CALCUL DES ÉLÉMENTS

ACROTÈRE

L'acrotère est assimilée à une console encastrée dans la dalle du plancher terrasse. Elle a une hauteur de 25 cm et une épaisseur de 15 cm.

- poïds propre de l'acrotère:

$$G = \left(0,15 \cdot 0,15 + \frac{0,01 \cdot 0,05}{2} + 0,08 \cdot 0,20 + \frac{0,01 \cdot 0,12}{2} \right) 2500 \cdot 1 = 99,375 \text{ kg/ml.}$$

- Surcharge P.

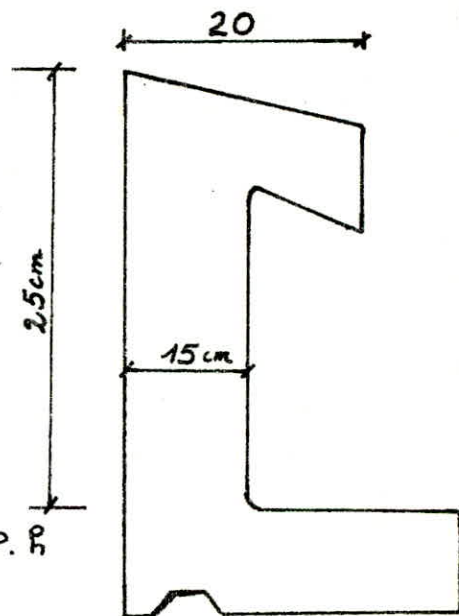
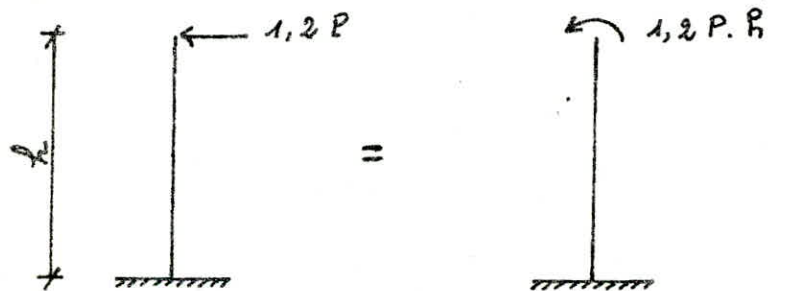
Elle est due à l'application de la main courante.

$$P = 100 \text{ kg.}$$

$$S = 1,2 \cdot P = 120 \text{ kg}$$

Notre console sera calculée en flexion composée sous l'effort normal $N = G$ et le moment résultant de l'application de la surcharge P.

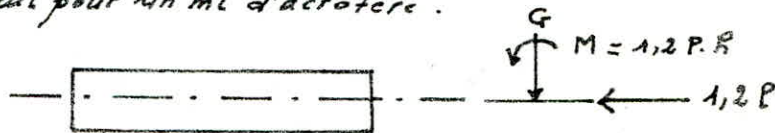
Schéma statique.



L'effort normal $N = G = 99,375 \text{ kg/ml.}$

Le moment de flexion $M = 1,2 \cdot P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,25 = 30 \text{ kg.m/ml.}$

Nous faisons le calcul pour un ml d'acrotère.



calcul de l'excentricité:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{30}{99,375} = 0,302 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,302 > \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 0,25 \text{ cm} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Moment par rapport aux aciers tendus

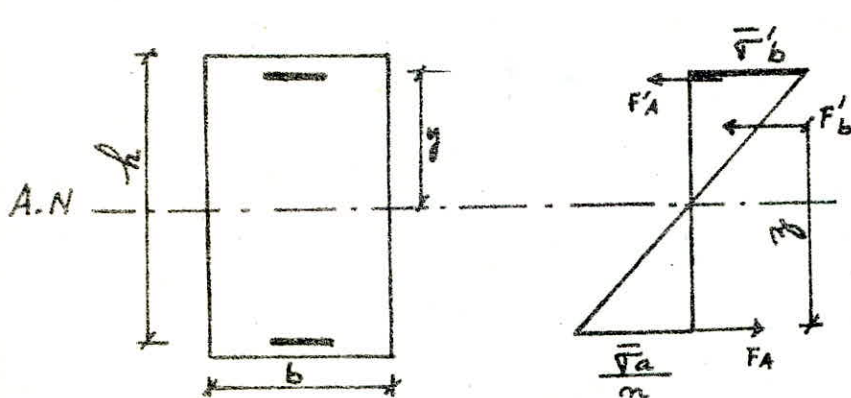
On prend un enrobage égal à 3cm.

Le moment : $M = N \cdot y_c$, avec :

y_c = distance entre les aciers tendus et le centre de pression.

$$y_c = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 0,302 + \left(\frac{0,15}{2} - 0,03 \right) = 0,346 \text{ m.}$$

$$M = 99,375 \cdot 0,346 = 34,383 \text{ kg} \cdot \text{m.}$$



$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b &= 137 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \\ b &= 100 \\ h &= h_t - d = 15 - 3 = 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

moment résistant du béton : (M_{rb})

$$M_{rb} = F'_b \cdot z = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_b \cdot y \cdot b \left(h - \frac{y}{3} \right) ; \quad y = \alpha \cdot h$$

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

$$y = \alpha \cdot h = 0,423 \cdot 12 = 5,076 \text{ cm.}$$

$$\begin{aligned} \text{d'où } M_{rb} &= \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 5,076 \cdot 100 \left(12 - \frac{5,076}{3} \right) = 358415 \text{ kg} \cdot \text{cm} \\ &= 3584,15 \text{ kg} \cdot \text{m / ml.} \end{aligned}$$

$M_{rb} > M$, donc il est inutile d'utiliser des aciers comprimés.

Détermination des aciers tendus :

La section sera calculée en flexion simple pour l'effet du moment M (moment / aux aciers tendus), puis nous réduirons la section en flexion composée : soit $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

calcul de A_1

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 34,383 \cdot 10^2}{100 \cdot (12)^2 \cdot 2800} = 0,0013 \rightarrow \begin{cases} k = 290 \\ \epsilon = 0,9936 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{290} = 9,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_1 = \frac{M}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{3483,3}{0,9836 \cdot 12 \cdot 2800} = 0,104 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,104 - \frac{99,375}{2800} = 0,0685 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Condition de non-fragilité (C.C.B.A 68 Art 52).

La section d'armatures A à prendre en compte doit vérifier

la condition : $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 12 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,163 \text{ cm}^2$

On prend alors 5HA6/ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

L'espacement $t = 20 \text{ cm}$.

Conformément aux règles C.C.B.A 68 Art 57-33, t doit répondre à la condition : $t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 3h = 36 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{array} \right.$, condition vérifiée.

Vue que l'acrotère est exposée aux intempéries et pour empêcher les ouvertures excessives des fissures, nous devons prévoir des armatures perpendiculaires aux armatures principales, ces armatures sont dites armatures de peau. On choisit comme section d'armatures de peau $A = 0,78 \text{ cm}^2/\text{ml}$ soit 4HA5/ml.

- Condition de non fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad K = 10^6 \text{ fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 3} = 0,00235 \quad \eta = 1,6 \text{ et } \phi = 6 \text{ mm}.$$

$$\sigma_1 = \frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,00235}{6} = 612,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \sqrt{2,4 \cdot \frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{6}} = 3010 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Il n'y a donc pas de risque de fissuration.

- Verification à l'effort tranchant.

Nous devons vérifier la condition : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 12 = 10,5 \text{ cm.}$$

$$T + \frac{M}{z} = 1,2 \cdot 100 - \frac{3438,3}{10,5} = -207,45 < 0$$

Les armatures tendues ne sont soumises à l'effort de traction et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage des armatures.

Verification au séisme.

D'après le P.S 69 Art 8.33, nous devons faire une verification au séisme local pour les éléments verticaux secondaires susceptibles de reprendre des efforts horizontaux, ces efforts sont supposés agir seuls.

En cas de séisme, l'acrotère sera soumise à une sollicitation horizontale de direction quelconque égale à : $F_H = \Gamma \cdot W$

Γ = coefficient local sismique uniforme.

$\Gamma = 0,20 + 0,10K$, notre ouvrage est de forme polygonale situé dans une zone de moyenne sismicité ; $K = 1$.

$$\text{d'où } \Gamma = 0,20 + 0,10 \cdot 1 = 0,30.$$

W = charge verticale soumise à l'action sismique, dans notre cas $W = G = 99,375 \text{ kg/ml}$ (poids propre de l'acrotère)

$$F_H = 0,30 \cdot 99,375 = 29,81 \text{ kg/ml.}$$

Cette force peut être évidemment reprise par l'acrotère étant donné que cette dernière a été calculée pour une surcharge plus importante que celle due au séisme, il s'agit de la surcharge $S = 1,2 \cdot P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml} > F_H$

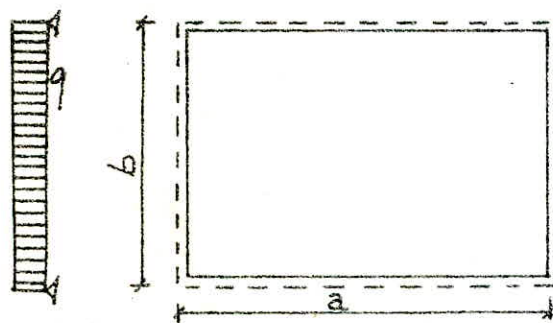
Donc l'acrotère est vérifiée contre le séisme.

DALLES

introduction : Les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines en B. A, d'épaisseur 15 cm, reposant sur 3 côtés et libres sur le 4^e, excepté le panneau de dalle n° 5 qui repose uniquement sur 2 côtés. Vu la fonction plancher-voile qui provoque un semi-encastrement, on sera amené à faire une répartition des moments max. aux appuis et en travées.

- Exposé de la méthode utilisée pour le calcul des dalles reposant sur 3 côtés.

La méthode utilisée est exposée dans l'ouvrage de M^r R. BARÉS, intitulé : "Tables pour le calcul des dalles et des parois"



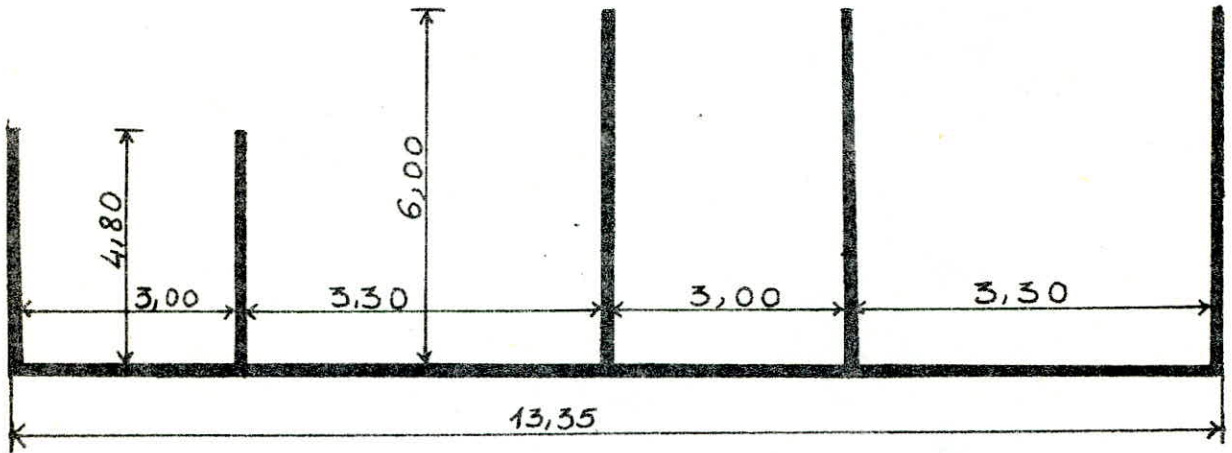
Soit μ = coefficient.

$$\text{et } \gamma = \frac{a}{b}$$

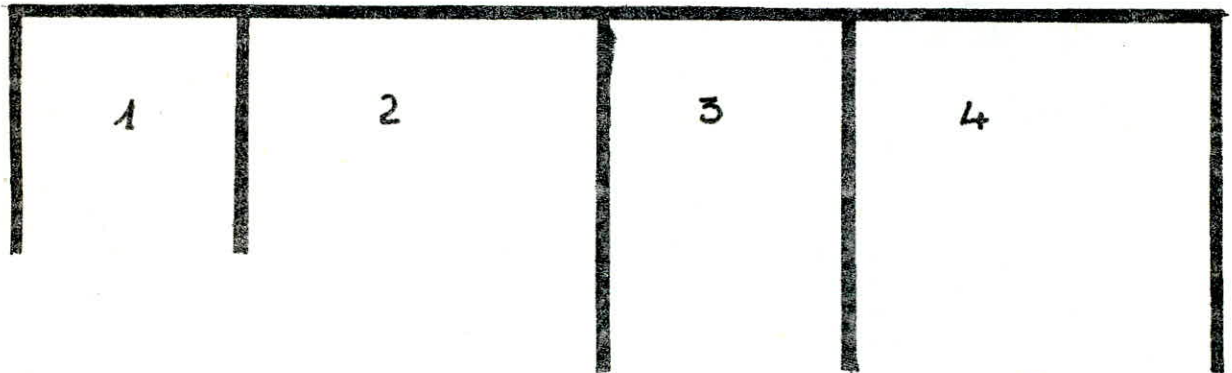
D'un tableau, on tire en fonction de μ et γ , les coefficients suivants :

- M_{yS} = Coefficient de moment suivant y, avec : $\gamma = \frac{b}{2}$ et $x = a$ doit être multiplié par $q \cdot b^2$ pour avoir le moment réel.
- $M_{yS'}$ = coefficient de moment suivant y, avec : $\gamma = \frac{b}{2}$ et $x = \frac{a}{2}$ doit être multiplié par $q \cdot b^2$ pour avoir le moment réel.
- M_{xS} = coefficient de moment suivant x, avec : $x = \frac{a}{2}$ et $\gamma = \frac{b}{2}$ doit être multiplié par $q \cdot a^2$ pour avoir le moment réel.
- coefficient de flèche au milieu de la dalle, il doit être multiplié par $\frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3}$ pour avoir la flèche réelle. (w_s)
- w_{bS} = coefficient de flèche au milieu du bord libre. Il doit être multiplié par : $\frac{q \cdot b^4}{E \cdot h^3}$ pour avoir la flèche réelle.

**IDENTIFICATION DES PANNEAUX
DE DALLES**



5



q = charge uniforme que supporte la dalle.

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

h = épaisseur de la dalle ($h = 15 \text{ cm}$).

Le tableau 1.32 Page. 66 de l'ouvrage de BARÈS correspondant à $\mu = 0,15$ (B. A), nous donne après interpolation les valeurs suivantes : valeurs qui concernent les panneaux : 1, 2, 3 et 4

Dalle N°	γ	w_s	w_{bs}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
1	1,6	0,0204	0,0264	0,0115	0,1012	0,1274
2	1,454	0,0239	0,0366	0,0141	0,0975	0,1254
3	2,000	0,0083	0,0100	0,0063	0,1114	0,1316
4	1,818	0,0138	0,0174	0,0086	0,1069	0,1297

EXEMPLE DE CALCUL : Dalle n° 1.

$a = 4,80 \text{ m}$; $b = 3,00 \text{ m}$ $\rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 1,6$

$1,5 < \gamma < 2$, on procède par interpolation linéaire :

on prend $\gamma_1 = 1,5$ et $\gamma_2 = 2$.

$$w_s = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \cdot w_{s1} + \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} \cdot w_{s2}$$

posons $A = \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_1 - \gamma_2}$ et $B = \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1}$

$$w_{bs} = A \cdot w_{bs1} + B \cdot w_{bs2}$$

$$M_{xs} = A \cdot M_{x1} + B \cdot M_{x2}$$

$$M_{yas} = A \cdot M_{ya1} + B \cdot M_{ya2}$$

Après avoir appliqué les formules d'interpolation précédentes, on trouve :

$$w_s = 0,0204 ; w_{bs} = 0,0264 ; M_{xs} = 0,0115 ; M_{ys} = 0,1012 ; M_{yas} = 0,1274$$

- Calcul des moments et vérification des flèches.

$$\bar{f}_a = \frac{a}{500} ; \bar{f}_b = \frac{b}{500} \quad (a \text{ et } b \text{ en cm})$$

\bar{f}_a , et \bar{f}_b sont les flèches admissibles.

- flèches réelles :

$$f_s = w_s \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} \quad \text{et} \quad f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q \cdot b^4}{E \cdot h^3}$$

- Les moments

$$M_{xs} = \mathcal{M}_{xs} \cdot q \cdot a^2 \quad M_{ys} = \mathcal{M}_{ys} \cdot q \cdot b^2 \quad M_{yas} = \mathcal{M}_{yas} \cdot q \cdot b^2$$

La charge à prendre en compte pour le calcul est :

$$q = q + 1,2 \cdot P = 582 + 1,2 \cdot 175 = 792 \text{ kg/m}^2$$

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

Dalles N°	a (cm)	b (cm)	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_s (cm)	f_{bs} (cm)	M_{xs} (kg.m)	M_{ys} (kg.m)	M_{yas} (kg.m)
1	480	300	0,96	0,6	0,211	0,041	209,84	721,35	908,10
2	480	330	0,96	0,66	0,248	0,084	257,29	840,92	1081,56
3	600	300	1,2	0,6	0,210	0,015	179,62	794,05	938,04
4	600	330	1,2	0,66	0,349	0,040	254,20	921,99	1118,64

Nous remarquons que les flèches sont vérifiées.

- Détermination des efforts pour la dalle n° 5.

$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{13,20}{3} = 4,4 > 2$. Nous supposons que la dalle travaille dans le sens de la petite portée. Nous ferrailurons donc ce panneau en considérant une bande de 1m dans le sens de la petite portée.

$$q = 792 \text{ kg/m}^2 = 0,0792 \text{ kg/cm}^2$$

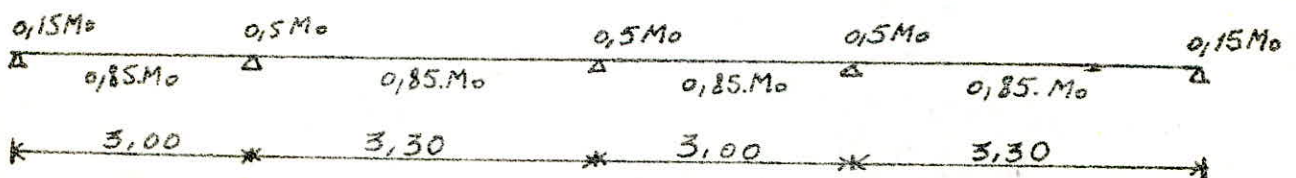
$$\text{Le moment isostatique est : } M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{792 \cdot (3)^2}{8} = 891 \text{ kg.m}$$

En considérant, notre dalle encastrée sur appuis continus, on aura :

en travée : $M_t = 0,75 \cdot M_0 = 0,75 \cdot 891 = 668,25 \text{ kg.m}$

Aux appuis : $M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 891 = 445,5 \text{ kg.m}$

- Ferraillage des panneaux ①, ②, ③ et ④



Le moment max à prendre en compte est : $M_0 = 1118,64 \text{ kg.m}$, moment déjà trouvé dans le tableau précédent.

On fait une coupe des dalles 1, 2, 3 et 4.

- Sens porteur :

. En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 1118,64 = 950,84 \text{ kg.m}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 950,84 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0301 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9251 \\ K = 51,8 \end{cases}$$

$$b = 1\text{m} = 100\text{cm} \quad h = 13\text{cm}$$

$$A = \frac{M_t}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{950,84 \cdot 10^2}{0,9251 \cdot 13 \cdot 2800} = 2,82 \text{ cm}^2$$

Soit 6 T8 par ml ($A = 3,01 \text{ cm}^2$); écartement $e = 16\text{cm}$.

. Aux appuis :

* appuis intermédiaires

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 1118,64 = 559,32 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_a}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 559,32 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0177 \rightarrow E = 0,9414 \text{ et } K = 70,25$$

$$A = \frac{M_a}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{559,32 \cdot 10^2}{0,9414 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit 5 T8 par ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$).

* appuis de rive : (Armatures de répartition)

$$M_a = 0,15 \cdot M_0 = 0,15 \cdot 1118,64 = 167,79 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 167,79 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0053 \rightarrow E = 0,9669 \text{ et } K = 136$$

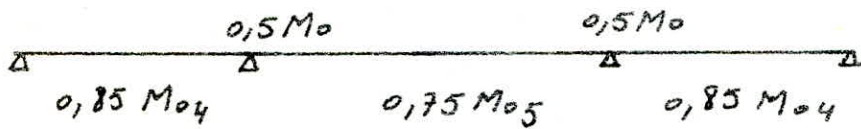
$$A = \frac{M_a}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{167,79 \cdot 10^2}{0,9669 \cdot 13 \cdot 2800} = 0,476 \text{ cm}^2$$

Soit 3 T6 par ml ($A = 0,85 \text{ cm}^2$).

Ferraillage des panneaux de dalles 1, 2, 3, 4

- sens Répartiteur

Le ferraillage pour le sens répartiteur des panneaux 1, 2, 3 et 4 sera confondu avec le ferraillage du sens porteur de la dalle N° 5. Le max à prendre en compte pour moment dans ce cas est: $M_{05} = 891 \text{ kg.m.}$



• En travée: $M_E = 0,75 \cdot M_{05} = 0,75 \cdot 891 = 668,25 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 668,25 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0211 \rightarrow E = 0,9363 \text{ et } K = 63,5$$

$$A = \frac{M_E}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{668,25 \cdot 10^2}{0,9363 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,96 \text{ cm}^2$$

soit 4T8 par ml; écartement $t = 25 \text{ cm.}$

• Aux appuis: $M_a = 0,5 \cdot M_{05} = 0,5 \cdot 891 = 445,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 445,5 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0141 \rightarrow E = 0,9472 \text{ et } K = 79,75$$

$$A = \frac{M_a}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{445,5 \cdot 10^2}{0,9472 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,29 \text{ cm}^2$$

soit 3T8/ml ($A = 1,50 \text{ cm}^2$); écartement $t = 30 \text{ cm.}$

- Armatures de répartition: dalle N° 5.

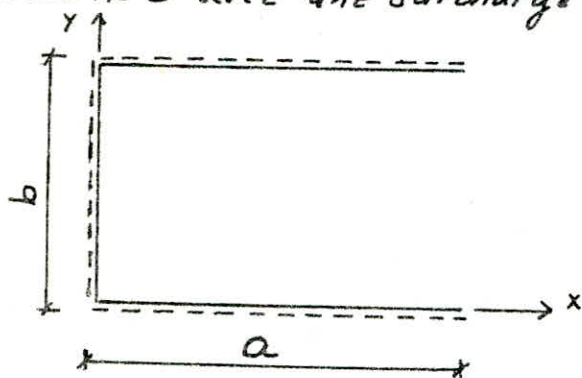
Notre dalle travaille dans un seul sens. Pour les armatures de répartition, nous prendrons 3T6 par ml ($A = 0,85 \text{ cm}^2$).

CALCUL DE LA DALLE DES LOGGIAS

- calcul des loggias en continuité avec la dalle n°3.

Pour les loggias, on a une surcharge plus importante que celle considérée pour le plancher-courant. La surcharge à prendre en compte pour les loggias est 350 kg/m^2 .

Notre tâche consiste à vérifier si le ferrailage déterminé précédemment pour la dalle n°3 peut résister à une telle surcharge. Nous avons donc considéré le cas le plus défavorable en surchargeant tout le panneau N°3 avec une surcharge de 350 kg/m^2 .



On ferrailera le panneau en considérant une poutre de 1 m dans le sens de la petite portée.

$$\gamma = \frac{6}{3} = 2 \quad q = 582 + 1,2 \cdot 350 = 1002 \text{ kg/m}^2$$

Dalle	a (cm)	b (cm)	f _a (cm)	f _b (cm)	f _s	f _{bs}	M _{xs}	M _{ys}	M _{yas}
3	600	300	1,2	0,6	0,266	0,020	227,25	1004,6	1186,76

Nous ferrailurons notre dalle avec le moment max : $M_0 = 1186,76 \text{ kg.m}$

- Calcul des armatures.

• En travée : $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 1186,76 = 1008,74 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1008,74 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0319 \rightarrow E = 0,9231 \text{ et } K = 50$$

$$A = \frac{M_t}{E \cdot h \cdot \bar{f}_a} = \frac{1008,74 \cdot 10^2}{0,9231 \cdot 13 \cdot 2800} = 3 \text{ cm}^2; \text{ soit } 6 \text{ T8 par ml } (A = 3,1 \text{ cm}^2) \quad t = 16 \text{ cm.}$$

Remarque : La section d'armature trouvée est identique à celle trouvée en prenant en compte une surcharge de 175 kg/m^2 sur toute la dalle N°3. Donc le ferrailage adopté pour la dalle n°3 résiste à une surcharge de 350 kg/m^2 .

Ferraillage aux appuis intermédiaires.

$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 1186,76 = 593,38 \text{ kg.m.}$

$\mu = \frac{15 \cdot 593,38 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0188 \rightarrow E = 0,9396 \text{ et } K = 68,1$

$A = \frac{593,38 \cdot 10^2}{0,9396 \cdot 13 \cdot 2800} = 1173 \text{ cm}^2$; soit 578 par m ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

Nous remarquons également que le ferraillage adoptée pour une surcharge de 175 kg/m² convient pour une surcharge de 350 kg/m².

Verifications:

. verification de la condition de non fissuration.

Nous ferons la vérification pour le panneau n°3 car il est le plus sollicité.

$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \cdot \bar{w}_f)}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3,1}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 7,75 \cdot 10^{-3}$

$K = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu préjudiciable.

$\eta = 1,6$: Aciers (H.A)

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

$\bar{\sigma}_b = 5,91 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 7,75 \cdot 10^{-3}}{8 \cdot (1 + 10 \cdot 7,75 \cdot 10^{-3})} = 2158 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,91}{8}} = 3195 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3195 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$.

La condition de non fissuration est vérifiée.

. verification des contraintes.

$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a$. La plus petite valeur de K donne une contrainte de béton. La plus défavorable, on prend $K = 50$ (la plus petite valeur trouvée).

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{50} = 56 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

• Condition de non-fragilité :

Nous devons vérifier la condition fragilité qui est donnée par :

A_f = section pouvant équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

* dans le sens porteur :

$$A_f > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right)$$

* dans le sens répartiteur : $A_f > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right)$

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$; $A_1 = 1, 2, A_0$; A_0 = section d'armatures pouvant résister aux sollicitations déterminées

La section d'armatures A à prendre en compte doit être telle que :

$$A \geq \left\{ A_0 ; \min(A_1, A_f) \right\}$$

valeurs de A_0 (cm²)

Dalle N° sens		1 et 2	3 et 4	5
porteur	Travées	2,82	2,82	1,96
	Appuis	1,63	1,63	1,29
Répartiteur	Travées	1,96	1,96	forfaitaire.
	Appuis	1,29	1,29	

Les sections d'aciers trouvées par la condition de non fragilité sont données dans le tableau suivant :

Dalle N° sens		1	2	3	4	5
	ρ	0,625	0,687	0,5	0,55	0,227
porteur	A_f (cm ²)	0,87	0,83	0,95	0,92	1,12
Répartiteur	A_f (cm ²)	0,51	0,53	0,47	0,49	0,39

On constate que la section d'acier A_0 est toujours supérieure à A_f , ce qui vérifie la condition de non-fragilité.

Dalles du R.E. - DE chaussée prévue pour locaux commerciaux.

La surcharge P revenant aux planchers des locaux commerciaux est de 400 kg/m^2 . Dans ce cas $q = 512 + 1,2 \cdot 400 = 1062 \text{ kg/m}^2$.

Panneaux 1, 2, 3 et 4.

Les valeurs des flèches et moments pour ces panneaux sont résumées dans le tableau suivant :

Dalles n°	a (cm)	b (cm)	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_x (cm)	f_{bx} (cm)	M_{xs} (kg.m)	M_{ys} (kg.m)	M_{yas} (kg.m)
1	480	300	0,96	0,6	0,28	0,054	284,37	967,26	1217,67
2	480	330	0,96	0,66	0,33	0,112	345	1137,59	1450,27
3	600	300	1,2	0,6	0,281	0,020	240,85	1064,74	1257,82
4	600	330	1,2	0,66	0,467	0,053	328,79	1236,30	1499,99

Dalle n° 5: $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8} = 1194,75 \text{ kg.m}$

$M_t = 0,75 \cdot M_0 = 0,75 \cdot 1194,75 = 896,06 \text{ kg.m}$

$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 1194,75 = 597,37 \text{ kg.m}$

Ferraillage des panneaux 1, 2, 3 et 4.

Le moment max à prendre en compte est donné dans le tableau précédent: soit $M_0 = 1499,99 \text{ t.m}$.

Sens porteur:

* Entravée: $M_t = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 1499,99 = 1275 \text{ kg.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 1275 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0494 \rightarrow E = 0,9146 \text{ et } K = 43,54$

$A = \frac{M_t}{\epsilon \cdot h \cdot \bar{f}_a} = \frac{1275 \cdot 10^2}{0,9146 \cdot 13 \cdot 2800} = 3,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 878 / \text{ml} \text{ (} A = 4,01 \text{ cm}^2 \text{)}$
 $\epsilon = 12 \text{ cm}$

* aux appuis:

appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 \cdot 1499,99 = 0,5 \cdot 1500 = 750 \text{ kg.m}$

$\mu = \frac{15 \cdot 750 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0237 \rightarrow E = 0,9329 \text{ et } K = 59,5$

$$A = \frac{M_a}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{750 \cdot 10^2}{0,9329 \cdot 13 \cdot 2800} = 2,21 \text{ cm}^2 \rightarrow 5T8/\text{ml} \quad (A = 2,51 \text{ cm}^2)$$

$h = 20 \text{ cm}$.

appuis de rive: $M_a = 0,15 \cdot 1500 = 225 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 225 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0071 \rightarrow E = 0,9618 \text{ et } K = 116$$

$$A = \frac{225 \cdot 10^2}{0,9618 \cdot 13 \cdot 2800} = 0,64 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T6/\text{ml} \quad (A = 0,85 \text{ cm}^2)$$

$h = 30 \text{ cm}$.

* Sens répartiteur des dalles 1, 2, 3, 4 et sens porteur de la dalle n° 5.

Nous adopterons le même ferrailage pour le sens porteur de la dalle n° 5 et le sens répartiteur des dalles: 1, 2, 3 et 4.

- ENTRÉE: $M_e = 896,06 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 896,06 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0284 \rightarrow E = 0,9271 \text{ et } K = 53,6$$

$$A = \frac{896,06 \cdot 10^2}{0,9271 \cdot 13 \cdot 2800} = 2,65 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T8/\text{ml} \quad (A = 3,01 \text{ cm}^2)$$

$h = 16 \text{ cm}$.

- Aux appuis: $M_a = 597,37 \text{ kg} \cdot \text{m}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 597,37 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0189 \rightarrow 0,9395 = E \text{ et } K = 67,66$$

$$A = \frac{597,37 \cdot 10^2}{0,9395 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,75 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8/\text{ml} \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$$

$h = 25 \text{ cm}$.

- Vérification:

• Condition de non fissuration.

Les panneaux 1, 2, 3 et 4 sont les plus sollicités

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot M}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = 2727 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,01$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot M \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3195 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \Rightarrow \text{condition de non fissuration vérifiée.}$$

verification des contraintes :

La plus petite valeur de K est 43,54

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{43,54} = 64,31 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité :

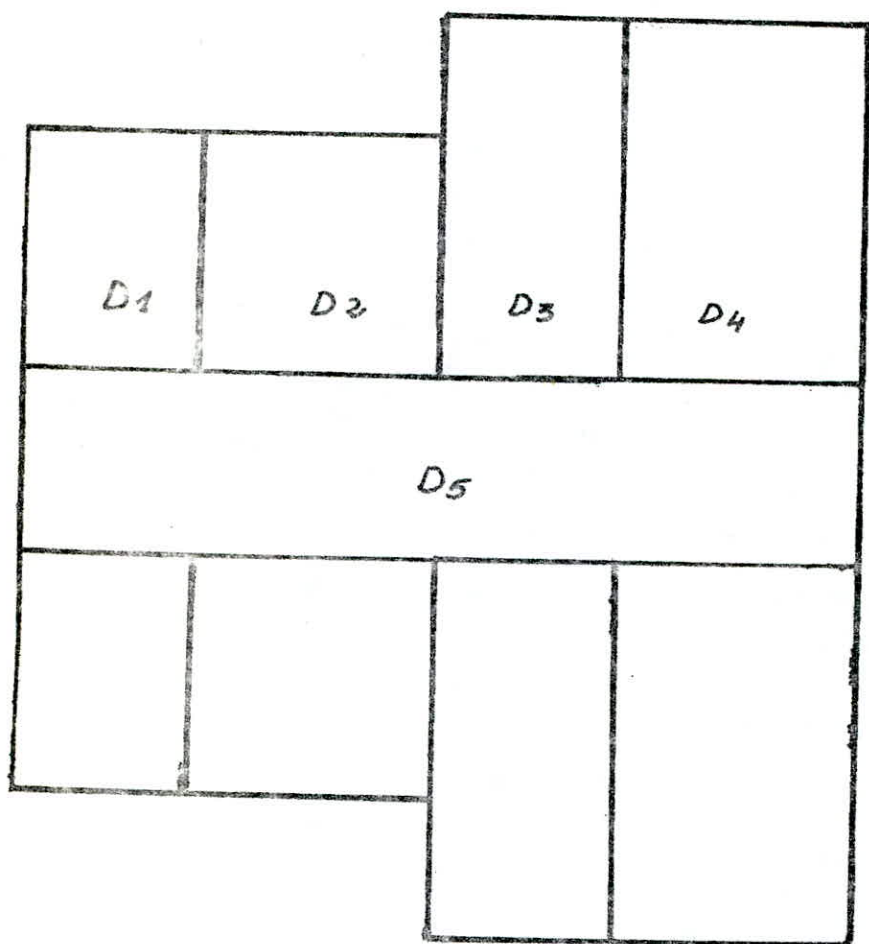
valeurs de A_0

		1 et 2	3 et 4	5	
Porteur	Travées	3,83	3,83	2,65	
	Appuis	2,21	2,21	1,75	
Répartiteur	Travées	2,65	2,65	ferraillage forfaitaire	
	Appuis	1,75	1,75	ferraillage forfaitaire.	

Les valeurs de A_f ont été déjà données précédemment. Les valeurs de A_0 trouvées sont supérieures à $A_f \Rightarrow$ la condition de non-fragilité est vérifiée.

Plancher vide - Sanitaire :

Comme le plancher du vide sanitaire est très bas, nous devons utiliser une prédalle. Pour cela, nous devons prévoir une dalle de compression coulée sur place d'une épaisseur de 6cm. Le plancher doit comporter des armatures continues en une ou deux nappes avec un minimum de 0,25% dans les deux directions. La sous-face des prédalles est lisse, la face supérieure est rugueuse afin d'assurer une bonne reprise avec le béton coulé sur place et d'assurer aussi le monolitisme.



Toutes les dalles sont partiellement encastrées sur 4 côtés, fait dont on tiendra compte pour faire une répartition des moments en travées et aux appuis.

* Détermination des charges et surcharges :

- charges permanentes :

. Predalle - - - - - $2500 \cdot 0,06 = 150 \text{ kg/m}^2$

. Béton coulé — — — — — $2500 \cdot 0,09 = 225 \text{ kg/m}^2$.

. Carrelage + mortier
de pose + sable — — — — — $= \underline{104 \text{ kg/m}^2}$

$$G = 479 \text{ kg/m}^2$$

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

$$q = G + 1,2 \cdot P = 479 + 1,2 \cdot 175 = 479 + 210 = 689 \text{ kg/m}^2$$

- Détermination des efforts :

On utilise la méthode exposée dans le C.C.B.A 68

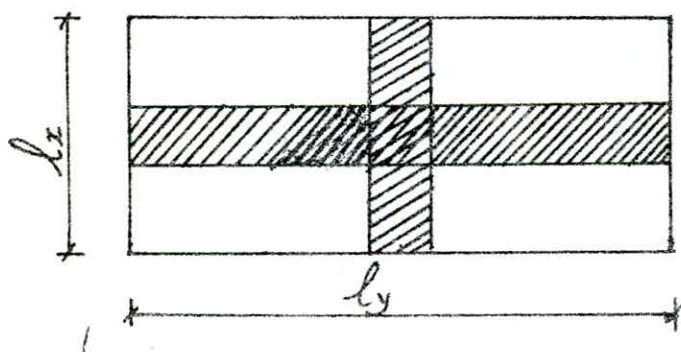
On calculera d'abord le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$; on aura deux cas à considérer

1/ $0,4 < \rho < 1$: On considère au milieu de chaque portée une bande de 1 m de largeur. Les moments développés au centre du panneau ont pour expressions :

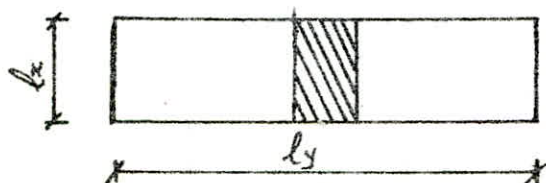
- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.

Les valeurs de μ_x et μ_y sont données en fonction de ρ par une échelle fonctionnelle.



2/ $\rho \leq 0,4$: Dans ce cas, la dalle travaille dans un seul sens, celui de la petite portée. Le panneau sera étudié en considérant une tranche de largeur 1 m et de longueur l_x .



On prendra $A_y = \frac{A_x}{4}$

Dalle n° 1 :

$l_x = 3,00 \text{ m}$

$l_y = 4,80 \text{ m}$

$\mu_x = 0,0717$

$\mu_y = 0,463$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,625 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$

$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 689 \cdot 0,0717 \cdot (3)^2 = 506,62 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,463 \cdot 506,62 = 234,56 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Dalle n° 4

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

$l_y = 6,00 \text{ m}$

$\mu_x = 0,0911$

$\mu_y = 0,377$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,55 \rightarrow 0,4 < \rho < 1$

$M_x = 0,0911 \cdot 689 \cdot (3,3)^2 = 683,54 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = 0,377 \cdot 683,54 = 257,69 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Dalle n° 2

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

$l_y = 4,80 \text{ m}$

$\mu_x = 0,0739$

$\mu_y = 0,538$

$\rho = 0,69$

$M_x = 0,0739 \cdot 689 \cdot (3,3)^2 = 554,48 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = 0,538 \cdot 554,48 = 298,31 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Dalle n° 3

$l_x = 3,00 \text{ m}$

$l_y = 6,00 \text{ m}$

$\mu_x = 0,0973$

$\mu_y = 0,328$

$\rho = 0,5$

$M_x = 0,0973 \cdot 689 \cdot (3)^2 = 603,35 \text{ kg}\cdot\text{m}$

$M_y = 0,328 \cdot 603,35 = 197,89 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Dalle n° 5

$l_x = 3,00 \text{ m}$

$l_y = 13,20 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,23 < 0,4 \Rightarrow$ la dalle travaille uniquement dans le sens de la petite portée.

ENTRÉE : $M_t = \frac{q l^2}{10} = 620,10 \text{ kg}\cdot\text{m}$

aux appuis : $M_a = -\frac{q l^2}{20} = -310,05 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Ferraillage des dalles 1, 2, 3, 4 et 5.

- Sens Porteur : Le moment le plus défavorable est celui correspondant au panneau de dalle n° 4 (D4). soit $M_0 = 683,54 \text{ kg.m}$.

• ENTRÉE : $M_e = 0,85 \cdot M_0 = 0,85 \cdot 683,54 = 581 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 581 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0194 \rightarrow E = 0,9403 \text{ et } K = 68,75$$

$$A_e = \frac{581 \cdot 10^2}{0,9403 \cdot 13 \cdot 2800} = 1,69 \text{ cm}^2$$

Le complément aux règles parasismiques (C.T.C), préconise un ferrailage minimal pour ce genre de plancher de 0,25% dans chaque direction; soit $A_{\min} = 0,0025 \cdot 100 \cdot 15 = 3,75 \text{ cm}^2 > 1,69 \text{ cm}^2$.
 soit 5T10 par ml ($A = 3,92 \text{ cm}^2$) $t = 20 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 0,5 \cdot 683,54 = 341,77 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 341,77 \cdot 10^2}{100 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,0108 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9535 \\ K = 92,5 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{341,77 \cdot 10^2}{0,9535 \cdot 13 \cdot 2800} = 0,98 \text{ cm}^2, \text{ soit } 4T6 (A = 1,13 \text{ cm}^2) \quad t = 25 \text{ cm}$$

• Sens Répartiteur :

ENTRÉE : on prendra $A_e = A_{\min} = 5T10/ml (A = 3,92 \text{ cm}^2)$

Aux appuis : on prendra 4T6/ml $t = 25 \text{ cm}$.

verifications:

. condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot M \cdot \bar{w}_f}{\phi \cdot 1 + 10 \cdot \bar{w}_f} = 2142 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = 9,8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot M \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2858 \text{ kg/cm}^2$$

$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2858 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$
donc il n'y a pas de risque de fissuration.

. verification à l'effort tranchant :

$$T_x = \frac{9 \cdot l_x \cdot l_y^4}{2 \cdot (l_y^4 + l_x^4)} = 1041,5 \text{ kg.}$$

$$T_y = \frac{9 \cdot l_x \cdot l_x^4}{2 \cdot (l_x^4 + l_y^4)} = 12,20 \text{ kg.}$$

$$T_{\max} = T_x = 1041,5 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T_x}{b \cdot z} = \frac{1041,5}{100 \cdot \frac{7,13}{8}} = 0,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

CALCUL DE LA BANDE NOYÉE

("chainage")

Au niveau des panneaux: 1, 2, 3, 4; on prévoit une bande noyée de largeur 40cm et de hauteur 15cm sur toute la portée de chaque panneau.

Cette bande est destinée à supporter le poids du mur en panneaux de béton préfabriqué et son poids propre à elle. On a prévu cette bande car nos dalles ne sont pas appuyées sur le 4^e côté.

- charge revenant à la poutre.

• poids-propre du mur: $2,5 \cdot 0,2 \cdot 2,9 = 1,45 \text{ t/ml}$.

• poids-propre de la bande: $0,40 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,15 \text{ t/ml}$.

Site $q = 1,45 + 0,15 = 1,60 \text{ t/ml}$.

- calcul des efforts: Nous calculerons notre bande comme une poutre semi-encastree à ses 2 extrémités.

$$M_t = \frac{q \cdot l^2}{10} = \frac{1,6 \cdot (3,30)^2}{10} = 1,742 \text{ t.m}$$

$$M_a = -\frac{q \cdot l^2}{20} = -\frac{1,6 \cdot (3,30)^2}{20} = 0,871 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,6 \cdot (3,30)}{2} = 2,64 \text{ t}$$

- calcul de ferrailage:

• en travée: $M_t = 1,742 \text{ t.m}$ $h = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 1,742 \cdot 10^5}{40 \cdot (13)^2 \cdot 2800} = 0,1380 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8570 \\ K = 20 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{20} = 140 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

il faut donc prévoir des armatures comprimées.

$$\frac{15 \cdot 2800}{15 \cdot 137} = 20,44 \quad \text{et} \quad \frac{15(13-2)}{\frac{2800 \cdot 13 + 2}{2800}} = 11; \text{ donc } K = 20,44$$

$$K = 20,44 \rightarrow \mu' = 0,1817 \text{ et } E = 0,8589$$

$$M_1 = \mu' \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h^2 = 0,1817 \cdot 137 \cdot 40 \cdot (13)^2 = 1,68 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$\Delta M = (1,742 - 1,68) \cdot 10^5 = 0,062 \cdot 10^5 \text{ kg.cm.}$$

$$\Delta M = 0,062 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} \Rightarrow A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,062 \cdot 10^5}{(13-2) \cdot 2800} = 0,2 \text{ cm}^2$$

A' est négligeable.

$$A = \frac{1,742 \cdot 10^5}{0,8589 \cdot 13 \cdot 2800} + 0,2 = 5,77 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4T14 (A = 6,15 \text{ cm}^2).$$

• A l'appui : $M_A = 0,871 \text{ E.m.}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,871 \cdot 10^5}{(13)^2 \cdot 40 \cdot 2800} = 0,0630 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9922 \\ K = 31,4 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{0,871 \cdot 10^5}{0,9922 \cdot 13 \cdot 2800} = 2,68 \text{ cm}^2.$$

On prendra 4T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$), comme armatures de répartition.

- Verification des Contraintes :

$$A = 6,15 \text{ cm}^2 \quad \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,15}{40 \cdot 13} = 1,025$$

$$\bar{w} = 1,025 \rightarrow K = 20,58 \text{ et } E = 0,8595$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1,742 \cdot 10^5}{6,15 \cdot 0,8595 \cdot 13} = 2535 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2535}{20,58} = 123,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

- Verification de la condition de non fragilité

La section d'acier A adoptée doit vérifier la condition suivante :

$$A \geq \frac{0,69 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h}{\bar{\sigma}_{on}} = \frac{0,69 \cdot 5,91 \cdot 40 \cdot 13}{4200} = 0,50 \text{ cm}^2$$

$A = 6,15 > 0,5 \rightarrow$ condition de non fragilité vérifiée.

- Verification de la condition de non fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta \cdot \bar{w}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{w}_f)} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{6,15}{2 \cdot 40 \cdot 2} = 0,038 \quad K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ et } \eta = 1,6.$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,038}{14 \cdot (1 + 10 \cdot 0,038)} = 4720,49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,91}{14}} = 2415,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4720,49 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

La condition de non fissuration est vérifiée.

* Calcul des armatures transversales.

$$T = 2,64 \text{ t} = 2640 \text{ kg}$$

$$j = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 13 = 11,375 \text{ cm}; \quad \tau_b = \frac{2640}{40 \cdot 11,375} = 5,80 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_a = 0,871 \text{ t.m et } A = 3,14 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Pourcentage minimal d'acier: } \bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,14}{40 \cdot 13} = 0,604 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8851 \\ K = 28,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot E \cdot h} = \frac{87100}{3,14 \cdot 0,8851 \cdot 13} = 2410,75 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2410,75}{28,5} = 84,58 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 84,58 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{84,58}{68,5}\right) \cdot 5,91 = 19,26 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 19,26 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 5,80 \text{ kg/cm}^2.$$

On utilisera donc, comme armatures transversales, des cadres et des étriers perpendiculaires à la ligne moyenne. On utilisera 2 cadres $\phi 8$ ($A_t = 2,01 \text{ cm}^2$). L'écartement t est donné par: $t = \frac{A_t \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T}$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{em}, \text{ avec } \rho = \max \left\{ \frac{2}{3} \left(1 - \frac{\tau_b}{\sigma'_b} \right) \right. \rightarrow \rho = 0,890$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,890 \cdot 2400 = 2136 \text{ kg/cm}^2.$$

$$t = \frac{A_e \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot 11,375 \cdot 2136}{2640} = 18,49 \text{ cm}.$$

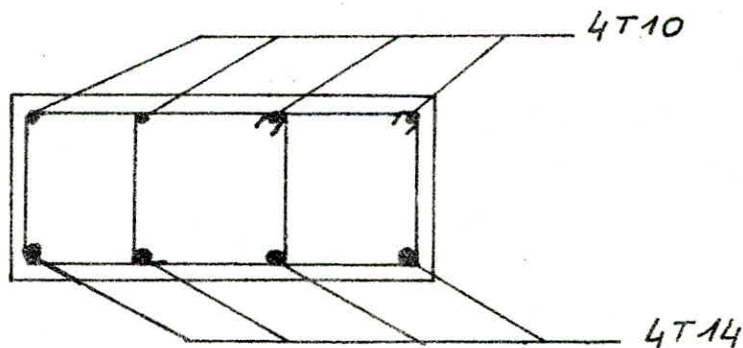
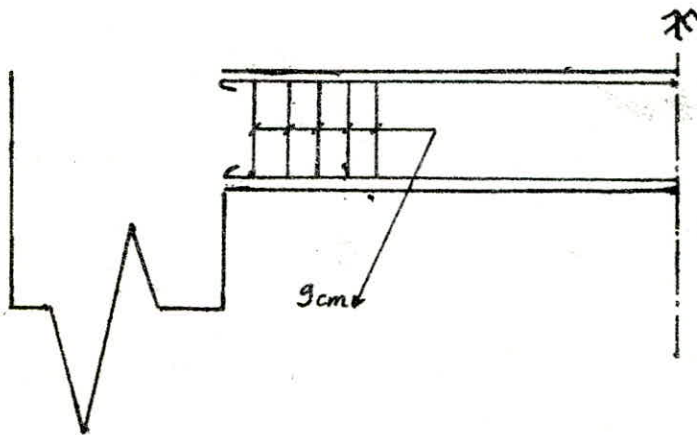
$$\bar{t} = \max \left[h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right); 0,2 \cdot h \right] = \max (9,16; 2,6)$$

$\bar{t} = 9,16 \text{ cm}$. on prendra $t < \bar{t}$, soit $t = 9 \text{ cm}$.

* Condition aux appuis :

$$\frac{T + Ma/\gamma}{\bar{\sigma}_a} < A; \quad \frac{T + Ma/\gamma}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2640 + 87100/11,375}{2800} = -1,79 < 0$$

L'ancrage des armatures n'est donc pas nécessaire.



ETUDE

ALIMENT

GENERALITES

Les regles neige et vent 65 supposent que la direction du vent est horizontale. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est considérée comme normale à cet élément, elle est fonction de :

- La vitesse du vent
- La catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble
- L'emplacement de l'élément considéré dans la construction et de son orientation par rapport au vent.
- des dimensions de l'élément considéré.
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré

1. ACTION DU VENT

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique R dont la direction diffère généralement de celle du vent.

Cette résultante R peut se décomposer en 3 forces :

- La première suivant la direction du vent dans un plan horizontal : c'est la force de traînée T qui produit un effet d'entraînement et de renversement
- La seconde, perpendiculaire à la première dans le plan horizontal : c'est la force de dérive L
- La dernière est suivant une direction verticale ascendante.

C'est la portance U produisant un effet de renversement et de soulèvement.

VENT TRANSVERSAL: il est perpendiculaire à la grande face.

DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINEE T

Des trois efforts cités ci-dessus, c'est le plus important: celui qui conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DE L'OUVRAGE.

il s'agit d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire de:

- grand côté de base $a = 15,78 \text{ m}$.
- Petit côté de base $b = 13,35 \text{ m}$.
- La hauteur totale offerte au vent est $H = 23,85 \text{ m}$, la hauteur étant inférieure à 30 m , nous pourrions utiliser la méthode simplifiée, mais nous optons pour la méthode générale.

Nous utiliserons la formule $T = C_e \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$

L'effort T est fonction du niveau H considéré.

1.11 Coefficient de TRAINEE: C_e

Dans un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse, il est fixé à $C_e = 1,3 \gamma_0$, La valeur du coeff. γ_0 est donnée par le diagramme R.III.5 des règles N.V 65

Vent normal à la grande face

$$\left. \begin{aligned} \lambda a &= \frac{H}{a} = \frac{23,85}{15,78} = 1,51 \\ \frac{b}{a} &= \frac{13,35}{15,78} = 0,84 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1 \text{ et } C_e = 1,3 \cdot 1 = 1,3$$

1.12 coefficient de majoration dynamique: ce coeff. est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage. Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré

il est donné par la formule : $\beta = \theta (1 + \xi \cdot \tau) \geq 1$ N.V. 65 1,511

Pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exprimée, dans le cas d'un contreventement par voiles en béton armé par :

$$T = 0,08 \cdot \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

où H : hauteur totale du bâtiment = 23,85 m.

L_x : dimension en plan dans la direction considérée du vent, ici L_x = b = 13,35 m

$$T = 0,08 \cdot \frac{23,85}{\sqrt{13,35}} \cdot \sqrt{\frac{23,85}{23,85 + 13,35}} = 0,42 \text{ s.}$$

- Le coeff. de réponse ξ est donné en fonction de la période T par le diagramme de la fig. R.III.3 du règle N.V. 65, $T = 0,42 \text{ s} \rightarrow \xi = 0,3$

- Le coeff. de pulsation τ est fonction de la hauteur H du niveau considéré, il est donné par l'échelle fonctionnelle de la fig. R.III.4 du règle N.V. 65

$$H = 23,85 \text{ m} \rightarrow \tau = 0,34$$

- Le coeff. global θ dépend du type de construction, pour un bâtiment à usage d'habitation, il dépend de la cote H_s du sommet

Pour notre cas, H_s < 30 m $\Rightarrow \theta = 0,7$, et $\beta = 0,7 (1 + 0,3 \cdot 0,34) = 0,77 \rightarrow 1$

1.13 coefficient de dimension δ : il tient compte de l'effet des dimensions de l'ouvrage. il est donné en fonction du niveau H considéré, par le diagramme R.III.2 des règles N.V. 65, pour H = 23,85 m $\rightarrow \delta = 0,85$.

1.14 Pression du vent : la pression normale du vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré : $q = k_s \cdot q_H$, notre cas région II et site exposé $\rightarrow k_s = 1,3$
La pression dynamique q_H agissant à la hauteur H au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la fig. C.III.4 du règle N.V. 65.

Region II
 Site exposé } $\rightarrow k_s = 1,3$, $H = 23,85 \text{ m} \rightarrow q_H = 87 \text{ kg/m}^2$
 et $q = k_s \cdot q_H = 1,3 \cdot 87 = 113,1 \text{ kg/m}^2$.

Remarque: la valeur du produit (s.g) doit demeurer comprise entre 70 et 170 kg/m^2 ce qui est vérifié dans notre cas.

1.15 Largeur du maître-couple: d , c'est en fait ici la largeur du bâtiment
 $d = a = 15,78 \text{ m}$.

Au total, pour le niveau $H = 23,85 \text{ m}$, l'effort de traînée est :

$$T = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,78 \cdot 113,1 \cdot 15,78 = 1809,7 \text{ kg/ml}$$

Passage du vent normal au vent extrême : La considération du vent extrême à la place du vent normal a deux conséquences :

• Pression q_H en region II $\left\{ \begin{array}{l} \text{- vent normal : } 87 \text{ kg/m}^2 \\ \text{- vent extrême : } 152 \text{ "} \end{array} \right.$

Le rapport des pressions extrême et normale est : $\frac{152}{87} = 1,75$

• Coefficient de majoration dynamique :

vent normal : $\beta = 1$

vent extrême : $\left(0,5 + \frac{0}{2}\right) \beta = \left(0,5 + \frac{0,17}{2}\right) \cdot \beta = 0,85 \cdot \beta \rightarrow 1$

finallement, les efforts dus au vent extrême sont obtenus en multipliant les efforts dus au vent normal par 1,75.

1.16 Détermination de l'effort de derive L

La force de derive prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN qui provoquent des vibrations dans la direction perpendiculaire au vent; ces vibrations n'apparaissent que pour des vitesses relativement faibles, (vitesses $\leq 25 \text{ m/s}$), la période propre de vibration de l'ouvrage dans le plan longitudinal est :

$$T = 0,08 \sqrt{\frac{H}{Lx}} \sqrt{\frac{H}{H+Lx}} = 0,08 \cdot \frac{23,85}{\sqrt{15,78}} \sqrt{\frac{23,85}{23,85+15,78}}$$

$T = 0,37 \beta$. Designons par T_k la période des tourbillons, il y a résonance si :

$T_k = T = 0,37 \beta$, soit pour une vitesse dite critique égale \bar{a} : $V_{cr} = \frac{d}{S.T} (A 8,31 NV65)$

S étant le nombre de STROUHAL variant de 0,25 à 0,30 pour les prismes

à base carrée. Notre cas, $d = 15,78 \text{ m}$ $V_{cr} = \frac{15,78}{0,25 \cdot 0,37} = 170,59 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$

donc, il est inutile de faire un calcul de résonance et également de calculer l'effort de derive L .

1.2 Détermination de l'effort de portance U $U = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u$

avec C_u : coeff. de portance, soit $C_u = C_i - C_e$

C_i : coeff. de surpression intérieure sur la terrasse.

Pour une construction fermée : $C_i = 0,6 (1,8 - 1,3 \%)$, $\gamma_0 = 1$
 $\mu \leq 5$ $= 0,3$ N.V III 2.141

C_e : coeff. de dépression extérieure sur la terrasse, $\alpha = 0$ } $C_e = -0,5$
 $\gamma_0 = 1$ } R III.6 NV65

Soit donc $C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = 0,8$.

$S_u =$ aire de la toiture terrasse $= 15,78 \times 13,35 = 210,66 \text{ m}^2$

$\delta = 0,78$ et $q = 113,1$, Soit $U = 0,8 \cdot 0,78 \cdot 113,1 \cdot 210,66 = 14,86 \cdot 10^3 \text{ kg}$

et $U_e = 1,75 \cdot U = 26 \cdot 10^3 \text{ kg}$.

Si nous designons par G le poids à vide de notre ouvrage, nous devons vérifier que : $G \gg U_e$. Or le poids à vide de notre ouvrage est de l'ordre de 2000 t, donc U_e est négligeable devant G .

Remarque : Avec un immeuble en béton armé, cette vérification est généralement satisfaite.

VENT LONGITUDINAL

1. Détermination de l'effort de trainée (T) : $T = G \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$

$\lambda_b = \frac{H}{b} = \frac{23,35}{13,35} = 1,78$ } $\Rightarrow \gamma_0 = 1$ et $C_t = 1,3 \cdot \gamma_0 = 1,3$
 $\frac{b}{a} = 0,84$

$T = 0,37 \beta$ (calculée précédemment) $\rightarrow \varphi = 0,25$; $d = 13,35m$

La valeur de l'effort de Trainée sera donnée dans un tableau concernant l'étude au vent longitudinal.

2. Effort de derive "L"

$T = 0,42 \beta$ (oscillations perpendiculaire à la direction du vent)

$$V_{cr} = \frac{d}{S \cdot T} = \frac{13,35}{0,25 \cdot 0,42} = 152,57 m/s > 25 m/s$$

d'où l'utilité de calculer l'effort de derive "L"

3. Détermination de l'effort de portance "U"

$U = C_u \cdot \rho \cdot q \cdot S_u$, $C_u = C_i - C_e = 0,8$

$U = 0,8 \cdot 0,75 \cdot 113,1 \cdot 210,66 = 14,86 \cdot 10^3 kg$

$U_e = 1,75 \cdot U = 26 \cdot 10^3 kg$

U_e étant négligeable devant le poids à vide de la construction qui est en B.A

Remarque : Les effets de derive et de portance étant négligeables,

les actions du vent seront matérialisées par l'effort de Trainée .

- L'effort de trainée sera donné, dans un premier lieu pour chaque niveau, ensuite pour chaque vite dans les tableaux ci-après.

VENT TRANSVERSAL (effort de traînée)

NIVEAUX (m)	C _e	ψ	Z	θ	β = θ(1+ψ.C)	δ	K _s	ρ (kg/m ³)	δ.ρ	d(m)	Vent Normal T _n (Kg/ml)	Vent extrême T _e (Kg/ml)
23,95	1,3	0,30	0,34	0,7	1	0,71	1,3	113,1	88,2	15,78	1108,49	3164,84
20,45	1,3	0,30	0,345	0,7	1	0,71	1,3	109,2	85,17	15,78	1747,17	3057,54
17,55	1,3	0,30	0,35	0,7	1	0,78	1,3	105,3	82,13	15,78	1684,80	2948,40
14,65	1,3	0,30	0,354	0,7	1	0,78	1,3	100,1	78,07	15,78	1601,52	2802,66
11,75	1,3	0,30	0,359	0,7	1	0,78	1,3	94,9	74,07	15,78	1518,42	2657,23
8,85	1,3	0,30	0,36	0,7	1	0,78	1,3	88,4	68,95	15,78	1414,43	2475,25
5,95	1,3	0,30	0,36	0,7	1	0,78	1,3	81,9	63,88	15,78	1310,42	2292,23
3,05	1,3	0,30	0,36	0,7	1	0,78	1,3	74,75	58,30	15,78	1195,95	2092,91
0	1,3	0,30	0,36	0,7	1	0,78	1,3	68,25	53,23	15,78	1091,95	1910,91

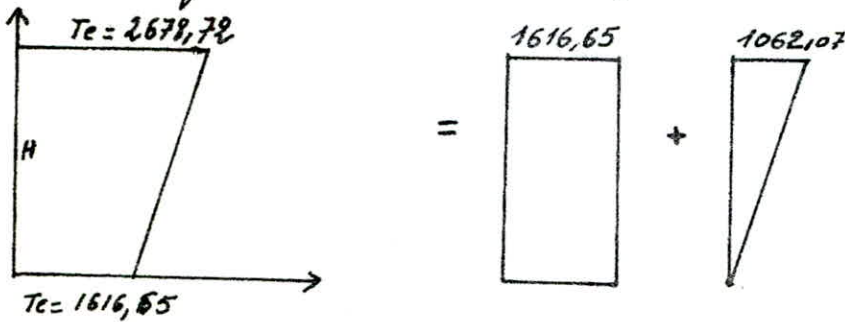
VENT LONGITUDINAL (effort de trainée)

NIVEAUX (m)	C_t	ψ	τ	θ	$\rho_0 (kg/m^3)$	δ	K_s	q kg/m ²	$\delta \cdot q$	d (m)	vent normal T_n (kg/ml)	vent extrême T_e (kg/ml)
23,85	1,3	0,25	0,34	0,7	1	0,78	1,3	113,1	88,2	13,35	1530,70	2678,72
20,45	1,3	0,25	0,345	0,7	1	0,78	1,3	109,2	85,17	13,35	1478,12	2586,71
17,55	1,3	0,25	0,35	0,7	1	0,78	1,3	105,3	82,13	13,35	1425,36	2492,38
14,65	1,3	0,25	0,354	0,7	1	0,78	1,3	100,1	78,07	13,35	1354,90	2371,07
11,75	1,3	0,25	0,359	0,7	1	0,78	1,3	94,9	74,02	13,35	1284,60	2248,05
8,85	1,3	0,25	0,36	0,7	1	0,78	1,3	88,4	68,95	13,35	1196,62	2094,08
5,95	1,3	0,25	0,36	0,7	1	0,78	1,3	81,9	63,88	13,35	1108,63	1940,10
3,05	1,3	0,25	0,36	0,7	1	0,78	1,3	74,75	58,30	13,35	1011,79	1770,63
0	1,3	0,25	0,36	0,7	1	0,78	1,3	68,25	53,23	13,35	923,80	1616,65

CALCUL DES EFFORTS TRANCHANTS
ET DES MOMENTS FLECHISSANTS POUR chaque niveau.

Le diagramme donnant l'effort de trainée $T_e = f(H)$ est assimilable à un diagramme trapézoïdal qu'on peut décomposer en deux diagrammes : rectangulaire et triangulaire.

Exemple de calcul : efforts au niveau du rez-de-chaussée (vent longitudinal).



Pour le niveau R.D.C, $H = 23,85$ m.

effort tranchant : $H_e = 1616,65 \cdot H + 1062,07 \cdot \frac{H}{2} = 51,22 \text{ t}$

moment flechissant : $M_e = 1616,65 \cdot \frac{H^2}{2} + 1062,07 \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{2}{3} H$

$M_e = 1616,65 \cdot \frac{H^2}{2} + 1062,07 \cdot \frac{H^2}{3} = 661,16 \text{ t.m.}$

Le calcul des efforts pour les autres niveaux sera fait de la même manière que pour le niveau R.D.C en considérant H comme hauteur séparant le niveau considéré et le niveau terrasse.

Les valeurs des efforts tranchants et moments flechissants seront données dans des tableaux ci-après pour les deux types de vent : transversal et longitudinal.

*Sollicitation d'ensemble.
Détermination des efforts tranchants et moments flechissants.*

Niveaux (m)		23,85	20,45	17,55	14,65	11,75	8,85	5,95	3,05	0
VENT TRANSVERSAL	H_c (t)	0	10,57	19,25	27,45	35,22	42,30	48,86	54,68	60,53
	M_c (t-m)	0	18,08	61,37	128,22	219,30	330,18	460,42	607,52	781,24
VENT LONGITUDINAL	H_c (t)	0	8,95	16,28	23,23	29,80	35,79	41,33	46,27	51,22
	M_c (t-m)	0	15,30	51,92	109,02	185,58	279,43	389,70	513,97	661,16

Efforts dans chaque voile - vent transversal (le plus défavorable).

-43-

efforts tranchants

niveaux voiles	0-0	3,05	5,95	8,85	11,75	14,65	17,55	20,45	23,85
vt ₁ , vt' ₂	2,10	1,89	1,69	1,46	1,22	0,95	0,66	0,36	0
vt ₂ , vt' ₂	4,37	3,95	3,53	3,05	2,54	1,98	1,39	0,76	0
vt ₃ , vt' ₃	4,99	4,51	4,03	3,49	2,90	2,26	1,58	0,87	0
vt ₄ , vt' ₄	5,68	5,14	4,59	3,97	3,31	2,58	1,81	0,99	0
vt ₅	3,73	3,37	3,01	2,61	2,17	1,69	1,18	0,65	0
vt' ₅	2,95	2,66	2,38	2,06	1,72	1,34	0,94	0,51	0
vl ₁ , vl' ₁	5,53	4,99	4,46	3,86	3,21	2,50	1,75	0,96	0
vl ₂ , vl' ₂	4,23	3,82	3,41	2,95	2,46	1,91	1,34	0,74	0
niveaux voiles	0-0	3,05	5,95	8,85	11,75	14,65	17,55	20,45	23,85
vt ₁ , vt' ₁	27,10	21,07	15,97	11,45	7,61	4,45	2,13	0,63	0
vt ₂ , vt' ₂	56,40	43,85	33,24	23,84	15,83	9,25	4,43	1,30	0
vt ₃ , vt' ₃	64,45	50,10	37,98	27,24	18,09	10,57	5,06	1,49	0
vt ₄ , vt' ₄	73,43	57,08	43,28	31,03	20,61	12,05	5,76	1,70	0
vt ₅	48,20	37,47	28,40	20,37	13,53	7,91	3,78	1,11	0
vt' ₅	38,12	29,63	22,46	16,11	10,70	6,25	2,99	0,88	0
vl ₁ , vl' ₁	71,32	55,45	42,03	30,14	20,02	11,70	5,60	1,65	0

moments fléchissants

ETUDE

DU

SEISME

Effets dus au séisme :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations pouvant atteindre la valeur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$.

Les efforts résultants peuvent s'exercer en plan selon une direction quelconque. Il existe 2 composantes : l'une horizontale, l'autre verticale. Nous étudierons l'action simultanée de ces 2 composantes, tout en admettant que l'action horizontale due au séisme s'adresse à la masse des constructions, on supposera alors, dans le cas d'un bâtiment que les forces horizontales vont s'appliquer au niveau des planchers.

Recommandations pour la conception des bâtiments dans les zones sismiques
il est recommandé de suivre les conseils suivants :

- Réduire le plus possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport entre la longueur et la hauteur.
- Éviter les grandes ouvertures.
- Éviter les éléments de construction, mal liés à la superstructure.
- Éviter les constructions présentant des changements d'inerties importants entre les étages.
- Prévoir des fondations profondes, bien chaînées et bien ancrées dans le sol pour reprendre les efforts de soulèvement sismique.
- * En ce qui concerne la superstructure.
 - Prévoir autour des ouvertures des encadrements armés liés à l'ossature ou au chaînage.
 - Abaisser autant que possible le c. d. g de l'ensemble.
 - Réaliser des nœuds en liaisons rigides.
 - Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par un contreventement dans les deux directions.

Règles de calcul. (P.S 69 chapitre 3)

Principe : le calcul des structures doit être effectué d'abord pour l'effet des charges permanentes, des surcharges de service et des surcharges climatiques dans les conditions édictées par les règles et normes en vigueur. La justification par le calcul de la sécurité d'une construction vis à vis des efforts d'origine

Sismique, comporte :

- La vérification de la résistance et de sa stabilité de forme vis-à-vis des sollicitations d'ensemble.
- La vérification, pour les mêmes sollicitations des conditions imposées par les considérations de déformations.
- La vérification de la stabilité de certains éléments vis-à-vis des sollicitations locales.

* Calcul statique équivalent.

Principe de calcul : (P.S. 69 Art 3.111)

Le mode de calcul, substitue aux effets dynamiques réels, les sollicitations statiques résultant de la considération des systèmes de forces fictives dont les effets sont équivalents à ceux de l'action sismique.

Les systèmes équivalents se composent :

- D'un système de forces horizontales : S_H
- D'un système de forces verticales : S_V
- D'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe vertical : S_T

Ⓐ Systèmes de forces horizontales : S_H

Les forces sismiques horizontales s'exerçant sur un élément sont appliquées au c.d.g de celui-ci, ces forces sont parallèles et de même sens. L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction x

est : $S_H = \sigma_x \cdot W$, avec W : poids de l'élément soumis à l'action sismique

$W = G + \frac{P}{5}$; et σ_x = coefficient sismique de l'élément dans la direction x .

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

Ⓑ Système de forces verticales : S_V

Les forces sismiques verticales à considérer sont appliquées au c.d.g de l'élément sur lequel elles s'exercent, ces forces sont toutes de même sens. Elles peuvent être dirigées soit vers le haut, soit vers le bas. L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est :

$S_V = \pm \sigma_v \cdot W$, avec σ_v = coefficient sismique vertical : $\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \sigma_H$

σ_H = le plus grand coefficient sismique trouvé pour un élément dans diverses

directions horizontales.

α = coefficient d'intensité.

Ⓒ Torsion d'ensemble : S_T

Dans le cas où le centre de torsion et le centre de masse ne coïncident pas, les refends sont soumis à des efforts supplémentaires dus à la rotation des planchers autour du centre de torsion et dont il faut tenir compte.

Seisme agissant dans le sens transversal.

Soient : H = effort sismique.

H_i : effort repris par le refend i

H_j : effort repris par le refend j .

I_{ix} : moment d'inertie du refend i par rapport à x

I_{jy} : moment d'inertie du refend j par rapport à y .

(X_i, Y_j) = coordonnées du c. d. g. du refend considéré dans le repère choisi

Pour un refend transversal : $H_i = H \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} + H \cdot e \frac{I_{ix} \cdot X_i}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2}$

Pour un refend longitudinal : $H_j = H \cdot e \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2}$

Seisme agissant dans le sens longitudinal.

Refend transversal : $H_i = H \cdot e \frac{I_{ix} \cdot X_i}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2}$

Refend longitudinal.

$$H_j = H \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} + H \cdot e \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2}$$

e = excentricité entre le centre de torsion et le centre de masse.

* Détermination des coefficients sismiques :

• coefficient sismique dans le sens horizontal : $\delta_N = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot S$

• coefficient d'intensité α : ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique.

Il dépend de l'intensité normale i_N pour laquelle doit être établi le projet

Notre bâtiment étant situé à CONSTANTINE où la région est de moyenne sismicité (zone II), le bâtiment est en outre à usage d'habitation, on prend donc $\alpha = 1$.

- coefficient de réponse β : Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend de :

. La période T , du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiée.

. Du degré d'amortissement de l'ouvrage.

. De la nature du sol de fondation.

- Degré d'amortissement à considérer

On considère que le degré d'amortissement est moyen d'où :

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,130.$$

- Détermination de la période

Le contreventement étant assuré par des voiles en béton-armé, on a alors :

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

H = hauteur totale du bâtiment (en m) $H = 23,85$ m.

L_x = Dimension en plan (en m) entre murs extérieurs des façades

$L_x = 13,35$ m et $L_y = 15,78$ m.

- Dans le sens longitudinal, on aura :

$$T_x = 0,08 \frac{23,85}{\sqrt{13,35}} \sqrt{\frac{23,85}{13,35 + 23,85}} = 0,418 \text{ s}; \quad \text{et } \beta_x = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,418}} = 0,113$$

- Dans le sens transversal

$$T_y = 0,08 \cdot \frac{23,85}{\sqrt{15,78}} \sqrt{\frac{23,85}{15,78 + 23,85}} = 0,372 \text{ s}; \quad \text{et } \beta_y = \frac{0,085}{\sqrt[3]{0,372}} = 0,118$$

on prend donc : $\beta_x = 0,113$ et $\beta_y = 0,118$

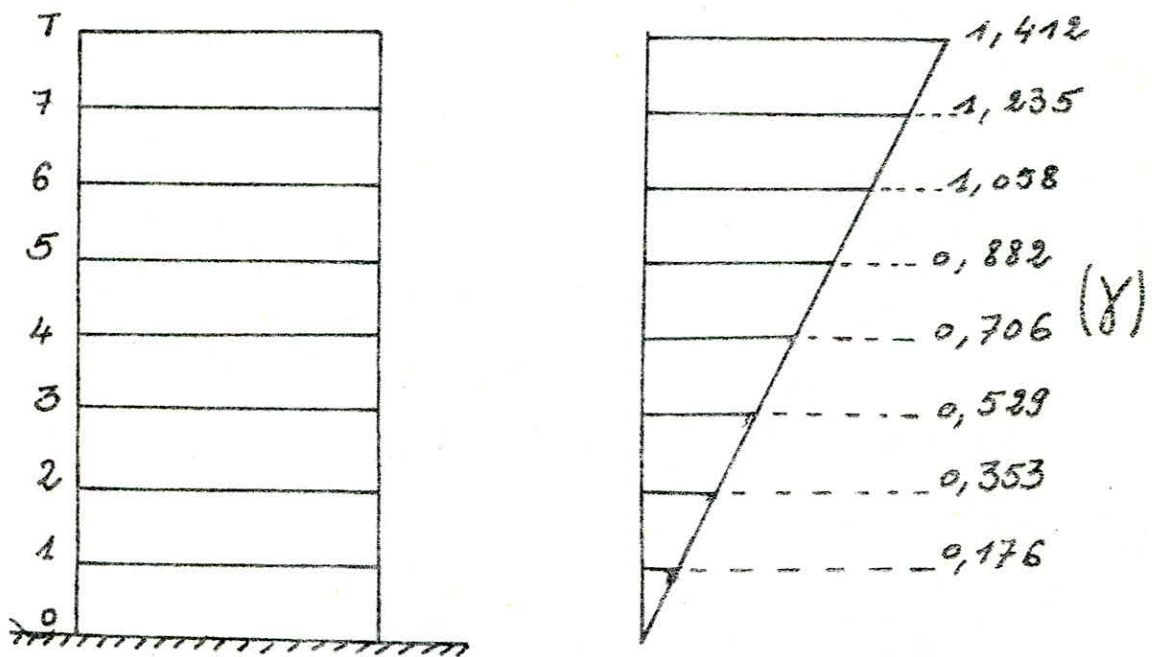
- coefficient de distribution : γ

Le coefficient γ ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière le comportement de la masse à laquelle, il se rapporte. Dans les constructions courantes, composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer, sauf anomalie marquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers. Pour les bâtiments d'habitation, composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, le coefficient γ peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher, compté à partir de la base.

Tous les voiles doivent être prolongés de façon à se raccorder aux voiles périphériques (C. T. C 81), d'où la partie au dessus du rez-de-chaussée est considérée comme un caisson indéformable, on prendra donc pour origine des côtes le niveau du plancher R. D. C.

Si l'on désigne par "n", le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang r est donné par: $\gamma_r = \frac{3 \cdot r}{2n+1}$; $n=8$ dans notre cas.

Distribution de γ suivant les étages.



- coefficient de fondation: δ

il est indépendant des propriétés dynamiques de la construction, c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondations sur le

Comportement de l'ouvrage.

Dans notre cas, nous avons des fondations sur radier et un terrain de consistence moyenne, d'après le P.S 69, on prend $\delta = 1$

* Détermination des coefficients sismiques :

. Dans la direction horizontale :

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta_x \cdot \gamma \cdot \delta = 1 \cdot 0,113 \cdot 1 \cdot 1 = 0,113 \gamma$$

$$\sigma_y = \alpha \cdot \beta_y \cdot \gamma \cdot \delta = 1 \cdot 0,118 \cdot 1 \cdot 1 = 0,118 \gamma$$

. Dans la direction verticale.

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \cdot \sigma_H = \pm \sigma_H = \pm 0,118 \gamma$$

σ_H est la plus grande valeur de σ_x et σ_y .

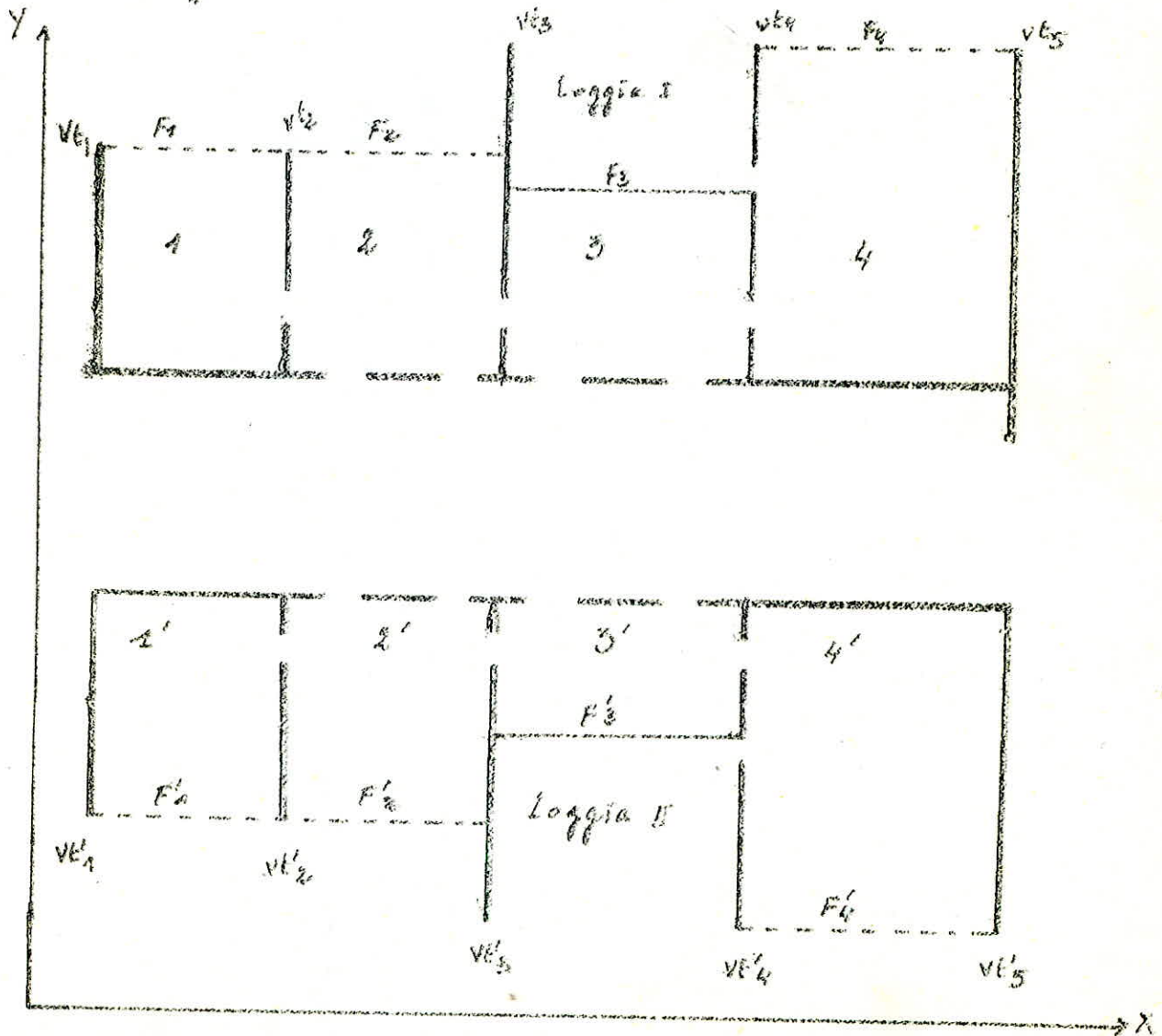
Niveaux	Longitudinalement		Transversalement	
	σ_{Hx}	σ_v	σ_{Hy}	σ_v
T	0,159	$\pm 0,159$	0,166	$\pm 0,166$
7	0,139	$\pm 0,139$	0,145	$\pm 0,145$
6	0,119	$\pm 0,119$	0,124	$\pm 0,124$
5	0,099	$\pm 0,099$	0,104	$\pm 0,104$
4	0,079	$\pm 0,079$	0,083	$\pm 0,083$
3	0,059	$\pm 0,059$	0,062	$\pm 0,062$
2	0,039	$\pm 0,039$	0,041	$\pm 0,041$
1	0,019	$\pm 0,019$	0,020	$\pm 0,020$
R.D.C	0,000	$\pm 0,000$	0,000	0,000

Determination des centres de masse des éléments soumis aux efforts sismiques et supposés concentrés au niveau des planchers.

Soient: X_i : abscisse de l'élément i dans le repère orthogonale (ox, oy)
 Y_i : ordonnée de l'élément i dans le même repère.
 M_i : masse de l'élément i .

Les coordonnées du C. d. g. de n éléments peut être obtenues par:
 $X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot X_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$ et $Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot Y_i}{\sum_{i=1}^n M_i}$

Choix du repère



1) Centre de masse des éléments verticaux.

calcul du c. d. g de chaque élément vertical.

éléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
vt_1	5,383	0,075	0,403	11,125	63,653
vt'_1	5,383	0,075	0,403	3,875	20,859
vt_2	4,544	3,225	14,654	12,090	54,936
vt'_2	4,544	3,225	14,654	3,61	16,403
vt_3	5,735	6,675	38,281	12,13	73,580
vt'_3	5,735	6,675	38,281	8,87	16,459
vt_4	5,092	9,125	50,028	12,48	63,548
vt'_4	5,092	9,125	50,028	3,22	16,396
vt_5	8,645	13,275	114,762	11,525	99,633
vt'_5	6,688	13,275	88,783	3,275	21,903
vl_1	5,984	2,91	17,832	9,445	56,518
vl'_1	5,984	2,91	17,832	6,275	37,549
vl_2	5,143	10,83	55,699	9,445	48,576
vl'_2	5,143	10,83	55,699	6,275	32,272
F_1	3,776	1,61	6,079	14,4	54,374
F'_1	3,776	1,61	6,079	1,1	4,153
F_2	3,993	4,95	19,765	14,4	57,499
F'_2	3,993	4,95	19,765	1,1	4,392
F_3	3,450	8,25	28,462	14	48,300
F'_3	3,450	8,25	28,462	2,90	10,005
F_4	3,507	11,55	40,505	15,60	54,709
F'_4	3,507	11,55	40,505	0,10	0,350
F_5	1,502	0,075	0,112	7,85	11,790
Σ	110,049		747,073		867,857

Le centre de masse des éléments verticaux sera :

$$x_G = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} = \frac{747,043}{110,049} = 6,79 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i} = \frac{867,857}{110,049} = 7,88 \text{ m.}$$

- Centre de masse des éléments horizontaux :

- Niveau terrasse : $G + 1,2.P = 660 \text{ kg/m}^2$

La masse de l'élément i est : $(G + 1,2.P) S_i$

S_i = Surface horizontale de l'élément i .

Éléments	S_i (m ²)	M_i (t)	x_i (m)	$M_i \cdot x_i$ (t.m)	y_i (m)	$M_i \cdot y_i$ (t.m)
1	14,4	9,504	1,65	15,682	11,9	113,079
1'	14,4	9,504	1,65	15,682	3,8	36,115
2	15,84	10,454	4,95	51,747	11,9	124,402
2'	15,84	10,454	4,95	51,747	3,8	39,725
3	18	11,78	8,25	98,01	12,5	148,500
3'	18	11,78	8,25	98,01	3,2	38,016
4	19,8	13,068	11,55	150,935	12,5	163,350
4'	19,8	13,068	11,55	150,935	3,2	41,817
5	39,6	26,136	6,75	176,418	7,85	205,167
	\sum	115,948	\sum	809,166	\sum	910,189

- Etage courant :

- plancher : $G + 1,2.P = 0,792 \text{ t/m}^2$

- loggia : $G + 1,2.P = 0,927 \text{ t/m}^2$

La masse de l'élément i est : $M_i = (G + 1,2.P) \cdot S_i$

Etage Courant.

Eléments	$S_i (m^2)$	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$M_i \cdot X_i (t \cdot m)$	$Y_i (m)$	$M_i \cdot Y_i (t \cdot m)$
1	14,4	11,261	1,65	18,581	11,9	134,006
1'	14,4	11,261	1,65	18,581	3,8	42,792
2	15,84	12,387	4,95	61,315	11,9	147,405
2'	15,84	12,387	4,95	61,315	3,8	47,071
3	13,8	10,929	8,25	90,164	11,8	128,962
3'	13,8	10,929	8,25	90,164	3,9	42,623
4	19,8	15,484	11,55	178,840	12,5	193,55
4'	19,8	15,484	11,55	178,840	3,2	49,549
5	39,6	30,967	6,75	209,027	7,85	243,091
Loggia I	4,2	3,893	8,25	32,117	14,8	57,616
Loggia II	4,2	3,893	8,25	32,117	0,9	3,504
Σ		138,875		971,061		1090,169.

Niveau R. D. C

$$G + 1,2 \cdot P = 1,062 \text{ t/m}^2$$

éléments	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$M_i \text{ (t)}$	$X_i \text{ (m)}$	$M_i \cdot X_i \text{ (t} \cdot \text{m)}$	$Y_i \text{ (m)}$	$M_i \cdot Y_i \text{ (t} \cdot \text{m)}$
1	14,4	15,293	1,65	25,233	11,9	181,987
1'	14,4	15,293	1,65	25,233	3,8	58,113
2	15,84	16,822	4,95	83,269	11,9	200,182
2'	15,84	16,822	4,95	83,269	3,8	63,924
3	18	19,116	8,25	157,707	12,5	238,950
3'	18	19,116	8,25	157,707	3,2	61,171
4	19,8	21,027	11,5	242,862	12,5	262,837
4'	19,8	21,027	11,5	242,862	3,2	67,286
5	39,6	42,055	6,75	283,871	7,85	330,132
Σ		186,571		1302,013		1464,582

- coordonnées du centre de masse des éléments horizontaux.

Terrasse :

$$\left\{ \begin{aligned} X_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot X_i}{\Sigma M_i} = \frac{809,166}{115,948} = 6,97 \text{ m.} \\ Y_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot Y_i}{\Sigma M_i} = \frac{910,189}{115,948} = 7,85 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

Etage courant :

$$\left\{ \begin{aligned} X_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot X_i}{\Sigma M_i} = \frac{971,061}{138,875} = 6,99 \text{ m.} \\ Y_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot Y_i}{\Sigma M_i} = \frac{1090,169}{138,875} = 7,85 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

R. D. C :

$$\left\{ \begin{aligned} X_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot X_i}{\Sigma M_i} = \frac{1302,013}{186,571} = 6,97 \text{ m.} \\ Y_G &= \frac{\Sigma M_i \cdot Y_i}{\Sigma M_i} = \frac{1464,582}{186,571} = 7,85 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

Coordonnées du centre de masse au niveau terrasse.

On suppose que la masse est concentrée au niveau du plancher.

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
Terrasse	115,948	6,97	808,157	7,85	910,192
Accrotere	12,78	7,06	90,228	7,65	97,767
Σ	128,728		898,385		1007,959

Les coordonnées du centre de masse au niveau terrasse :

$$x_G = \frac{898,385}{128,728} = 6,97 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_G = \frac{1007,959}{128,728} = 7,83 \text{ m.}$$

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
Terrasse + Accrotere	128,728	6,97	898,385	7,83	1007,959
$\frac{1}{2}$ Mur	55,023	6,97	373,606	7,88	433,581
Σ	183,751		1271,991		1441,54

$$x_G = \frac{\Sigma M_i \cdot X_i}{\Sigma M_i} = \frac{1271,991}{183,751} = 6,92 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\Sigma M_i \cdot Y_i}{\Sigma M_i} = \frac{1441,54}{183,751} = 7,84 \text{ m.}$$

Etage Courant:

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	Y_i	$M_i Y_i$ (t.m)
plancher	138,875	6,99	971,061	7,85	1090,169
Mur	110,049	6,79	747,233	7,88	867,186
Σ	248,924		1718,294		1957,355

$$x_G = \frac{1718,294}{248,924} = 6,91 \text{ m} \quad \text{et} \quad y_G = \frac{1957,355}{248,924} = 7,86 \text{ m.}$$

Coordonnées du Centre de masse: Niveau R. D. C.

① Bloc I.

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
plancher	138,875	6,99	971,061	7,85	1090,169
Mur	78,387	6,79	532,248	7,88	617,689
Σ	217,262		1503,309		1707,858

$$X_G = \frac{1503,309}{217,262} = 6,91 \text{ m} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{1707,858}{217,262} = 7,86 \text{ m.}$$

② Bloc II

Eléments	M_i (t)	X_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)
plancher	116,571	6,97	1302,013	7,85	1464,582
Mur	55,024	6,79	373,616	7,88	433,593
Σ	241,595		1675,629		1898,175

$$X_G = \frac{1675,629}{241,595} = 6,94 \text{ m}; \quad Y_G = \frac{1898,175}{241,595} = 7,85 \text{ m}$$

Calcul de la charge soumise à l'action des éléments horizontaux.

charge soumise à l'action sismique: $W = G + \frac{P}{5} \Rightarrow S_i = W_i \cdot \omega_i$

S_i : charge sismique. et ω_i = surface de l'élément i

1° Niveau terrasse :

$$G + \frac{P}{5} = 0,54 + \frac{0,17}{5} = 0,56 \text{ t/m}^2$$

Éléments	ω_i (m ²)	charges (t)
1	14,4	8,064
1'	14,4	8,064
2	15,84	8,970
2'	15,84	8,870
3	18	10,080
3'	18	10,080
4	19,8	11,088
4'	19,8	11,088
5	39,6	22,176
Σ		98,380

Niveau R.D.C : $W = 0,652 \text{ t/m}^2$

Éléments	ω_i (m ²)	charges (t)
1	14,4	9,533
1'	14,4	9,533
2	15,84	10,486
2'	15,84	10,486
3	18	11,916
3'	18	11,916
4	19,8	13,107
4'	19,8	13,107
5	39,6	26,215
Σ		116,299

2° Etage courant

- Plancher : $G + \frac{P}{5} = 0,582 + \frac{0,175}{5} = 0,617 \text{ t/m}^2$

- Loggia : $G + \frac{P}{5} = 0,507 + \frac{0,350}{5} = 0,577 \text{ t/m}^2$

Éléments	ω_i (m ²)	charges (t)
1	14,4	8,885
1'	14,4	8,885
2	15,84	9,773
2'	15,84	9,773
3	18	8,515
3'	18	8,515
4	19,8	12,216
4'	19,8	12,216
5	39,6	24,433
Loggia I	4,2	2,423
Loggia II	4,2	2,423
Σ		108,057

Charges soumises à l'action sismique pour chaque niveau du bâtiment.

On suppose que les charges sismiques sont concentrées au niveau des planchers.

Pour le niveau terrasse on prend : L'aerotère, le plancher terrasse
et la moitié des murs inférieurs.

Pour le niveau Etage courant, on prend : Le plancher étage courant, la moitié
des murs supérieurs et inférieurs.

Pour le niveau R.D.C, on prend : Le plancher R.D.C, la moitié des murs
supérieurs et la moitié des murs du vide
sanitaire.

Le tableau suivant donne les charges soumises à l'action sismique
à chaque niveau du bâtiment.

Niveaux	Charges sur voiles	Charges sur Aerotère	Charges sur planchers	Somme des charges.
T	55,024	6,955	98,380	160,359
7	110,049	0,000	108,057	218,106
6	110,049	0,000	108,057	218,106
5	110,049	0,000	108,057	218,106
4	110,049	0,000	108,057	218,106
3	110,049	0,000	108,057	218,106
2	110,049	0,000	108,057	218,106
1	110,049	0,000	108,057	218,106
R.D.C Bloc I	55,024	0,000	108,057	163,081
R.D.C Bloc II	55,024	0,000	116,299	171,323

Efforts dus au seisme à chaque niveau.

Niveau	W (t)	σ_{Hx}	σ_{Hy}	$H = \sigma_{Hx} \cdot W$	$H = \sigma_{Hy} \cdot W$	$\sum \sigma_{Hx} \cdot W$	$\sum \sigma_{Hy} \cdot W$	M_x cumulé	M_y cumulé
T	160,359	0,159	0,166	25,497	26,620	25,497	26,620	0,000	0,000
7	218,106	0,139	0,145	30,317	31,625	55,814	58,245	75,941	77,198
6	218,106	0,119	0,124	25,955	27,045	81,769	85,290	235,802	246,108
5	218,106	0,099	0,104	21,592	22,683	103,361	107,973	472,932	493,449
4	218,106	0,079	0,083	17,23	18,103	120,591	126,076	772,679	806,571
3	218,106	0,059	0,062	12,868	13,523	133,459	139,599	1122,393	1172,192
2	218,106	0,039	0,041	8,506	8,942	141,965	148,541	1509,424	1577,029
1	218,106	0,019	0,020	4,144	4,362	146,109	152,903	1921,122	2007,797
R. D. C bloc I	163,081	0,000	0,000	0,000	0,000	146,109	152,903	2344,938	2451,216
R. D. C bloc II	171,323	0,000	0,000	0,000	0,000	146,109	152,903	2344,938	2451,216

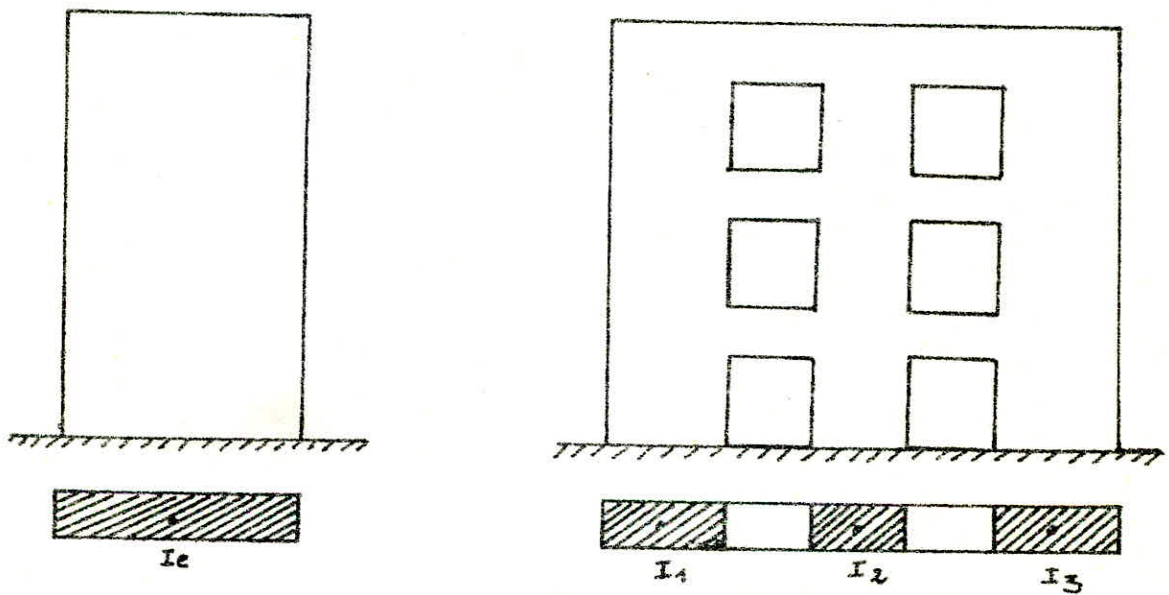
ETUDE

DU

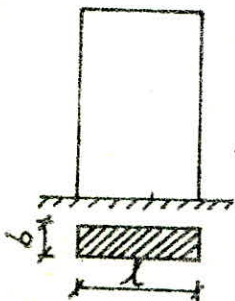
CONTRE VENTEMENT

INÉRTIES ÉQUIVALENTES

introduction : La notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. L'inertie équivalente d'un refend avec ouverture est l'inertie d'un refend plein avec ouvertures est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, de même hauteur, qui sous les mêmes faces horizontales présente à son sommet la même flèche que celle du refend avec ouverture.



1/ Inertie équivalente des refends pleins :



L'inertie équivalente pour un refend plein est donnée par l'inertie de sa section transversale :

$$I_e = I = \frac{b l^3}{12}$$

Les inerties équivalentes des refends pleins sont données dans ce tableau

Voiles	b (.m)	l (.m)	Ie (m ⁴)
VE1	0,15	4,95	1,5161
VE1	0,15	4,95	1,5161
VE5	0,15	7,95	6,2807
VE5	0,15	6,15	2,9076

2° Inerties équivalentes des refends à une file d'ouvertures.

L'inertie équivalente d'un refend à une file d'ouverture est donnée par l'expression suivante : $I_e = \frac{I}{\frac{16 \cdot m \cdot c}{I_1 + I_2} \cdot \frac{4\alpha}{a^2} + 1}$

avec : $I = I_1 + I_2$

I_1 et I_2 : moments d'inertie de chaque trumeau.

m : moment statique de chacun des éléments du refends par rapport au centre de gravité de l'ensemble ; $m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}$

α_1 et α_2 : tiges des éléments de refends 1 et 2.

c : semi. distance entre les centres de gravité des 2 éléments de refends.

4α : coeff donné par l'abaque B23b (M. DIVERS)

a : semi. portée de l'ouverture.

h : hauteur d'un étage.

Z : hauteur de la tour.

E : coefficient d'élasticité du matériau constituant le refend.

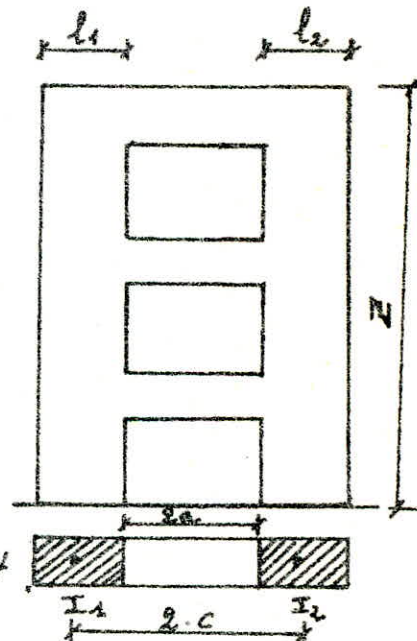
E' : coeff. d'élasticité du matériau constituant le linteau.

généralement $E = E'$ en B.A.

i : inertie du linteau.

$\alpha = w \cdot Z =$ degré de concordance.

$$w^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \cdot h}$$



h = hauteur du linteau.

$$v_1 = b \cdot l_1 ; v_2 = b \cdot l_2 ; I_1 = \frac{b \cdot l_1^3}{12} ; I_2 = \frac{b \cdot l_2^3}{12}$$

$$e = \frac{l_1}{2} + \frac{l_2}{2} + a$$

$$I = I_1 + I_2 + 2m \cdot e$$

Le calcul détaillé de l'inertie équivalente des voiles à un seul file d'ouvertures sera fait pour la voile vt_2 comme exemple.

Pour ce qui est des autres voiles, les résultats seront donnés dans un tableau.

voile vt_2 :

$$z = 23,85 \text{ m} \quad b = 0,15 \text{ m}$$

$$l_1 = 3,20 \text{ m} \quad h = 2,90 \text{ m}$$

$$l_2 = 0,77 \text{ m}$$

$$a = 0,415 \text{ m}$$

$$hl = 0,73 \text{ m}$$

$$v_1 = b \cdot l_1 = 0,15 \cdot 3,20 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$v_2 = b \cdot l_2 = 0,15 \cdot 0,77 = 0,1155 \text{ m}^2$$

$$I_1 = \frac{b \cdot l_1^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (3,2)^3}{12} = 0,4096 \text{ m}^4 ; i = \frac{b \cdot hl^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (0,73)^3}{12} = 0,0048 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{b \cdot l_2^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (0,77)^3}{12} = 0,0057 \text{ m}^4 ; e = \frac{l_1}{4} + \frac{l_2}{4} + a = \frac{3,2}{4} + \frac{0,77}{4} + 0,415$$

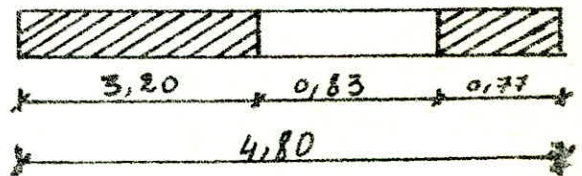
$$e = 1,4075 \text{ m} ; m = \frac{2e}{\frac{1}{v_1} + \frac{1}{v_2}} = \frac{2 \cdot 1,4075}{\frac{1}{0,48} + \frac{1}{0,1155}} = 0,2621$$

$$I = I_1 + I_2 + 2m \cdot e = 0,4096 + 0,0048 + 2 \cdot 0,2621 \cdot 1,4075 = 1,1531 \text{ m}^4$$

$$w = \sqrt{\frac{3 \cdot i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m \cdot a^3} \cdot e} = 1,0177$$

$$\alpha = w \cdot z = 1,0177 \cdot 23,85 = 24,27 \rightarrow \gamma_0 = 0,6$$

$$\text{Inertie équivalente : } I_e = \frac{I}{\frac{16m \cdot e}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\gamma_0}{12} + 1} = 1,1366 \text{ m}^4$$



Inerties equivalentes des Refends à une file d'ouvert

voiles	vt_x	vt'_x	vt_y	vt'_y	vt_z	vt'_z
$l_1 (m)$	3,2	3,2	5	5	0,87	0,87
$l_2 (m)$	0,77	0,77	0,10	0,10	3,60	3,60
$a (m)$	0,415	0,415	0,450	0,450	0,515	0,515
$h_l (m)$	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73	0,73
$b (m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$oi_1 (m^2)$	0,48	0,48	0,75	0,75	0,1305	0,1305
$oi_2 (m^2)$	0,1155	0,1155	0,0150	0,0150	0,54	0,54
$I_1 (m^4)$	0,4096	0,4096	1,5625	1,5625	0,0082	0,0082
$I_2 (m^4)$	0,0057	0,0057	0,0000125	0,0000125	0,5832	0,5832
$i (m^4)$	0,0048	0,0048	0,0048	0,0048	0,0048	0,0048
$c (m)$	1,4075	1,4075	1,7250	1,7250	1,6325	1,6325
$m (m^3)$	0,2621	0,2621	0,0506	0,0506	0,3431	0,3431
$I (m^4)$	1,1531	1,1531	1,7371	1,7371	1,7116	1,7116
W	1,0177	1,0177	1,4371	1,4371	0,7075	0,7075
d	24,27	24,27	34,27	34,27	16,87	16,87
ψ_0	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
$I_0 (m^4)$	1,1366	1,1366	1,7363	1,7363	1,6586	1,6586

Inerties équivalentes des refends à 2 files d'ouvertures.

EXEMPLE DE CALCUL: voile vt₄.

$$h_l = h_{l_1} = h_{l_2} = 0,73 \text{ m}$$

$$i = i_1 = i_2 = \frac{0,15 \cdot (0,73)^3}{12} = 0,0048 \text{ m}^4$$

$$l_1 = 0,42 \text{ m}; l_2 = 3,32 \text{ m}; l_3 = 0,5 \text{ m}.$$

$$a_1 = 0,415 \text{ m}; a_2 = 0,465 \text{ m}.$$

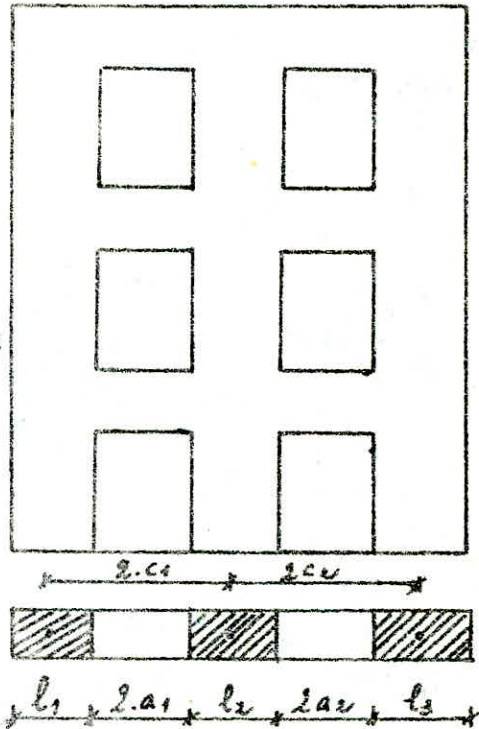
$$u_1 = b \cdot l_1 = 0,063 \text{ m}^2; u_2 = b \cdot l_2 = 0,498 \text{ m}^2$$

$$u_3 = b \cdot l_3 = 0,075 \text{ m}^2.$$

$$I_1 = \frac{b \cdot l_1^3}{12} = 0,0009 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{b \cdot l_2^3}{12} = 0,4574 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{b \cdot l_3^3}{12} = 0,0015 \text{ m}^4.$$



$$c_1 = \frac{l_1}{4} + \frac{l_2}{4} + a_1 = \frac{0,42}{4} + \frac{3,32}{4} + 0,415 = 1,35 \text{ m}.$$

$$c_2 = \frac{l_2}{4} + \frac{l_3}{4} + a_2 = \frac{0,5}{4} + \frac{3,32}{4} + 0,465 = 2,375 \text{ m}.$$

$$m_1 = \frac{2 \cdot c_1}{\frac{1}{u_1} + \frac{1}{u_2}} = \frac{2 \cdot 1,35}{\frac{1}{0,063} + \frac{1}{0,498}} = 0,1509 \text{ m}^3.$$

$$m_2 = \frac{2 \cdot c_2}{\frac{1}{u_2} + \frac{1}{u_3}} = \frac{2 \cdot 2,375}{\frac{1}{0,498} + \frac{1}{0,075}} = 0,3006 \text{ m}^3.$$

$$w = \sqrt{\frac{6 \cdot i}{h(I_1 + I_2 + I_3)} \left(\frac{c_1^2}{a_1^3} + \frac{c_2^2}{a_2^3} \right)} = 1,3275$$

$$d = w \cdot z = 1,3275 \cdot 23,85 = 31,66 \rightarrow \gamma_0 = 0,6.$$

$$I = \sum_{i=1}^3 I_i + \sum_{i=1}^3 u_i \cdot d_i^2$$

voiles à 2 files d'ouvertures : vt_4 ; vt'_4 ; vl_1 ; vl'_1 .

inertie du linteau $i = 0,0048 m^4$.

voiles	vt_4	vt'_4	vl_1	vl'_1
$l_1(m)$	0,42	0,42	3,52	3,52
$l_2(m)$	3,32	3,32	1,27	1,27
$l_3(m)$	0,50	0,50	0,32	0,32
$a_1(m)$	0,415	0,415	0,415	0,415
$a_2(m)$	0,465	0,465	0,365	0,365
$u_1(m^2)$	0,063	0,063	0,528	0,528
$u_2(m^2)$	0,4980	0,4980	0,1905	0,1905
$u_3(m^2)$	0,075	0,075	0,048	0,048
$I_1(m^4)$	0,0009	0,0009	0,5452	0,5452
$I_2(m^4)$	0,4574	0,4574	0,0256	0,0256
$I_3(m^4)$	0,0015	0,0015	0,0004	0,0004
$c_1(m)$	1,3500	1,3500	1,6125	1,6125
$c_2(m)$	2,375	2,375	0,725	0,725
$m_1(m^3)$	0,1509	0,1509	0,4515	0,4515
$m_2(m^3)$	0,3096	0,3096	0,0556	0,0556
w	1,3275	1,3275	0,9057	0,9057
d	31,6600	31,6600	21,6000	21,6000
ψ_0	0,6000	0,6000	0,6000	0,6000
I	2,8978	2,8978	3,8720	3,8720
I_e	2,8129	2,8129	3,6195	3,6195

Recherche du Centre de torsion des éléments de refends :

1) Éléments Longitudinaux :

L'expression qui nous donne l'ordonnée du centre de torsion est :

$$Y_T = \frac{\sum_{i=1}^m I_{ej} \cdot y_j}{\sum_{i=1}^m I_{ej}} ; \text{ avec : } y_j = \text{ordonnée de l'élément } i \text{ dans le même repère}$$

et I_{ej} = inertie équivalente de l'élément i

Éléments	I_{ej} (m ⁴)	y_j (m)	$I_{ej} \cdot y_j$ (m ⁵)
vl ₁	3,6195	9,445	34,186
vl' ₁	3,6195	6,275	22,712
vl ₂	1,6586	9,445	15,665
vl' ₂	1,6586	6,275	10,407
Σ	10,5562		82,970

Ordonnée du centre de torsion : $Y_T = \frac{\sum I_{ej} \cdot y_j}{\sum I_{ej}} = \frac{82,9700}{10,5562} = 7,86$

2/ Éléments transversaux :

De la même manière que pour les éléments longitudinaux, on calcule, l'abscisse du centre de torsion.

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^m I_{ei} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^m I_{ei}}$$

I_{ei} : Inertie équivalente de l'élément i .

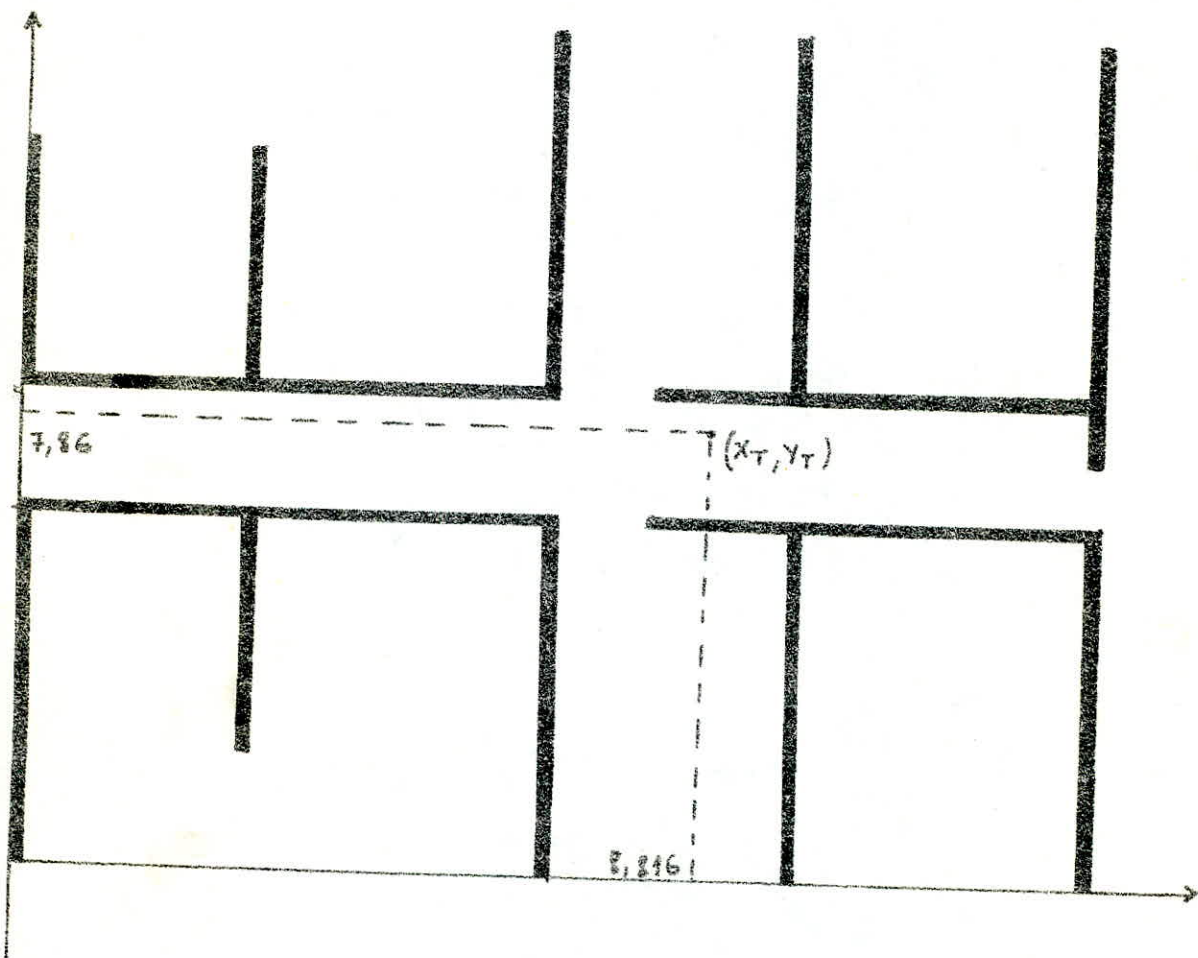
X_i : L'abscisse de l'élément i

Éléments	$I_{ei} (m^4)$	$X_i (m)$	$I_{ei} \cdot X_i (m^5)$
vt_1	1,5161	0,075	0,1137
vt'_1	1,5161	0,075	0,1137
vt_2	1,1366	3,225	3,6655
vt'_2	1,1366	3,225	3,6655
vt_3	1,7363	6,675	11,5898
vt'_3	1,7363	6,675	11,5898
vt_4	2,1129	9,825	27,6367
vt'_4	2,1129	9,825	27,6367
vt_5	6,2807	13,275	83,3762
vt'_5	2,9076	13,275	38,5983
Σ	23,5921		207,9859.

L'abscisse du centre de torsion sera donné par :

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^m I_{ei} \cdot X_i}{\sum_{i=1}^m I_{ei}} = \frac{207,9859}{23,5921} = 8,816 \text{ m.}$$

Centre de torsion.



calcul des excentricités dans les 2 sens.

Sens transversal : $e_t = x_T - x_G$

Sens longitudinal : $e_L = y_T - y_G$

$x_T = 8,816\text{ m}$ et $y_T = 7,86\text{ m}$

	Terrasse	Etage Courant	R. D. C Bloc I	R. D. C Bloc II
x_G	6,920	6,900	6,910	6,940
y_G	7,840	7,860	7,860	7,850
e_t	1,896	1,916	1,906	1,876
e_L	0,020	0,000	0,000	0,010

$e_t = 1,916\text{ cm}$ (étage courant)

e_a : excentricité accidentelle = 5% de la plus grande dimension du bâtiment. $e_a = \frac{5 \times 15,78}{100} = 0,789$

Excentricité de calcul :

$e = \max(e_a, e_t) = 1,916$

La plus grande excentricité est $e_t = 1,916\text{ m}$, ce qui représente 12,14% L, ne dépasse 20% L, pourcentage recommandé par C.T.C.

Détermination des efforts sismiques dans les 2 sens.

Introduction :

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion a causé la dissymétrie de notre bâtiment. Cette excentricité provoque des efforts supplémentaires dans les refends. Le centre de torsion des refends est défini par :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, et qui provoque une translation des refends parallèlement à la direction de cette force.
- Un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion et engendre uniquement une rotation dont le sens est le même que celui du moment.

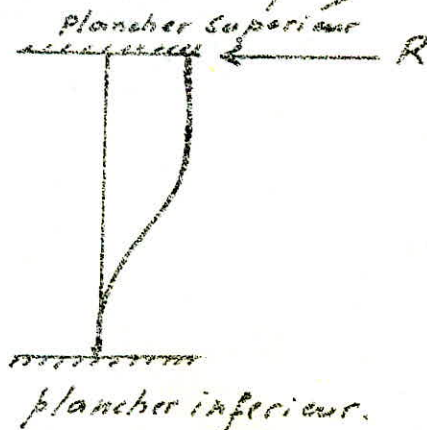
Les efforts sismiques se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieure H (M) provoque une translation (ou une rotation)

pour un refend i quelconque ayant les caractéristiques suivantes :

- I : moment d'inertie
- E : module d'élasticité
- L : hauteur.
- R : rigidité

La rigidité est donnée par :

$$R = \frac{12 \cdot E \cdot I}{L^3}$$



Comme dans notre cas, tous les refends ont même hauteur, même module d'élasticité et les mêmes conditions aux appuis, on pourra simplifier les calculs en remplaçant la rigidité par l'inertie. Un refend parallèle à la direction de la force sismique est soumis à un effort de translation et à un effort de rotation. Un refend perpendiculaire à la direction de la force sismique,

est soumis seulement à un effort de rotation

* force sismique agissant transversalement.

- refend transversal i :

$$H_i = H_{i\text{rot}} + H_{i\text{trans}}, \text{ avec } H_{i\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

$$\text{et } H_{i\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

- refend longitudinal j :

$$H_j = H_{j\text{rot}} \text{ avec } H_{j\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$J = \sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{jy} \cdot Y_j^2$$

* force sismique agissant longitudinalement.

- pour un refend transversal i

$$H_i = H_{i\text{rot}} \text{ avec } H_{i\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

- pour un refend longitudinal j

$$H_j = H_{j\text{rot}} + H_{j\text{trans}} \text{ avec } H_{j\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$H_{j\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{jy}}{\sum I_{jy}}$$

Remarque : Pour simplifier les calculs devant les efforts horizontaux, on utilise un artifice de calcul nous permettant de déterminer ces efforts, il consiste à prendre une force extérieure $H = 100t$, puis nous servant de la règle de trois, on déduit l'effort H réel à chaque niveau.

On considère :

$$F_1 = H_{i\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{ix}}{\sum I_{ix}} \quad ; \quad F_2 = H_{i\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

$$F_3 = H_{j\text{trans}} = \frac{H \cdot I_{jy}}{\sum I_{jy}} \quad \text{et} \quad F_4 = H_{j\text{rot}} = H \cdot e \cdot \frac{I_{jy} \cdot Y_j}{J}$$

$$e = 1,916 \quad \text{et} \quad H = 100t.$$

On aura :

* Pour un séisme agissant transversalement.

- refend transversal i : $H_i = F_1 + F_2$
- refend longitudinal j : $H_j = F_4$

* Pour un séisme agissant longitudinalement.

- refend transversal i : $H_i = F_2$
- refend longitudinal j : $H_j = F_3 + F_4$.

$\frac{10000}{V_i}$	$I_i X$	X_i	X_i^2	$I_i \cdot X_i$	$I_i \cdot X_i^2$	$I_i Y$	Y_i	Y_i^2	$I_i \cdot Y_i$	$I_i \cdot Y_i^2$	F_1	F_2	F_3	F_4
V_{E1}	4,5164	-8,744	76,405	-13,252	115,838						6,426	-4,738		
V_{E1}	1,5164	-8,744	76,405	-13,252	115,838						6,426	-4,738		
V_{E1}	1,5164	-8,744	76,405	-13,252	115,838						6,426	-4,738		
V_{E2}	-1,4366	-5,591	31,259	-6,354	35,523						4,818	-2,272		
V_{E1}	1,4366	-5,591	31,259	-6,354	35,523						4,818	-2,272		
V_{E3}	1,7363	-2,444	4,584	-4,584	7,959						7,359	-1,640		
V_{E3}	1,7363	-2,444	4,584	-4,584	7,959						7,359	-1,640		
V_{E3}	1,7363	-2,444	4,584	-4,584	7,959						7,359	-1,640		
V_{E4}	2,8423	1,009	1,018	2,838	2,884						41,923	1,015		
V_{E4}	2,8423	1,009	1,018	2,838	2,884						41,923	1,015		
V_{E4}	2,8423	1,009	1,018	2,838	2,884						41,923	1,015		
V_{E5}	6,2807	4,453	19,883	28,006	124,872						26,622	10,043		
V_{E5}	2,9076	4,453	19,883	12,965	57,811						42,325	4,635		
V_{E4}														
V_{E4}														
V_{E4}														
V_{E2}														
V_{E1}														
V_{E2}														
V_{E1}														
V_{E1}														
Σ	23,5921				507,068					28,814				

$J = 535, 882$

Distribution des efforts horizontaux par voile.

Voiles	Effort agissant transversalement		Efforts agissant longitudinalement.	
	$H_i = F_1 + F_2$	$H_j = F_4$	$H_i = F_2$	$H_j = F_3 + F_4$
V_{E1}	1,688		-4,738	
V'_{E1}	1,688		-4,738	
V_{E2}	2,546		-2,272	
V'_{E2}	2,546		-2,272	
V_{E3}	5,719		-1,640	
V'_{E3}	5,719		-1,640	
V_{E4}	12,938		1,015	
V'_{E4}	12,938		1,015	
V_{E5}	36,635		10,013	
V'_{E5}	16,960		4,635	
V_{L1}		2,025		36,313
V'_{L1}		-2,245		32,043
V_{L2}		0,928		16,640
V'_{L2}		-1,029		14,683

Seisme agissant transversalement - effort $H(t)$ dans chaque niveau et chaque voile

Niveaux voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Vt_1, Vt'_1	0,449	0,527	0,451	0,378	0,302	0,226	0,149	0,073	0,000
Vt_2, Vt'_2	0,678	0,805	0,689	0,576	0,461	0,344	0,288	0,111	0,000
Vt_3, Vt'_3	1,522	1,809	1,547	1,297	1,035	0,773	0,511	0,249	0,000
Vt_4, Vt'_4	3,444	4,092	3,499	2,935	2,342	1,749	1,157	0,564	0,000
Vt_5	9,752	11,586	9,908	8,310	6,632	4,954	3,276	1,598	0,000
Vt'_5	4,515	5,364	4,587	3,847	3,070	2,294	1,517	0,740	0,000
Vl_1	0,539	0,640	0,548	0,459	0,367	0,274	0,181	0,088	0,000
Vl'_1	-0,598	-0,71	-0,607	-0,509	-0,406	-0,304	-0,201	-0,098	0,000
Vl_2	0,247	0,293	0,251	0,210	0,168	0,125	0,083	0,040	0,000
Vl'_2	-0,274	-0,325	-0,278	-0,233	-0,186	-0,139	-0,092	-0,045	0,000

Seisme agissant transversalement - efforts cumulés à chaque niveau et dans chaque voile
 $H(t)$

Niveaux voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Vt_1, Vt'_1	0,449	0,976	1,427	1,805	2,107	2,333	2,282	2,555	2,555
Vt_2, Vt'_2	0,678	1,483	2,172	2,748	3,209	3,553	3,781	3,892	3,892
Vt_3, Vt'_3	1,522	3,331	4,878	6,175	7,210	7,983	8,494	8,743	8,743
Vt_4, Vt'_4	3,444	7,536	11,035	13,170	16,312	18,061	19,218	19,782	19,782
Vt_5	9,752	21,338	31,246	39,556	46,188	51,142	54,418	56,016	56,016
Vt'_5	4,515	9,879	14,466	18,313	21,383	23,677	25,194	25,934	25,934
Vl_1	0,539	1,179	1,727	2,186	2,553	2,827	3,008	3,096	3,096
Vl'_1	-0,598	-1,308	-1,915	-2,424	-2,830	-3,134	-3,335	-3,433	-3,433
Vl_2	0,247	0,540	0,791	1,001	1,169	1,294	1,377	1,417	1,417
Vl'_2	-0,274	-0,599	-0,877	-1,110	-1,296	-1,435	-1,527	-1,572	-1,572

effort M(t.m) à chaque niveau et dans chaque voile - séisme transversal.

Niveaux voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Vt ₁ , Vt' ₁	0,000	1,302	4,133	8,271	13,505	19,646	26,381	33,579	40,989
Vt ₂ , Vt' ₂	0,000	1,966	6,267	12,566	20,535	29,841	40,145	51,110	62,396
Vt ₃ , Vt' ₃	0,000	4,414	14,074	28,220	46,127	67,036	90,187	114,820	140,174
Vt ₄ , Vt' ₄	0,000	9,988	31,842	63,844	104,357	151,661	204,038	259,770	317,138
Vt ₅	0,000	28,281	90,161	180,774	295,487	429,432	577,744	735,556	898,002
Vt' ₅	0,000	13,094	41,743	83,694	136,802	198,812	267,476	340,538	415,747
Vl ₁	0,000	1,563	4,982	9,991	16,330	23,734	31,932	40,655	49,634
Vl' ₁	0,000	-1,734	-5,527	-11,081	-18,111	-26,318	-35,406	-45,078	-55,033
Vl ₂	0,000	0,716	2,282	4,576	7,479	10,869	14,622	18,615	22,724
Vl' ₂	0,000	-0,795	-2,532	-5,075	-8,294	-12,052	-16,214	-20,642	-25,201

effort H(t) à chaque niveau et dans chaque voile - séisme longitudinal.

Niveaux voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Vt ₁ , Vt' ₁	-1,208	-1,436	-1,229	-1,023	-0,816	-0,610	-0,403	-0,196	0,000
Vt ₂ , Vt' ₂	-0,579	-0,688	-0,590	-0,491	-0,391	-0,292	-0,193	-0,094	0,000
Vt ₃ , Vt' ₃	-0,418	-0,497	-0,426	-0,354	-0,283	-0,211	-0,139	-0,068	0,000
Vt ₄ , Vt' ₄	0,256	0,308	0,263	0,219	0,175	0,131	0,086	0,042	0,000
Vt ₅	2,553	3,036	2,599	2,162	1,725	1,288	0,852	0,415	0,000
Vt' ₅	1,182	1,405	1,203	1,001	0,799	0,596	0,394	0,192	0,000
Vl ₁	9,258	11,009	9,425	7,841	6,257	4,673	3,089	1,505	0,000
Vl' ₁	8,170	9,714	8,317	6,918	5,521	4,123	2,726	1,328	0,000
Vl ₂	4,243	5,045	4,319	3,593	2,867	2,141	1,415	0,690	0,000
Vl' ₂	3,744	4,451	3,811	3,170	2,530	1,889	1,249	0,608	0,000

Efforts $H(t)$ cumulés à chaque niveau et dans chaque voile - Seisme longitudinal

	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V_{t1}, V_{t1}'	-1,208	-2,644	-3,873	-4,896	-5,712	-6,322	-6,725	-6,921	-6,921
V_{t2}, V_{t2}'	-0,579	-1,267	-1,857	-2,348	-2,739	-3,031	-3,224	-3,318	-3,318
V_{t3}, V_{t3}'	-0,418	-0,915	-1,341	-1,695	-1,978	-2,189	-2,328	-2,396	-2,396
V_{t4}, V_{t4}'	0,256	0,564	0,827	1,046	1,221	1,352	1,438	1,480	1,480
V_{t5}	2,553	5,529	8,191	10,350	12,075	13,363	14,215	14,630	14,630
V_{t5}	1,182	2,577	3,790	4,791	5,590	6,186	6,580	6,772	6,772
V_{t6}	9,258	20,207	28,692	37,533	43,790	48,463	51,552	53,057	53,057
V_{t6}	8,170	17,884	26,204	33,119	38,640	42,763	45,489	46,817	46,817
V_{t6}	4,243	9,281	13,607	17,200	20,067	22,208	23,623	24,313	24,313
V_{t6}	3,744	8,195	12,006	15,176	17,706	19,595	20,844	21,452	21,452

efforts: $M(t-m)$, à chaque niveau et dans chaque voile. Seisme longitudinal.

Voiles	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
V_{t1}, V_{t1}'	0,000	-3,503	-11,171	-22,403	-36,601	-53,166	-71,499	-91,002	-111,023
V_{t2}, V_{t2}'	0,000	-1,679	-5,353	-10,739	-17,548	-25,491	-34,281	-43,631	-53,253
V_{t3}, V_{t3}'	0,000	-1,212	-3,866	-7,755	-12,620	-18,406	-24,750	-31,506	-38,454
V_{t4}, V_{t4}'	0,000	0,742	2,378	4,726	7,810	11,351	15,271	19,442	23,734
V_{t5}	0,000	7,404	23,612	47,357	77,372	112,319	151,142	192,366	234,793
V_{t5}	0,000	3,428	10,930	21,921	35,815	52,026	69,965	89,047	108,686
V_{t6}	0,000	26,848	85,623	171,719	280,578	407,586	548,109	697,609	851,475
V_{t6}	0,000	23,693	75,557	151,539	247,581	359,641	483,613	615,571	757,341
V_{t6}	0,000	12,305	39,240	78,700	128,580	186,775	251,179	319,684	390,192
V_{t6}	0,000	10,858	34,623	69,441	113,451	164,798	221,620	282,071	344,282

CALCUL DES VOILES
sous les charges horizontales.

Exposé de la méthode utilisée : Méthode de M. DIVERS

Chaque refend est calculé pour l'action des charges verticales et horizontales qui lui ont été distribuées, afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données. Les refends sans ouvertures ne posent pas de problème, leur calcul est celui d'un mur en béton armé ou non de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieures M , V et H où $V = G + P$
voile à une file d'ouverture.

Hypothèses :

- 1) les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend
- 2) Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

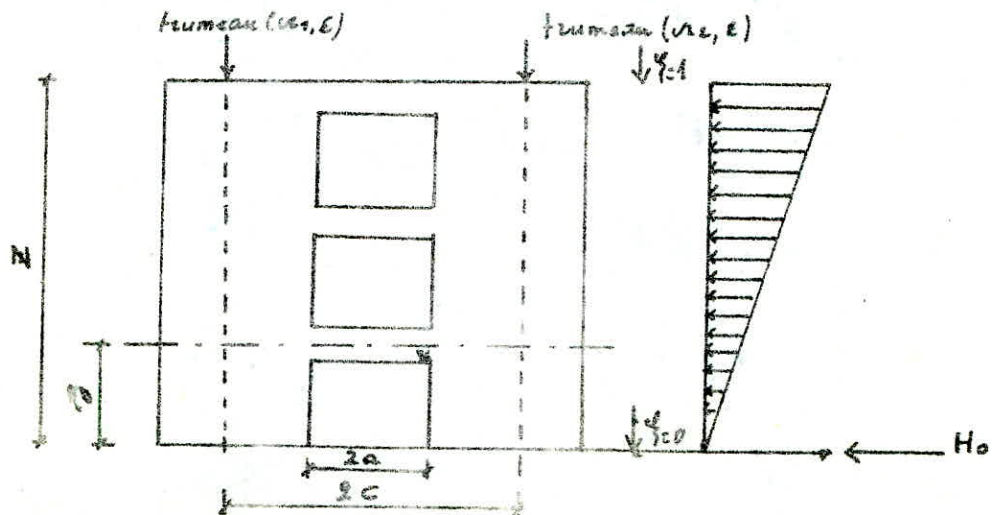
On admettra en outre que : - la hauteur de l'étage est constante.

- les linteaux qui lient les deux éléments

de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.

- Les linteaux ont une inertie transversale

faible par rapport à celle de chacun des éléments de refend.



Etapes de calcul.

1. Evaluation de la valeur de α :

a. Calculer w^2 , puis w par la relation : $w^2 = \frac{3 \cdot E' \cdot i}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^2 \cdot h}$

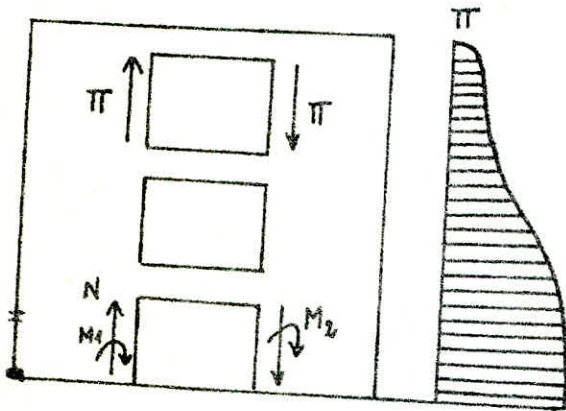
avec : i : inertie du linteau.

E : coefficient d'élasticité du repend

E' : coefficient d'élasticité du linteau.

h : hauteur de l'étage.

cas general :



$$m = \frac{2 \cdot c}{\frac{1}{\alpha_1} + \frac{1}{\alpha_2}}$$

$$\Pi = \frac{m \cdot h \cdot H_0 \cdot \phi}{I}$$

$$N = \sum \Pi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1 - \phi)^2}{2} - \frac{2mc \cdot \phi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

M. DIVERS a donné dans son ouvrage intitulé : « calcul pratique des tours en B.A », la méthode de calcul des moments dans les trumeaux pour le cas d'une charge uniforme due au vent. Nous avons donc vu nécessaire de faire des calculs similaires pour une charge triangulaire telle que celle due au séisme.

Pour le cas du vent, on a : $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1 - \phi)^2}{2} - \frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \phi}{I} \right]$

Pour le cas du séisme on a :

$$M_1 = S_T (Z - x - d)$$

S_T : surface du trapèze

d : distance du c. d. g à la grande base.

$$S_T = \frac{(q + q_x)(z-x)}{2}$$

$$d = \frac{(q + 2 \cdot q_x)}{3(q + q_x)} (z-x)$$

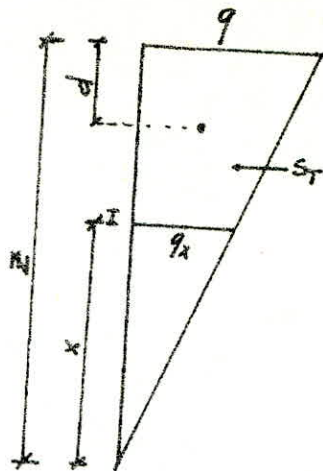
$$q_x = q \cdot \frac{x}{z} = q \cdot \varphi \text{ avec } \varphi = \frac{x}{z}$$

$$M_x = \frac{(q + q\varphi)(z-x)}{2} \left[z-x - \frac{(q + 2 \cdot q\varphi)}{3(q + q\varphi)} \cdot (z-x) \right]$$

$$= (z-x)^2 \left[\frac{q(1+\varphi)}{2} \left(1 - \frac{1+2\varphi}{3(1+\varphi)} \right) \right]$$

$$= (z-x)^2 q \left[\frac{(1+\varphi)(3+3\varphi-1-2\varphi)}{3(1+\varphi)} \right] = q \cdot (z-x)^2 \left[\frac{1+\varphi}{2} \cdot \frac{2+\varphi}{3(1+\varphi)} \right]$$

$$= q(z-x)^2 \frac{(2+\varphi)}{6} = q \cdot z^2 \cdot \left(1 - \frac{x}{z}\right)^2 \cdot \frac{(2+\varphi)}{6} = q \cdot z^2 \cdot \frac{(1-\varphi)^2 (2+\varphi)}{6}$$



Pour une charge triangulaire, on a: $H_0 = q \cdot \frac{z}{2}$, donc $M_x = H_0 \cdot z \cdot \frac{(1-\varphi)^2 (2+\varphi)}{3}$

Le reste des calculs est donné dans "les annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics", calculs exposés par MM. M. ALBIGES et J. GOULET.

on trouve finalement: $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\varphi)^2 (2+\varphi)}{3} - \frac{2mc\varphi}{I} \right]$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$$

b. Calculer $\alpha = w \cdot z$

2°/ Étude des linteaux.

a. Établir $\varphi = x/z$

b. A l'aide de x et φ , trouver la valeur la valeur de ϕ sur la figure 8.19
(M. DIVERS)

c. Calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau
 $\Pi = H_0 \cdot \frac{m \cdot R}{I} \cdot \phi$

d. Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree aux extremités.

Le moment d'encastrement est $M = \pi \cdot a$, et l'effort tranchant $T = \pi$
Les efforts provenant du plancher seront superposés.

3. Etude de deux linteaux :

a. Trouver la valeur de ψ en fonction de d et γ sur l'abaque B.20 de l'ouvrage de M. DIVERS.

b. Calculer les moments dans les trumeaux par les formules :

$$M_1 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \cdot Z \left[\frac{(1 - \psi)^2 (2 + \psi)}{3} - \frac{2 m G \psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_1}{I_2} \cdot M_1$$

c. Calculer les forces axiales dans les trumeaux (provoqués uniquement par les forces horizontales). A chaque étage, on obtient $N = \sum \pi$
 $\sum \pi$: somme des efforts π comptés à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

4. Verification. Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une verification de l'équilibre extérieur par la relation :

$$M = M_1 + M_2 + 2 \cdot Nc$$

M : moment d'ensemble distribué au refend pris en considération.

M_1 , M_2 et N sont les efforts calculés à la base du refend.

efforts dans les referends pleins.

Niveaux	V64		V64		V65		V65	
	H	M	H	M	H	M	H	M
T	1,208	0,000	1,208	0,000	9,752	0,000	4,515	0,000
7	2,644	3,503	2,644	3,503	21,338	28,231	9,899	13,094
6	3,813	11,191	3,813	11,191	31,246	90,181	14,466	44,743
5	4,896	22,405	4,896	22,405	39,556	180,724	18,313	83,694
4	5,712	36,601	5,712	36,601	46,188	225,417	21,383	136,802
3	6,322	53,166	6,322	53,166	51,442	429,432	23,677	198,812
2	6,725	71,499	6,725	71,499	54,418	577,244	25,194	267,476
1	6,921	91,002	6,921	91,002	56,016	735,556	25,934	340,538
R.D.C	6,921	111,073	6,921	111,073	56,016	898,002	25,934	415,747

Voies à une file d'aiguilles -
 Calcul des efforts pour voies V6 et V7.
 $\lambda = 24,27$; $I = 1,5131 \text{ m}^4$; $E = 0,4098 \text{ m}^4$; $I_0 = 0,053 \text{ m}^4$; $M_0 = 3,8326 \text{ t}$; $m = 0,2431 \text{ m}^3$; $C = 1,078 \text{ m}$.

Niveau	η	ϕ	π	$\frac{(1-\eta)^2}{2}$	$\frac{4+2\eta}{3}$	γ	$\frac{2 \cdot m \cdot c \cdot \eta}{I}$	$\frac{M_0 \cdot \eta}{I}$	$A \cdot \frac{2m \cdot c \cdot \eta}{I}$	M_1	M_2	N
T	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,876	0,150	0,385	0,008	1,917	0,004	0,003	0,015	0,016	1,076	0,015	0,385
6	0,752	0,230	0,590	0,031	1,735	0,0125	0,008	0,057	0,049	4,392	0,061	0,975
5	0,627	0,365	0,936	0,070	1,751	0,010	0,051	0,123	0,072	6,453	0,089	1,911
4	0,503	0,490	1,257	0,124	1,669	0,129	0,083	0,207	0,124	11,114	0,155	3,168
3	0,379	0,610	1,565	0,193	1,586	0,195	0,125	0,306	0,171	16,223	0,226	4,733
2	0,255	0,735	1,886	0,278	1,503	0,280	0,179	0,418	0,239	21,422	0,298	6,619
1	0,131	0,810	2,080	0,378	1,421	0,380	0,243	0,537	0,294	26,351	0,367	8,699
R.D.C	0,000	1,000	2,565	0,500	1,333	0,445	0,285	0,667	0,382	34,239	0,476	11,264

Verification: $M_1 + M_2 + 2N_0 = 66,423 \text{ tm}$ at $M_{max} = 68,396 \text{ tm} \Rightarrow \text{Erreur} = 6,10\%$

$\alpha = 34,27$; $I = 1,7371 \text{ m}^4$; $I_1 = 1,5625 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,000125 \text{ m}^4$; $H_0 = 8,793 \text{ t}$; $m = 0,0506 \text{ m}^3$; $c = 1,725 \text{ m}$.

Niveau	α	ϕ	π	$\frac{(1-\alpha)^2}{2}$	$\frac{4+2\alpha}{3}$	ψ	$\frac{2m \cdot \psi}{I}$	$\frac{A \cdot \psi^2 \cdot \sin^2 \alpha}{2}$	$A - \frac{2m \cdot \psi}{I}$	M_1	M_2	N
T	1	0,000	0,000	0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,876	0,150	0,111	0,008	1,917	0,004	0,0004	0,015	0,0146	2,991	0,00008	0,111
6	0,752	0,230	0,170	0,031	1,835	0,025	0,001	0,057	0,056	11,432	0,0001	0,281
5	0,627	0,365	0,269	0,070	1,751	0,080	0,008	0,123	0,115	23,477	0,0002	0,550
4	0,503	0,490	0,362	0,124	1,669	0,129	0,013	0,227	0,194	39,604	0,0003	0,912
3	0,379	0,610	0,451	0,193	1,586	0,195	0,020	0,306	0,286	51,382	0,0005	1,363
2	0,255	0,735	0,543	0,278	1,503	0,280	0,028	0,418	0,390	73,617	0,0006	1,906
1	0,131	0,870	0,643	0,378	1,421	0,380	0,038	0,537	0,499	101,870	0,0008	2,549
R.D.C	0,000	1,000	0,739	0,500	1,333	0,480	0,048	0,667	0,619	126,370	0,001	3,281

Verification: $M_1 + M_2 + 2 \cdot N \cdot c = 137,715 \text{ t} \cdot \text{m}$ et $M_{\text{ext}} = 140,174 \text{ t} \cdot \text{m} \Rightarrow \text{erreur} = 1,75\%$.

$\alpha = 16,87$; $I = 1,7116$; $I_1 = 0,0082 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,5833 \text{ m}^4$; $H_0 = 24,313 \text{ t}$; $m = 0,8431 \text{ m}^3$; $c = 1,6325 \text{ m}$.

Niveau	q	ϕ	π	$\frac{(1-q)^2}{2}$	$\frac{4+2q}{3}$	q	$\frac{2mcq}{I}$	$\frac{4q^2}{3}$	$A - \frac{2mcq}{I}$	M_1	M_2	N
T	1,000	0,000	0,000	0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,876	0,150	2,120	0,008	1,917	0,004	0,003	0,015	0,092	0,094	6,685	2,120
6	0,752	0,230	3,251	0,031	1,835	0,0125	0,008	0,057	0,49	0,386	27,453	5,371
5	0,627	0,365	5,159	0,070	1,751	0,080	0,052	0,123	0,071	0,559	39,757	10,530
4	0,503	0,490	6,925	0,124	1,669	0,129	0,084	0,207	0,223	0,968	68,846	17,455
3	0,379	0,610	9,622	0,193	1,586	0,195	0,128	0,306	0,178	1,401	99,012	26,077
2	0,255	0,735	10,388	0,278	1,503	0,280	0,183	0,418	0,235	1,150	131,576	36,465
1	0,131	0,811	11,462	0,378	1,421	0,380	0,249	0,537	0,288	2,267	161,233	47,927
R.D.C	0,000	1,000	14,134	0,500	1,333	0,445	0,291	0,667	0,370	2,960	210,521	62,061

Verification: $M_1 + M_2 + 2Nc = 416,11 \text{ t.m}$ et $M_{ext} = 390,192 \text{ t.m} \Rightarrow \text{écart} = 6,23\%$

$d = 16, H = 1,7116 \text{ m}^4; I_1 = 0,0012 \text{ m}^4; I_2 = 0,5832 \text{ m}^4; H_0 = 21,452 \text{ t}; m = 0,3431 \text{ m}^3; C = 1,6325 \text{ m}$

Niveau	ϕ	π	$\frac{(1-\phi)^2}{2}$	$\frac{4+2\phi}{3}$	ψ	$\frac{2mc\psi}{I}$	$\frac{1-\phi}{2}$	$3 \frac{4-2mc\psi}{I}$	M_1	M_2	N
7 00	0,000	0,000	0,000	2,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7 16	0,150	1,871	0,008	1,917	0,004	0,003	0,015	0,012	0,083	5,903	1,871
6 32	0,230	2,868	0,031	1,835	0,0125	0,008	0,057	0,049	0,340	24,181	4,739
5 47	0,365	4,552	0,070	1,751	0,080	0,052	0,123	0,071	0,493	35,063	9,291
4 63	0,490	6,111	0,124	1,669	0,128	0,084	0,207	0,123	0,854	60,737	16,402
3 79	0,610	7,607	0,193	1,586	0,195	0,129	0,306	0,178	1,236	77,906	23,009
2 95	0,735	9,166	0,278	1,503	0,280	0,183	0,418	0,235	1,632	116,071	32,175
1 11	0,811	10,114	0,378	1,421	0,380	0,249	0,537	0,288	2,000	142,244	42,289
R.D.C 00	1,000	12,471	0,500	1,333	0,445	0,291	0,667	0,376	2,611	195,609	54,760

Vérification: $M_1 + M_2 + 2 N_c = 367,101 \text{ t.m}$ et $M_{ext} = 344,288 \text{ t.m} \Rightarrow \text{Erreur} = 6,2\%$

- Voiles à plusieurs files d'ouvertures.

Exposé de la méthode utilisée (M. DIVERS)

- Calculer $\alpha = w \cdot z$

- Pour la première série de linteaux, calculer : $\pi_1 = \frac{i_1 \cdot c_1}{\sum a_i^3 (i_1 \cdot c_1^2 + i_2 \cdot c_2^2 + \dots)}$ ϕ

Par la même formule, on pourra calculer π_2, π_3, \dots , etc., pour les autres séries de linteaux.

Les forces axiales provoquées dans chaque élément de refend par le séisme, sont données par les relations :

$N_1 = \sum \pi_1$, $N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$, $N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_1$, ... etc .

Les moments dans éléments de refend sont évalués approximativement par les relations :

$M_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\psi)^2}{2} \cdot \frac{(4+2\psi)}{3} - \psi \right]$, ψ est donné sur la figure B.20 (M. DIVERS)

$M_2 = \frac{I_2}{I_1} \cdot M_1$

$M_3 = \frac{I_3}{I_1} \cdot M_1$

Vérification : L'équilibre extérieur sera vérifié par la relation :

$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + \dots) + 2N_2(c_2 + \dots) + \dots$

Remarque :

Dans le cas de refends à plusieurs petites files d'ouvertures, il est conseillé d'effectuer deux évaluations de π : une avec les formules précédentes et l'autre avec la relation : $\pi_i = H_0 \cdot \frac{m_i \cdot R}{I} (1-\psi)$ et d'utiliser pour les calculs une valeur intermédiaire des deux valeurs trouvées. Les ouvertures dont la surface ne dépasse pas environ 25% de la surface totale du refend, peuvent être considérées comme des petites ouvertures. Si en outre, la surface des ouvertures est plus petite qu'environ 10% de la surface totale du refend, on peut considérer celui-ci comme pratiquement monolithique, et dans ce cas, on utilise directement la formule : $\pi_i = H_0 \cdot \frac{m_i \cdot R}{I} (1-\psi)$

Exemple de calcul de π voiles : $vt_4 - vt'_4$ (voile à 2 files d'ouvertures)

$S_t =$ Surface totale du refend = $17,1 \text{ m}^2$

$S_o =$ Surface totale des ouvertures = $3,8196 \text{ m}^2$

$S_o = 22\% \cdot S_t < 25\% \cdot S_t$

$I_1 = 0,0009 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,4574 \text{ m}^4$; $I_3 = 0,0015 \text{ m}^4$.

$a_1 = 0,415 \text{ m}$; $a_2 = 0,465 \text{ m}$; $\alpha = 31,66$; $c_1 = 1,35 \text{ m}$; $c_2 = 2,375 \text{ m}$

$H_o = 19,782 \text{ t}$; $i = i_1 = i_2 = 48 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$.

1) Si le refend n'était pas monolithique :

$$\pi'_1 = H_o \cdot R \cdot \frac{i_1 \cdot c_1}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 \cdot c_1^2}{a_1^3} \right)} \phi = 6,64 \phi$$

$$\pi'_2 = H_o \cdot R \cdot \frac{i_2 \cdot c_2}{2a_2^3 \left(\frac{i_2 \cdot c_2^2}{a_2^3} \right)} \phi = 8,303 \phi$$

2) Si le refend était monolithique :

$m_1 = 0,1509 \text{ m}^3$; $m_2 = 0,3096 \text{ m}^3$ et $I = 2,8978 \text{ m}^4$

$$\pi''_1 = H_o \cdot R \cdot \frac{m_1}{I} (1 - \eta) = 2,987 (1 - \eta)$$

$$\pi''_2 = H_o \cdot R \cdot \frac{m_2}{I} (1 - \eta) = 6,129 (1 - \eta)$$

Les efforts tranchants dans les éléments du refend seront donc :

$$\pi_1 = \frac{\pi'_1 + \pi''_1}{2} \quad \text{et} \quad \pi_2 = \frac{\pi'_2 + \pi''_2}{2}$$

π_1 et π_2 sont respectivement les efforts tranchants dus au péisme horizontal des première et deuxième séries de linteaux.

voile (vt₄ - vt'₄)

Niveaux	φ	ϕ	$1-\varphi$	π'_1	π''_1	$\frac{\pi'_1 - \pi''_1}{2}$	$\Sigma \pi_1$	π'_2	π''_2	$\frac{\pi'_2 - \pi''_2}{2}$	φ_2	$\Sigma \pi_2$	$\frac{2 \cdot \varphi_2}{\Sigma \pi_2}$	A-Y	M ₁	M ₂	M ₃	N ₁	N ₂	
T	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,976	0,150	0,124	0,996	0,370	0,683	0,683	1,245	0,760	1,003	0,004	1,003	0,015	0,011	0,010	5,082	0,017	0,683	0,320	
6	0,752	0,230	0,248	4,527	0,741	1,134	1,817	1,810	1,520	1,715	0,0125	2,718	0,057	0,0445	0,040	20,329	0,067	1,817	0,901	
5	0,627	0,365	0,373	2,424	1,114	1,769	3,586	3,031	2,286	2,659	0,08	5,377	0,123	0,043	0,039	19,821	0,065	3,586	1,791	
4	0,503	0,490	0,497	3,254	1,485	2,369	5,955	4,068	3,046	3,557	0,129	8,934	0,207	0,078	0,071	36,084	0,118	5,955	2,979	
3	0,371	0,610	0,621	4,050	1,855	2,953	8,908	5,065	3,806	4,436	0,195	13,370	0,306	0,111	0,100	50,822	0,167	8,908	4,462	
2	0,255	0,735	0,745	4,880	2,225	3,553	12,461	6,103	4,566	5,335	0,280	18,705	0,418	0,138	0,125	63,528	0,208	12,461	6,244	
1	0,131	0,811	0,869	5,385	2,596	3,991	16,452	6,734	5,326	6,030	0,380	24,735	0,537	0,157	0,142	72,168	0,237	16,452	8,283	
R.B.C	0,000	1,000	1,000	5,640	2,997	4,814	21,250	8,303	6,129	7,216	0,445	31,951	0,667	0,222	0,201	102,153	0,335	21,250	10,685	

verification : $M_1 + M_2 + M_3 + 2 N_1 (C_1 + C_2) + 2 N_2 \cdot C_2 = 311,174 \text{ t.m} ; M_{ext} = 317,138 \text{ t.m}$

Erreur = 4,66%

Voile vL₁

$\alpha = 21,6$; $a_1 = 0,415$; $a_2 = 0,365$; $I_1 = 0,5452$; $I_2 = 0,0256 \text{ m}^4$; $I_3 = 0,0004 \text{ m}^4$; $C_1 = 1,6123 \text{ m}$
 $C_2 = 0,725 \text{ m}$; $m_1 = 0,4515 \text{ m}^3$; $m_2 = 0,0586 \text{ m}^3$; $H_0 = 53,057 \text{ t}$.

Niveau	φ	ϕ	$1-\varphi$	π'_1	π''_1	$\pi_1 = \frac{H_0 \pi'_1}{2}$	$\Sigma \pi_1$	π'_2	π''_2	$\pi_2 = \frac{H_0 \pi'_2}{2}$	$\Sigma \pi_2$	ψ	$A = \frac{H_0 \psi}{2}$	$A-\psi$	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2
T	1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,876	0,150	0,124	5,517	2,223	3,870	3,870	3,043	0,272	1,642	1,642	0,004	0,015	0,011	13,00	0,61	0,009	3,870	2,223
6	0,752	0,230	0,248	8,453	4,446	6,452	10,322	6,026	0,545	3,285	4,927	0,0125	0,057	0,0445	52,62	2,47	0,038	10,322	5,395
5	0,627	0,365	0,373	13,717	6,687	10,202	20,524	9,064	0,820	4,942	9,869	0,080	0,123	0,043	50,84	2,38	0,037	20,524	10,655
4	0,503	0,490	0,497	18,279	8,941	13,595	34,119	12,077	1,093	6,585	16,484	0,129	0,207	0,078	92,23	4,33	0,067	34,119	17,665
3	0,379	0,610	0,621	22,840	11,134	16,987	51,106	15,090	1,366	8,228	24,682	0,195	0,306	0,111	131,25	6,16	0,096	51,106	26,424
2	0,255	0,735	0,745	27,401	13,357	20,379	71,485	18,103	1,639	9,871	34,533	0,280	0,418	0,138	163,18	7,66	0,11	71,485	36,932
1	0,131	0,811	0,869	31,961	15,581	23,771	95,256	21,116	1,912	11,514	46,067	0,380	0,537	0,157	185,65	8,71	0,13	95,256	49,189
R.D.C	0,000	1,000	1,000	36,780	17,930	27,355	112,611	24,300	2,200	13,250	59,317	0,445	0,667	0,222	262,51	12,32	0,19	112,611	53,294

Vérification : $M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 \cdot C_2 = 878,74 \text{ t.m}$; et $M_{ext} = 851,475 \text{ t.m}$
 Erreur : 3,10%

voile v^{el}₂.

$d = 21,6$; $a_1 = 0,415 \text{ m}$; $a_2 = 0,365 \text{ m}$; $I_1 = 0,5452 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,0256 \text{ m}^4$; $I_3 = 0,0004 \text{ m}^4$; $C_1 = 1,6125 \text{ m}$.
 $C_2 = 0,725 \text{ m}$; $m_1 = 0,4575 \text{ m}^3$; $m_2 = 0,0556 \text{ m}^3$ et $H = 46,877 \text{ E}$.

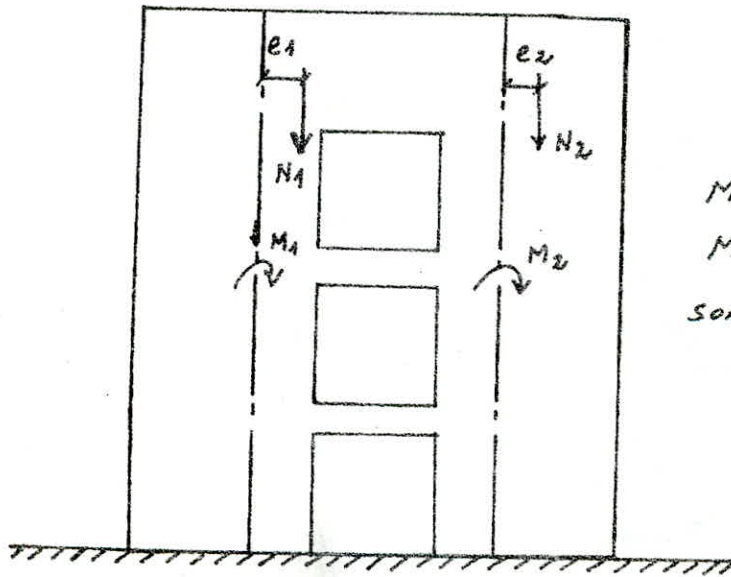
	φ	ϕ	$1-\varphi$	π_1'	π_1''	$\frac{\pi_1' + \pi_1''}{2}$	$\sum \pi_1$	π_2'	π_2''	$\frac{\pi_2' + \pi_2''}{2}$	$\sum \pi_2$	ψ	$\frac{A_1 \psi^2 + A_2 \psi + A_3}{2}$	$A-\psi$	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2
T	1	0,000	0,900	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
7	0,176	0,150	0,124	4,867	1,962	3,414	3,414	3,217	0,242	1,729	1,729	0,004	0,015	0,011	14,4	0,53	0,0014	3,414	1,685
6	0,752	0,230	0,248	7,463	3,925	5,694	9,108	4,933	0,483	2,708	4,437	0,025	0,057	0,045	46,14	2,16	0,034	9,108	4,671
5	0,627	0,365	0,373	11,144	5,904	8,874	17,982	7,929	0,727	4,278	8,715	0,080	0,123	0,043	44,58	2,09	0,032	17,982	9,267
4	0,583	0,490	0,437	15,900	7,867	11,883	29,165	10,580	0,969	5,739	14,454	0,129	0,207	0,078	80,87	3,79	0,059	29,165	15,411
3	0,379	0,610	0,621	19,794	9,880	14,812	44,677	13,084	1,210	7,147	21,601	0,195	0,306	0,111	115,09	5,40	0,084	44,677	23,076
2	0,255	0,735	0,745	23,850	11,793	17,821	62,498	15,765	1,452	8,608	30,209	0,280	0,498	0,138	143,09	6,72	0,110	62,498	32,289
1	0,131	0,811	0,869	26,317	13,756	20,036	82,534	17,396	1,581	9,488	39,697	0,380	0,537	0,157	162,79	7,64	0,111	82,534	42,837
R.O.C	0,000	1,000	1,000	32,450	15,830	24,140	106,674	21,450	1,950	11,700	51,397	0,445	0,667	0,222	230,18	10,81	0,16	106,674	55,277

Verification : $M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 \cdot C_2 = 820 \text{ E} \cdot \text{m}$ et $M_{ext} = 751,3416 \cdot \text{m} \Rightarrow \text{Erreur} = 8\%$.

charges verticales.

introduction: Les sollicitations verticales proviennent des charges permanentes G , des surcharges d'exploitation P et du seisme vertical S_v . Elles sont distribuées dans les voiles suivant les surfaces des planchers qui leurs reviennent.

La charge verticale n'est pas centrée pour le C.A.S. des voiles à une ou plusieurs files d'ouvertures; ce qui entraîne l'apparition de moments dans les trumeaux dus à l'excentrement de la charge verticale de la ligne moyenne du trumeau. Cette excentricité est due à la participation des linteaux dans le transport de ces charges. En réalité, ces moments sont négligeables devant les moments dus au seisme, ce qui nous amène à supposer que les charges verticales sont concentrées.



$$M_1 = N_1 \cdot e_1$$

$$M_2 = N_2 \cdot e_2$$

sont négligeables.

Evaluation de la surcharge d'exploitation revenant à chaque voile.

Pour un voile i , la surcharge d'exploitation sera donnée comme suit:

• Niveau terrasse: $P_i = 0,1 \cdot S_i$

• étage courant: $P_i = 0,175 \cdot S_i$

• Niveau R.D.C.: $P_i = 0,4 \cdot S_i$ pour le bloc I
et $P_i = 0,175 \cdot S_i$ pour le bloc II.

S_i = Surface revenant au voile i .

Surcharges d'exploitation revenant à chaque voile.

Voiles	Terrasse	Etage-courant	R. D. C	
			Bloc I	Bloc II
vt ₁	0,607	1,063	1,063	2,430
vt' ₁	0,607	1,063	1,063	2,430
vt ₂	1,263	2,211	2,211	5,054
vt' ₂	1,263	2,211	2,211	5,054
vt ₃	1,443	2,526	2,256	5,774
vt' ₃	1,443	2,526	2,256	5,774
vt ₄	1,641	2,872	2,872	6,565
vt' ₄	1,641	2,872	2,872	6,565
vt ₅	1,079	2,889	1,888	4,315
vt' ₅	0,954	1,494	1,494	3,415
vl ₁	1,596	2,793	2,793	6,385
vl' ₁	1,596	2,793	2,793	6,385
vl ₂	1,221	2,136	2,136	4,883
vl' ₂	1,221	2,136	2,136	4,883

Evaluation de la charge permanente revenant à chaque voile.

La charge permanente est évaluée en ajoutant au poids propre du voile, la charge du plancher qui lui revient, des façades et de l'acrotère. La charge permanente pour un voile *i* est :

Niveau terrasse : $C_{ri} = C_{rv} + C_{ra} + C_{rp} + C_{rf}$

Etage courant : $C_{ri} = C_{rv} + C_{rp} + C_{rf}$

Rez-de-chaussée : $C_{ri} = C_{rv} + C_{rp} + C_{rf}$

avec :

C_{rv} = poids propre du voile.

C_{rp} = poids propre du plancher revenant au voile.

G_A = poids propre de la surface de l'acrotère revenant au voile.

G_F = poids propre de la surface de façade revenant au voile.

Nous porterons sur le tableau ci. dessous les valeurs des charges permanentes revenant à chaque voile.

Voiles	Terrasse	Étage courant	R. D. C	
			Bloc I	Bloc II
vt_1	8,079	11,558	8,614	7,686
vt'_1	8,079	11,558	8,614	7,686
vt_2	11,364	15,782	12,584	11,674
vt'_2	11,364	15,782	12,584	11,684
vt_3	12,969	17,857	14,402	13,277
vt'_3	12,969	17,857	14,402	13,277
vt_4	13,476	18,122	15,094	13,969
vt'_4	13,476	18,122	15,094	13,969
vt_5	11,993	16,677	13,192	11,701
vt'_5	9,801	13,41	10,853	9,365
vl_1	11,611	15,274	13,660	12,436
vl'_1	11,611	15,274	13,660	12,436
vl_2	9,516	12,954	11,403	10,180
vl'_2	9,516	12,954	11,403	10,180

Distribution des forces sismiques verticales

La force sismique verticale est donnée par :

$$F = \pm C_v \cdot W ; \quad W = \text{charge soumise à l'action sismique.}$$

$$W = C + \frac{P}{5}$$

Soit S_i : la surface revenant au voile i .

S_t : la surface totale du plancher, d'où $S_t = \sum S_i$

donc la force sismique revenant au voile i sera :

$$F_i = \pm C_v \cdot W \cdot \frac{S_i}{S_t}$$

C_v : coefficient sismique vertical, déjà calculé

$$S_t = 141,952 \text{ m}^2$$

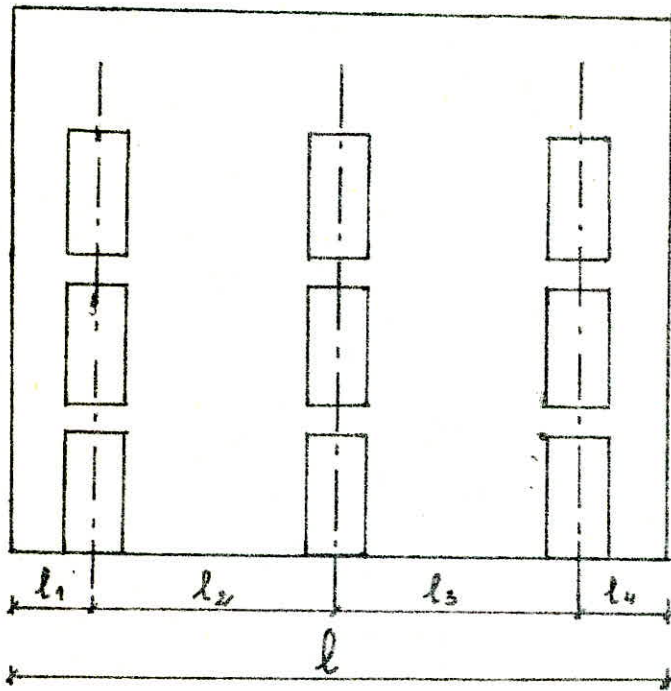
Forces soumises à l'action sismique dans chaque voile.

Voiles	S_i	T	7	6	5	4	3	2	1	R.O.C
VE_1	6,075	1,364	1,707	1,460	1,224	0,977	0,730	0,483	0,235	0,000
VE'_1	6,075	1,364	1,707	1,460	1,224	0,977	0,730	0,483	0,235	0,000
VE_2	12,634	1,928	2,352	2,011	1,687	1,346	1,006	0,665	0,324	0,000
VE'_2	12,634	1,928	2,352	2,011	1,687	1,346	1,006	0,665	0,324	0,000
VE_3	14,434	2,200	2,662	2,276	1,909	1,524	1,138	0,753	0,367	0,000
VE'_3	14,434	2,200	2,662	2,276	1,909	1,524	1,138	0,753	0,367	0,000
VE_4	16,413	2,291	2,710	2,318	1,944	1,551	1,159	0,766	0,374	0,000
VE'_4	16,413	2,291	2,710	2,318	1,944	1,551	1,159	0,766	0,374	0,000
VE_5	10,788	2,027	2,473	2,115	1,774	1,416	1,057	0,699	0,341	0,000
VE'_5	8,538	1,655	1,988	1,700	1,426	1,138	0,850	0,562	0,274	0,000
VE_6	15,962	1,980	2,296	1,963	1,647	1,314	0,982	0,649	0,317	0,000
VE'_6	15,962	1,980	2,296	1,963	1,647	1,314	0,982	0,649	0,317	0,000
VE_7	12,208	1,620	1,940	1,659	1,391	1,110	0,829	0,549	0,268	0,000
VE'_7	12,208	1,620	1,940	1,659	1,391	1,110	0,829	0,549	0,268	0,000

Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux.

Pour les voiles sans ouvertures, la charge verticale est distribuée sur toute la longueur. Pour les voiles avec ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les trumeaux suivant leurs longueurs.

Charge verticale revenant à un trumeau.



$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l}, \text{ avec :}$$

F = charge verticale revenant à chaque voile.

l_i = longueur du trumeau i , augmentée de la demi longueur du linteau.

l = longueur totale du voile.

L'effort normal à un niveau "n", dans un linteau est le cumulé de toutes les forces F_i , comptées à partir du sommet du bâtiment jusqu'au niveau "n".

$$N_n = \sum_{j=i}^n F_j = \text{effort normal au niveau "n"}.$$

Les forces F_i et les efforts normaux dans tous les trumeaux seront donnés dans des tableaux ci-après. Les forces F_i sont dues aux charges suivantes :

- Seisme vertical : S_v
- Charge permanente : G .
- Surcharge d'exploitation : P .

voiles pleins : vt₁ et vt'₁ l = 4,95 m.

charge	effort	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Sv	Fi	1,364	1,707	1,460	1,224	0,977	0,730	0,483	0,235	0,000
	Ni	1,364	3,071	4,531	5,755	6,732	7,462	7,945	8,180	8,190
G	Fi	8,097	11,558	11,558	11,558	11,558	11,558	11,558	11,558	8,614
	Ni	8,097	19,655	31,243	42,771	54,329	65,887	77,445	89,003	97,617
P	Fi	0,607	1,063	0,956	0,850	0,744	0,637	0,531	0,531	1,215
	Ni	0,607	1,670	2,626	3,476	4,220	4,857	5,398	5,919	7,134

voile vt₅ : l = 7,95 m.

charge	effort	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Sv	Fi	2,027	2,473	2,115	1,774	1,416	1,057	0,699	0,341	0,000
	Ni	2,027	4,500	6,615	8,389	9,805	10,862	11,561	11,802	11,902
G	Fi	11,993	16,677	16,677	16,677	16,677	16,677	16,677	16,677	13,192
	Ni	11,993	28,670	45,347	62,024	78,701	95,378	112,055	128,732	144,924
P	Fi	1,079	1,881	1,699	1,510	1,321	1,133	0,944	0,944	2,157
	Ni	1,079	2,967	4,666	6,176	7,497	8,630	9,574	10,518	12,675

voile vt'5 : $l = 6,15 \text{ m.}$

charge	effort	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Sv	Fi	1,655	1,988	1,700	1,426	1,138	0,850	0,562	0,274	0,000
	Ni	1,655	3,643	5,343	6,769	7,907	8,757	9,319	9,593	9,593
G	Fi	3,801	13,410	13,410	13,410	13,410	13,410	13,410	13,410	10,853
	Ni	3,801	23,211	36,621	50,032	63,441	76,851	90,261	103,672	114,524
P	Fi	0,854	1,494	1,345	1,195	1,046	0,896	0,747	0,747	1,706
	Ni	0,854	2,348	3,693	4,888	5,934	6,830	7,577	8,324	10,030

voiles avec files d'ouvertures

- voiles vt₂ et vt_{2'} : $l = 4,80 \text{ m.}$

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I ; $l_1 = 8,615 \text{ m.}$	Sv	Fi	1,452	1,771	1,515	1,271	1,014	0,758	0,501	0,244	0,000
		Ni	1,452	3,223	4,731	6,009	7,023	7,781	8,282	8,526	8,526
	G	Fi	8,559	11,886	11,886	11,886	11,886	11,886	11,886	11,886	9,477
		Ni	8,559	20,445	32,331	44,217	56,103	67,989	79,875	91,761	101,238
	P	Fi	0,951	1,665	1,499	1,332	1,166	0,999	0,833	0,833	1,903
		Ni	0,951	2,616	4,115	5,447	6,693	7,612	8,445	9,278	11,181
Trumeau II ; $l_2 = 1,185 \text{ m.}$	Sv	Fi	0,476	0,581	0,496	0,416	0,332	0,248	0,164	0,080	0,000
		Ni	0,476	1,057	1,553	1,969	2,301	2,549	2,713	2,793	2,793
	G	Fi	2,805	3,896	3,896	3,896	3,896	3,896	3,896	3,896	3,107
		Ni	2,805	6,701	10,597	14,493	18,389	22,285	26,181	30,077	33,184
	P	Fi	0,312	0,546	0,491	0,437	0,382	0,328	0,273	0,273	0,624
		Ni	0,312	0,858	1,349	1,786	2,169	2,496	2,769	3,042	3,666

voile $v\ell_2$ et $v\ell'_2$: $l = 5,50$ m. une file d'ouvertures

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I $l_1 = 1,385$ m.	S _v	Fi	0,408	0,489	0,418	0,350	0,280	0,209	0,138	0,067	0,000	
		Ni	0,408	0,897	1,375	1,665	1,945	2,154	2,292	2,359	2,359	
	G	Fi	2,396	3,262	3,262	3,262	3,262	3,262	3,262	3,262	3,262	2,871
		Ni	2,396	5,658	8,920	12,182	15,444	18,706	21,968	25,230	28,492	28,102
	P	Fi	0,307	0,538	0,484	0,431	0,377	0,323	0,269	0,269	0,269	0,615
		Ni	0,307	0,845	1,329	1,760	2,137	2,460	2,729	2,998	3,613	3,613
Trumeau II, $l_2 = 4,115$ m.	S _v	Fi	1,212	1,451	1,211	1,041	0,830	0,620	0,411	0,201	0,000	
		Ni	1,212	2,663	3,904	4,945	5,775	6,395	6,806	7,007	7,007	
	G	Fi	7,120	9,692	9,692	9,692	9,692	9,692	9,692	9,692	9,692	8,592
		Ni	7,120	16,812	26,504	36,196	45,888	55,580	65,272	74,964	83,496	83,496
	P	Fi	0,914	1,598	1,438	1,278	1,119	0,959	0,799	0,799	0,799	1,827
		Ni	0,914	2,512	3,950	5,228	6,347	7,306	8,105	8,904	10,731	10,731

voile $v\ell_3$, $v\ell'_3$: $l = 6,00$ m. une file d'ouverture.

On suppose que les efforts sont repris par le trumeau I car le trumeau II ne répond pas aux conditions exigées par le C.T.C, il sera donc ferraillé forfaitairement.

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I $l_1 = 5,745$ m.	S _v	Fi	2,200	2,662	2,276	1,909	1,524	1,138	0,753	0,367	0,000	
		Ni	2,200	4,862	7,138	9,047	10,571	11,709	12,462	12,829	12,829	
	G	Fi	12,969	17,857	17,857	17,857	17,857	17,857	17,857	17,857	17,857	14,402
		Ni	12,969	30,826	48,683	66,540	84,397	102,254	120,111	137,968	153,370	153,370
	P	Fi	1,443	2,526	2,526	2,526	2,526	2,526	2,526	2,526	2,526	5,774
		Ni	1,443	3,969	6,495	8,021	9,547	11,073	12,599	14,125	15,651	24,899

voiles à 2 files d'ouvertures

$vt_4 - vt'_4 \quad l = 6,00 \text{ m.}$

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
T24 m eau I $l_s = 0,85 \text{ m}$	S _v	Fi	0,319	0,377	0,323	0,271	0,216	0,161	0,107	0,052	0,000	
		Ni	0,319	0,696	1,019	1,290	1,506	1,667	1,774	1,826	1,826	
	G	Fi	1,875	2,522	2,522	2,522	2,522	2,522	2,522	2,522	2,522	2,102
		Ni	1,875	4,397	6,919	9,441	11,963	14,485	17,007	19,529	21,630	21,630
	P	Fi	0,228	0,400	0,360	0,320	0,280	0,240	0,200	0,200	0,200	0,457
		Ni	0,228	0,629	0,988	1,308	1,588	1,828	2,028	2,228	2,228	2,685
T24 m eau II $l_s = 4,20 \text{ m}$	S _v	Fi	1,604	1,897	1,623	1,361	1,086	0,811	0,536	0,262	0,000	
		Ni	1,604	3,501	5,124	6,485	7,571	8,382	8,916	9,180	9,180	
	G	Fi	9,433	12,685	12,685	12,685	12,685	12,685	12,685	12,685	12,685	10,566
		Ni	9,433	32,118	34,883	47,498	60,173	72,858	85,543	98,228	108,794	108,794
	P	Fi	1,148	2,010	1,809	1,609	1,407	1,206	1,005	1,005	1,005	2,298
		Ni	1,148	3,158	4,967	6,575	7,982	9,188	10,193	11,198	11,198	13,496
T24 m eau III $l_s = 0,965 \text{ m}$	S _v	Fi	0,368	0,436	0,373	0,313	0,249	0,186	0,123	0,060	0,000	
		Ni	0,368	0,804	1,177	1,490	1,739	1,925	2,048	2,108	2,108	
	G	Fi	2,167	2,915	2,915	2,915	2,915	2,915	2,915	2,915	2,915	2,428
		Ni	2,167	5,092	7,997	10,992	13,827	16,742	19,657	22,572	25,000	25,000
	P	Fi	0,264	0,462	0,416	0,370	0,323	0,277	0,231	0,231	0,231	0,528
		Ni	0,264	0,726	1,142	1,512	1,835	2,112	2,343	2,574	2,574	3,102

voiles : v_{l_1} et v_{l_2} : $l = 6,67 \text{ m}$.

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
Trumeau I, $l_1 = 3,935 \text{ m}$.	S _v	Fi	1,168	1,355	1,158	0,972	0,775	0,579	0,383	0,187	0,000	
		Ni	1,168	2,523	3,681	4,653	5,428	6,007	6,390	6,577	6,577	
	G	Fi	6,950	9,011	9,011	9,011	9,011	9,011	9,011	9,011	9,011	8,059
		Ni	6,950	15,861	24,972	33,883	42,894	51,905	60,916	69,927	77,938	77,938
	P	Fi	0,942	1,648	1,483	1,318	1,154	0,989	0,824	0,824	0,824	1,884
		Ni	0,942	2,590	4,073	5,391	6,545	7,534	8,358	9,182	9,182	11,066
Trumeau II, $l_2 = 2,05 \text{ m}$.	S _v	Fi	0,609	0,706	0,603	0,506	0,404	0,302	0,199	0,097	0,000	
		Ni	0,609	1,315	1,918	2,424	2,928	3,430	3,829	3,926	3,926	
	G	Fi	3,569	4,694	4,694	4,694	4,694	4,694	4,694	4,694	4,694	4,198
		Ni	3,569	8,263	12,957	17,651	22,345	27,039	31,733	36,427	40,625	40,625
	P	Fi	0,491	0,858	0,772	0,686	0,601	0,515	0,429	0,429	0,429	0,981
		Ni	0,491	1,349	2,121	2,807	3,408	3,923	4,352	4,781	5,762	5,762
Trumeau III, $l_3 = 0,685 \text{ m}$.	S _v	Fi	0,203	0,236	0,202	0,169	0,135	0,101	0,067	0,033	0,000	
		Ni	0,203	0,439	0,641	0,810	0,945	1,046	1,113	1,146	1,146	
	G	Fi	1,192	1,569	1,569	1,569	1,569	1,569	1,569	1,569	1,569	1,403
		Ni	1,192	2,761	4,330	5,899	7,468	9,037	10,606	12,175	13,578	13,578
	P	Fi	0,164	0,287	0,258	0,230	0,201	0,172	0,144	0,144	0,144	0,328
		Ni	0,164	0,451	0,709	0,939	1,140	1,312	1,456	1,600	1,928	1,928

Déformations

D'après le C.T.C, les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser le déplacement admissible dont la valeur : $\Delta \leq \frac{1,3 \cdot h}{1000}$, h : hauteur d'étage.

La méthode que nous allons utiliser pour le calcul des déplacements est exposée dans l'ouvrage de M^e A. FUENTES, intitulé "calcul pratique des ossatures en béton-armé"

Exposé de la méthode : (méthode du moment des aires),

Soit un voile soumis à une série de forces horizontales, dans notre cas, il y'a 8 forces : R_1, R_2, \dots, R_8 dont le diagramme des moments sera donné ci-après.

Soient f_1, f_2, \dots, f_8 , les flèches qui correspondent respectivement aux niveaux : 1, 2, ..., 8.

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^8 S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_2 = \frac{\sum_{i=1}^{15} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_3 = \frac{\sum_{i=1}^{21} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_4 = \frac{\sum_{i=1}^{26} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}$$

$$f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{30} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_6 = \frac{\sum_{i=1}^{33} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_7 = \frac{\sum_{i=1}^{35} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}; \quad f_8 = \frac{\sum_{i=1}^{36} S_i \cdot d_i}{E \cdot I}$$

EI étant la rigidité du voile considéré.

$$E = 21.000 \sqrt{r_28} = 345065 \text{ bars} = 34,5 \cdot 10^5 \text{ kg/m}^2.$$

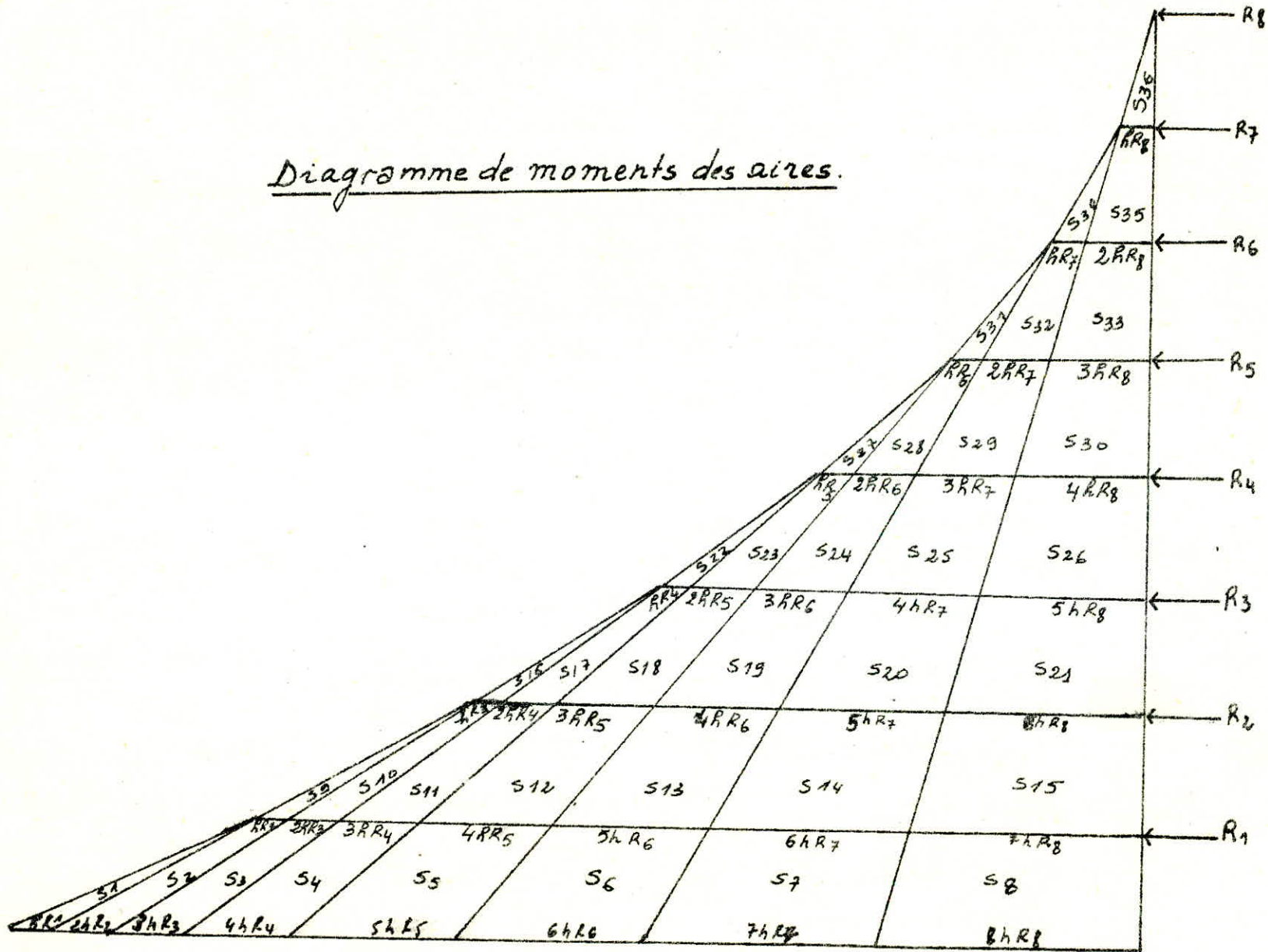
$$\text{Déplacement admissible : } \bar{\Delta} = \frac{1,3}{1000} \cdot 2,9 = 3,77 \text{ mm} = 3,77 \cdot 10^{-3} \text{ m}.$$

Les valeurs des flèches et déplacements pour les différents voiles dans chaque niveau seront données dans les tableaux ci-après.

Le déplacement δ_i est donné par la relation :

$$\delta_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{h}$$

Diagramme de moments des aires.



calcul des flèches à chaque niveau :

niveau I :

$$f_1 = \frac{93,5 R_8 + 81,3 R_7 + 69,1 R_6 + 59,1 R_5 + 44,7 R_4 + 32,5 R_3 + 20,3 R_2 + 9,13 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau II :

$$f_2 = \frac{357,7 R_8 + 308,94 R_7 + 260,16 R_6 + 211,38 R_5 + 162,6 R_4 + 113,86 R_3 + 65,04 R_2 + 30,36 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau III

$$f_3 = \frac{768,28 R_8 + 658,5 R_7 + 548,75 R_6 + 439 R_5 + 329,26 R_4 + 219,5 R_3 + 113,82 R_2 + 32,52 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau IV

$$f_4 = \frac{1300,72 R_8 + 1105,59 R_7 + 910,47 R_6 + 715,36 R_5 + 520,24 R_4 + 329,26 R_3 + 162,6 R_2 + 44,71 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau V

$$f_5 = \frac{1930,87 R_8 + 1625,84 R_7 + 1320,96 R_6 + 1016,08 R_5 + 715,44 R_4 + 439 R_3 + 211,38 R_2 + 56,91 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau VI

$$f_6 = \frac{2634 R_8 + 2195 R_7 + 1756 R_6 + 1321 R_5 + 910,56 R_4 + 548,77 R_3 + 260 R_2 + 69,10 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau VII

$$f_7 = \frac{3386 R_8 + 2798,5 R_7 + 2195,16 R_6 + 1626 R_5 + 1105,68 R_4 + 658,53 R_3 + 308,94 R_2 + 81,3 R_1}{E \cdot I}$$

Niveau VIII

$$f_8 = \frac{4162,56 R_8 + 3396,14 R_7 + 2634 R_6 + 1930,87 R_5 + 1300,8 R_4 + 768,28 R_3 + 357,72 R_2 + 93,49 R_1}{E \cdot I}$$

voiles vt₁ - vt'₁

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
Efforts R _i (t)	0,196	0,403	0,610	0,816	1,023	1,229	1,436	1,608
Σ Si di	441,12	1644,01	3451,98	5709,30	8278,01	11039,45	43869,49	16795,90
f _i (m)	8,43.10 ⁻⁵	3,14.10 ⁻⁴	6,60.10 ⁻⁴	1,09.10 ⁻³	1,58.10 ⁻³	2,11.10 ⁻³	2,65.10 ⁻³	3,21.10 ⁻³
δ _i (m)	2,90.10 ⁻⁵	7,92.10 ⁻⁵	1,19.10 ⁻⁴	1,48.10 ⁻⁴	1,69.10 ⁻⁴	1,82.10 ⁻⁴	1,86.10 ⁻⁴	1,93.10 ⁻⁴

$\bar{\Delta} = 3,77 \cdot 10^{-3}$ m. Les déplacements trouvés sont nettement inférieurs au déplacement admissible ($\bar{\Delta}$).

voiles (vt₂ - vt'₂)

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts R _i (t)	0,111	0,228	0,344	0,461	0,576	0,689	0,885	0,678
Σ Si di	254,29	1048,11	1991,43	3294,79	4778,71	6374,67	8028,21	9701,81
f _i (m)	6,48.10 ⁻⁵	2,67.10 ⁻⁴	5,08.10 ⁻⁴	8,40.10 ⁻⁴	1,22.10 ⁻³	1,62.10 ⁻³	2,04.10 ⁻³	2,47.10 ⁻³
δ _i (m)	2,23.10 ⁻⁵	6,97.10 ⁻⁵	8,31.10 ⁻⁵	1,14.10 ⁻⁴	1,31.10 ⁻⁴	1,38.10 ⁻⁴	1,45.10 ⁻⁴	1,48.10 ⁻⁴

des déplacements trouvés sont inférieurs au déplacement admissible.

voiles : (vt₃ - vt'₃)

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts R _i (t)	0,249	0,511	0,773	1,035	1,297	1,547	1,809	1,522
Σ Si di	555,61	2074,47	4355,53	7302,19	10443,29	13926,24	17534,15	21186,34
f _i (m)	9,27.10 ⁻⁵	3,46.10 ⁻⁴	7,27.10 ⁻⁴	1,22.10 ⁻³	1,74.10 ⁻³	2,32.10 ⁻³	2,92.10 ⁻³	3,53.10 ⁻³
δ _i (m)	2,23.10 ⁻⁵	6,97.10 ⁻⁵	8,31.10 ⁻⁵	1,14.10 ⁻⁴	1,31.10 ⁻⁴	1,38.10 ⁻⁴	1,45.10 ⁻⁴	1,48.10 ⁻⁴

Déplacements inférieurs au déplacement admissible.

Voiles : vt₄ - vt'₄

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts R _i (t)	0,564	1,157	1,749	2,342	2,935	3,499	4,092	3,444
Σ S _i .d _i	1259,50	4693,38	9854,11	16296,66	23626,29	31506,91	39669,44	47998,33
f _i (m)	1,29.10 ⁻⁴	4,83.10 ⁻⁴	1,01.10 ⁻³	1,68.10 ⁻³	2,43.10 ⁻³	3,24.10 ⁻³	4,08.10 ⁻³	4,93.10 ⁻³
S _i (m)	4,45.10 ⁻⁵	1,22.10 ⁻⁴	1,89.10 ⁻⁴	2,31.10 ⁻⁴	2,58.10 ⁻⁴	2,79.10 ⁻⁴	2,89.10 ⁻⁴	2,93.10 ⁻⁴

Déplacements inférieurs au déplacement admissible.

Voiles : vt₅

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts R _i (t)	1,598	3,276	4,954	6,632	8,31	9,908	11,586	9,752
Σ S _i .d _i	3566,45	13286,65	27902,67	46945,04	66901,52	87213,60	112326,16	135722,54
f _i (m)	1,64.10 ⁻⁴	6,13.10 ⁻⁴	1,28.10 ⁻³	2,13.10 ⁻³	3,08.10 ⁻³	4,10.10 ⁻³	5,18.10 ⁻³	6,26.10 ⁻³
S _i (m)	5,65.10 ⁻⁵	1,55.10 ⁻⁴	2,30.10 ⁻⁴	2,93.10 ⁻⁴	3,27.10 ⁻⁴	3,51.10 ⁻⁴	3,72.10 ⁻⁴	3,72.10 ⁻⁴

Déplacements inférieurs au déplacement admissible.

Voile : vt₅

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts R _i (t)	0,74	1,517	2,294	3,070	3,847	4,587	5,364	4,518
Σ S _i .d _i	1651,45	6153,80	12920,30	21367,52	30979,00	41310,97	52013,51	62847,61
f _i (m)	1,64.10 ⁻⁴	6,13.10 ⁻⁴	1,28.10 ⁻³	2,13.10 ⁻³	3,08.10 ⁻³	4,10.10 ⁻³	5,18.10 ⁻³	6,26.10 ⁻³
S _i (m)	5,65.10 ⁻⁵	1,55.10 ⁻⁴	2,30.10 ⁻⁴	2,93.10 ⁻⁴	3,27.10 ⁻⁴	3,51.10 ⁻⁴	3,72.10 ⁻⁴	3,72.10 ⁻⁴

Les déplacements sont inférieurs au déplacement admissible et sont égaux à ceux trouvés pour le voile vt₅.

voile : $v l_1$

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts $R_i(t)$	1,505	3,089	4,673	6,257	7,841	9,425	11,009	9,258
$\sum S_i \cdot d_i$	3381,79	12602,87	26462,74	43767,12	63458,13	14627,49	106556,66	128755,34
$f_i(m)$	$2,70 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-3}$	$2,11 \cdot 10^{-3}$	$3,50 \cdot 10^{-3}$	$5,08 \cdot 10^{-3}$	$6,77 \cdot 10^{-3}$	$8,53 \cdot 10^{-3}$	$10,31 \cdot 10^{-3}$
$\delta_i(m)$	$9,31 \cdot 10^{-5}$	$2,51 \cdot 10^{-4}$	$3,82 \cdot 10^{-4}$	$4,79 \cdot 10^{-4}$	$5,45 \cdot 10^{-4}$	$5,82 \cdot 10^{-4}$	$6,07 \cdot 10^{-4}$	$6,13 \cdot 10^{-4}$

Déplacements " δ_i " inférieurs au déplacement admissible.voile $v l_2$

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
Efforts $R_i(t)$	0,69	1,415	2,141	2,867	3,593	4,319	5,045	4,243
$\sum S_i \cdot d_i$	1549,72	5775,33	12926,71	20056,65	29080,44	38781,41	48830,74	59003,60
$f_i(m)$	$2,70 \cdot 10^{-4}$	$1,00 \cdot 10^{-3}$	$2,11 \cdot 10^{-3}$	$3,50 \cdot 10^{-3}$	$5,08 \cdot 10^{-3}$	$6,77 \cdot 10^{-3}$	$8,53 \cdot 10^{-3}$	$10,31 \cdot 10^{-3}$
$\delta_i(m)$	$9,31 \cdot 10^{-5}$	$2,51 \cdot 10^{-4}$	$3,82 \cdot 10^{-4}$	$4,79 \cdot 10^{-4}$	$5,45 \cdot 10^{-4}$	$5,82 \cdot 10^{-4}$	$6,07 \cdot 10^{-4}$	$6,13 \cdot 10^{-4}$

Déplacements inférieurs au déplacement admissible.

voile $v l'_2$

Niveaux	1	2	3	4	5	6	7	8
efforts $R_i(t)$	0,608	1,249	1,889	2,53	3,17	3,811	4,451	3,744
$\sum S_i \cdot d_i$	1367,40	5095,81	10699,91	17696,79	25652,92	34218,40	43085,35	52061,37
$f_i(m)$	$2,39 \cdot 10^{-4}$	$8,90 \cdot 10^{-4}$	$1,86 \cdot 10^{-3}$	$3,09 \cdot 10^{-3}$	$4,48 \cdot 10^{-3}$	$5,98 \cdot 10^{-3}$	$7,53 \cdot 10^{-3}$	$9,10 \cdot 10^{-3}$
$\delta_i(m)$	$1,20 \cdot 10^{-5}$	$2,25 \cdot 10^{-4}$	$3,34 \cdot 10^{-4}$	$4,24 \cdot 10^{-4}$	$4,79 \cdot 10^{-4}$	$5,17 \cdot 10^{-4}$	$5,34 \cdot 10^{-4}$	$5,41 \cdot 10^{-4}$

Déplacements inférieurs au déplacement admissible.

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Pour vérifier la résistance et la stabilité d'un ouvrage, nous prendrons en compte les sollicitations pondérées définies ci-après.

G = sollicitation due à la charge permanente.

P = sollicitation due aux surcharges d'exploitation.

V = sollicitation due aux surcharges climatique normales.

W = sollicitation due aux surcharges climatiques extrêmes.

T = sollicitation due aux effets de la température et du retrait.

SI = sollicitation due au séisme.

Pour l'ensemble d'un ouvrage et pour chacun de ses éléments, on considère successivement les sollicitations pondérées du 1^{er} genre et celles du second genre définies ci-après.

Ⓐ Sollicitations totales pondérées du 1^{er} genre : SP_1 (C.C.B.A. 68 Art 7)

Elles sont définies par les égalités :

$$(S_1) = G + 1,2 \cdot P + T$$

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

Ⓑ Sollicitations totales pondérées du 2^e genre : (SP_2)

Elles sont définies par les égalités :

$$(S_2) = G + 1,5 \cdot P + 1,5 \cdot V + T$$

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

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

$$\gamma_w = 1,1 - 0,5 \cdot \frac{P_{gmax}}{G} \quad \text{si } (P_{gmax}) < 0,20G.$$

et $\gamma_w = 1$ si $(P_{gmax}) > 0,20G$.

(P_{gmax}) représente la sollicitation maximale développée par les surcharges posantes d'exploitation.

Notre bâtiment est composé de 3 blocs séparés par des joints de dilatation distants de moins de 25 m. D'après l'article 54 du CCBA 68, on peut ne pas tenir compte des effets de retrait et des variations de température.

Dans ce cas, les totales pondérées définies précédemment deviennent :

- Sollicitations du 1^{er} genre :

$$(S_1) = G + 1,2 \cdot P$$

$$(S_1') = G + P + V$$

- Sollicitations du 2^e genre :

* Forces sismiques : Les forces sismiques peuvent avoir une direction quelconque en tout point de la construction, mais on se contentera d'envisager simultanément les effets de la composante horizontale (S_H) et ceux de la composante verticale (S_V).

* S_H peut agir de droite à gauche ($\overleftarrow{S_H}$), comme de gauche à droite ($\overrightarrow{S_H}$)

Nous tiendrons compte de la composante la plus défavorable.

* S_V est précédée du signe (+) quand elle est descendante ($S_V \downarrow$)

* S_V est précédée du signe (-) quand elle est ascendante ($S_V \uparrow$)

- Sollicitations du 2^e genre :

$$(S_2) = G + 1,5 \cdot P$$

$$(S_2'') = G + P + S_V + S_H$$

Les surcharges climatiques extrêmes et le séisme n'interviennent pas simultanément, et comme l'effet du séisme est plus prépondérant que celui des surcharges climatiques, nous tenons compte uniquement de (S_2'') dans les sollicitations totales pondérées du 2^e genre.

Nous négligeons donc la sollicitation (S_2').

- voiles: (v_{e1} et v_{e2})

		efforts	T	F	6	5	4	3	2	1	R.O.C
Solicitation du 1 ^{er} genre	efforts Normaux	G	1,097	19,655	31,213	42,771	54,329	65,887	77,445	89,003	97,617
		P	0,607	1,670	2,626	3,476	4,220	4,957	5,398	5,919	7,134
		G+P	8,704	21,325	33,839	46,247	58,549	70,744	82,833	94,922	104,751
		G+ $\frac{1}{5}P$	8,825	21,659	34,364	46,942	59,613	71,715	83,910	96,105	106,177
	M	v	0	0,36	1,217	2,542	4,348	6,543	9,125	12,040	15,485
Solicitation du 2 ^o genre	efforts Normaux	G+P	8,704	21,325	33,839	46,247	58,549	70,744	82,833	94,922	104,751
		G+ $\frac{1}{5}P$	9,007	22,160	35,152	47,985	60,659	73,172	85,527	97,882	108,318
		Sv	1,364	3,071	4,531	5,755	6,732	7,462	7,945	8,180	8,190
		G+P+Sv↓	10,068	24,396	38,370	52,002	65,281	78,206	90,778	103,102	112,931
		G+ $\frac{1}{5}P$ +Sv↓	6,854	16,918	27,207	37,741	48,441	59,396	70,578	82,007	90,864
	M	Sv	0,000	3,503	11,171	22,403	36,601	53,166	71,499	91,002	111,073
		v	0	0,36	1,217	2,542	4,348	6,543	9,125	12,040	15,485

Remarque: le cisaillement horizontal ne provoque pas d'efforts normaux dans les refends pleins. Donc l'effort normal dû à Sv est nul.
Les combinaisons à prendre en compte sont donc:

$$G + P + Sv \downarrow \text{ et } G + \frac{P}{5} + Sv \uparrow$$

voile vt's

	efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R-D-C
Efforts Normaux.	G	11,993	28,670	45,347	62,024	78,701	95,378	112,055	128,732	145,409
	P	1,079	2,967	4,666	6,176	7,497	8,630	9,574	10,518	12,675
	Sv	2,027	4,500	6,695	8,389	9,805	10,862	11,561	11,962	11,962
	G+P	13,072	31,637	50,013	68,200	86,198	104,008	121,629	139,250	154,599
	G+1,2P	13,217	32,230	50,946	69,435	87,679	105,734	123,543	141,353	157,134
	G+1,5P	13,611	33,120	51,289	71,288	89,946	108,323	126,416	144,509	160,936
	G+P+Sv↓	15,099	36,137	54,628	76,589	96,003	114,870	133,190	151,152	166,501
	G+ $\frac{P}{2}$ +Sv↑	10,182	24,763	39,665	54,870	70,395	86,242	102,409	118,934	132,557
M	SH	0,000	28,281	90,161	180,774	295,487	429,432	577,744	735,556	898,002
	V	0,000	0,634	2,160	4,520	7,531	11,640	16,228	21,411	27,542

voile vt's

	Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R-D-C
Efforts Normaux	G	9,801	23,211	36,621	50,031	63,441	76,851	90,261	103,671	114,524
	P	0,854	2,348	3,693	4,888	5,934	6,830	7,577	8,324	10,080
	Sv	1,655	3,643	5,343	6,769	7,907	8,757	9,319	9,593	9,593
	G+P	10,655	25,559	40,314	54,919	69,375	83,681	97,838	111,995	124,554
	G+1,2P	10,826	26,028	41,052	55,896	70,561	85,047	99,353	113,659	126,560
	G+1,5P	11,082	26,733	42,160	57,363	72,342	87,096	101,626	116,157	129,569
	G+P+Sv↓	12,310	29,202	45,657	61,688	77,282	92,438	107,157	121,588	134,147
	G+P+Sv↑	8,317	20,037	32,017	44,239	56,721	69,460	82,457	95,743	106,937
M	SH	0,000	13,094	41,743	83,694	136,802	198,812	267,476	340,538	415,747
M	V	0,000	0,502	1,708	3,571	6,114	9,205	12,834	16,931	21,782

voiles à une file d'ouvertures : v_{t2}, v_{t2} sollicitation du 1^{er} genre

	Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.O.C	
Trumeau I	Efforts Normaux	G	8,559	20,445	32,331	44,217	56,103	67,989	79,875	91,761	103,648
		P	0,951	2,616	4,115	5,447	6,613	7,612	8,445	9,278	11,181
		$G+1,2P$	9,700	23,584	37,269	50,753	64,039	77,123	90,009	102,895	114,655
Trumeau II	Efforts Normaux	G	2,805	6,701	10,597	14,493	18,389	22,285	26,181	30,077	33,974
		P	0,312	0,858	1,349	1,786	2,168	2,496	2,769	3,042	3,666
		$G+1,2P$	3,179	7,731	12,216	16,636	20,991	25,280	29,504	33,727	37,583

voiles ($v_{t2} - v_{t2}$)

sollicitations du 2^e genre.

	Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	R.O.C	
Trumeau I	Efforts Normaux	Sv	1,452	3,223	4,738	6,009	7,023	7,781	8,289	8,526	8,526
		$G+P+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	10,962	26,669	42,159	57,584	72,907	88,115	103,221	118,264	132,109
		$G+P+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	10,962	25,899	40,209	53,762	66,571	78,649	89,983	100,866	109,681
		$G+\vec{P}_x+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	8,749	19,901	29,391	41,208	53,571	66,463	79,901	93,790	106,112
	$G+\vec{P}_y+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	8,749	19,131	27,441	37,386	47,235	56,997	66,663	76,352	83,684	
M	SH	0,000	1,076	4,392	6,453	11,114	16,223	21,422	26,351	34,239	
Trumeau II	Efforts Normaux	Sv	0,476	1,057	1,553	1,969	2,301	2,549	2,713	2,793	2,793
		$G+P+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	3,593	9,001	14,474	20,159	26,026	32,063	38,282	44,611	50,907
		$G+P+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	3,593	8,271	12,529	16,337	19,690	22,597	25,044	27,213	28,379
		$G+\vec{P}_x+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	2,391	6,201	10,289	14,792	19,690	24,968	30,641	36,591	42,388
	$G+\vec{P}_y+\vec{S}_x+\vec{S}_y$	2,391	5,431	8,339	10,970	13,354	15,502	17,403	19,193	19,855	
M	SH	0,000	0,015	0,061	0,089	0,155	0,226	0,298	0,367	0,476	

Voiles : wt₃ - vt₃.

		Effets	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
TRUMEAU I	Effets Normaux	G	11,78	28	44,22	60,44	76,66	92,88	109,10	125,32	131,402
		P	1,311	3,605	5,670	7,505	9,111	10,487	11,634	12,781	15,404
		Sv	1,998	4,416	6,483	8,217	9,601	10,635	11,319	11,652	11,652
		G + 1,2 P	13,353	32,326	51,024	69,446	87,593	105,464	123,061	140,657	156,887
		G + P + S _H + S _V ↑	15,089	36,132	56,654	76,712	96,284	115,365	133,959	152,302	168,746
		G + P + S _H + S _V ↓	10,044	24,416	39,152	54,274	69,793	85,705	102,014	118,773	133,119
		G + P + S _H + S _V ↑	10,044	24,194	38,590	53,174	67,969	82,979	98,202	113,675	126,543
	G + P + S _H + S _V ↓	15,089	35,910	56,092	75,612	94,460	112,639	130,147	147,204	162,170	
	M	SH	0,000	2,981	11,432	23,477	39,604	58,586	79,617	101,870	126,370
	TRUMEAU II	Effets Normaux	G	1,189	2,826	4,463	6,100	7,737	9,374	11,011	12,648
P			0,132	0,364	0,573	0,759	0,921	1,060	1,176	1,292	1,557
Sv			0,202	0,446	0,655	0,830	0,970	1,074	1,143	1,177	1,177
G + 1,2 P			1,347	3,263	5,151	7,011	8,842	10,646	12,422	14,198	15,836
G + P + S _H + S _V ↑			1,523	3,747	5,972	8,239	10,540	12,871	15,236	17,666	19,990
G + P + S _H + S _V ↓			1,523	3,525	5,410	7,159	8,716	10,145	11,424	12,568	13,414
G + P + S _H + S _V ↑			1,013	2,564	4,204	5,972	7,863	9,875	12,009	14,278	16,390
G + P + S _H + S _V ↓		1,013	2,342	3,642	4,872	6,039	7,149	8,197	9,180	9,814	
M	SH	0,000	0,0002	0,0001	0,0002	0,0003	0,0005	0,0006	0,0008	0,001	

voile : vl₂

		Efforts.	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC
TRUMEAU I	efforts normaux	G	2,396	5,658	8,920	12,182	15,444	18,706	21,968	25,230	28,491
		P	0,307	0,845	1,329	1,760	2,137	2,460	2,729	2,998	3,613
		S _v	0,408	0,897	1,315	1,665	1,945	2,154	2,292	2,359	2,359
		G + 1/2 P	2,764	6,672	10,515	14,294	18,008	21,658	25,243	27,828	32,437
		G + P + S _H + S _v	3,111	9,520	16,935	26,137	36,981	49,397	63,454	78,514	96,134
		G + P + S _H + S _v	3,111	5,280	6,193	5,077	2,071	-2,757	-9,476	-17,340	-27,988
		G + P/5 + S _H + S _v	2,049	7,05	13,242	21,399	31,381	43,121	56,687	71,398	88,526
		G + P/5 + S _H + S _v	2,049	2,810	2,500	0,339	-3,529	-9,033	-16,243	-24,456	-35,606
M	S _H	0,000	0,094	0,386	0,559	0,968	1,401	1,850	2,267	2,960	
TRUMEAU II	efforts normaux	G	7,120	16,812	26,504	36,196	45,888	55,580	65,272	74,964	83,496
		P	0,914	2,512	3,950	5,228	6,347	7,306	8,105	8,904	10,731
		S _v	1,212	2,663	3,904	4,945	5,775	6,395	6,806	7,007	7,007
		G + 1/2 P	8,217	19,826	31,244	42,469	53,504	64,347	74,998	85,649	96,373
		G + P + S _H + S _v	9,246	24,107	39,729	56,899	75,465	95,358	116,648	138,802	163,295
		G + P + S _H + S _v	9,246	19,867	21,987	35,839	40,555	43,204	43,711	42,948	39,173
		G + P/5 + S _H + S _v	6,091	16,771	28,761	42,827	58,837	76,723	96,552	117,665	140,696
		G + P/5 + S _H + S _v	6,091	12,531	18,019	21,767	23,927	24,288	23,622	21,811	16,574
M	S _H	0,000	6,685	27,453	39,757	68,846	99,642	131,576	161,233	210,521	

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
TRU MEAU I	efforts Normaux	G	6,185	15,861	24,872	33,883	42,894	51,905	60,916	69,927	77,936	
		P	0,942	2,590	4,073	5,391	6,543	7,534	8,358	9,182	11,066	
		Sv	1,168	2,523	3,681	4,653	5,428	6,007	6,390	6,577	6,577	
		G + 1,2P	7,980	18,969	29,759	40,352	50,748	60,946	70,946	80,945	91,265	
		G + P + S _H + S _V →	8,960	24,844	42,948	64,451	88,986	116,552	147,149	180,942	208,240	
		G + P + S _H + S _V ←	8,960	17,104	22,304	23,403	20,748	14,340	4,179	-9,570	-16,982	
		G + P/5 + S _H + S _V →	5,870	17,726	32,327	50,832	72,894	98,510	125,724	157,837	186,233	
		G + P/5 + S _H + S _V ←	5,870	9,986	11,683	9,784	4,656	-3,701	-15,287	-30,069	-38,988	
M	S _H	0,000	13,00	52,620	50,840	92,280	131,250	163,180	185,650	262,510		
TRU MEAU II	efforts Normaux	G	3,569	8,263	12,957	17,651	22,345	27,039	31,733	36,427	40,625	
		P	0,401	1,349	2,121	2,807	3,408	3,923	4,352	4,781	5,762	
		Sv	0,609	1,315	1,918	2,424	2,828	3,130	3,329	3,426	3,426	
		G + 1,2P	4,158	9,882	15,502	21,019	26,435	31,747	36,955	42,164	47,539	
		G + P + S _H + S _V →	4,669	13,155	22,391	33,537	46,246	60,516	76,346	93,823	103,107	
		G + P + S _H + S _V ←	4,689	8,699	11,601	12,227	10,916	7,668	2,482	-4,555	-3,481	
		G + P/5 + S _H + S _V →	3,058	9,446	15,858	26,443	37,863	51,117	66,206	83,145	91,645	
		G + P/5 + S _H + S _V ←	3,058	4,989	6,068	5,133	2,533	-1,73	-7,657	-15,232	-14,942	
M	S _H	0,000	0,610	2,470	2,380	4,330	6,160	7,660	8,710	12,320		
TRU MEAU III	efforts Normaux	G	1,192	2,761	4,330	5,899	7,468	9,037	10,606	12,175	13,578	
		P	0,164	0,451	0,709	0,939	1,140	1,312	1,456	1,600	1,928	
		Sv	0,203	0,439	0,641	0,810	0,945	1,046	1,113	1,146	1,146	
		G + 1,2P	1,389	3,302	5,181	7,026	8,836	10,611	12,353	14,095	15,892	
		G + P + S _H + S _V →	1,559	5,879	11,075	18,303	27,218	37,819	50,107	64,110	69,946	
		G + P + S _H + S _V ←	1,559	1,423	0,285	-3,007	-8,112	-15,029	-23,757	-34,268	-36,642	
		G + P/5 + S _H + S _V →	1,022	4,640	9,225	15,932	24,416	34,677	46,716	60,538	66,111	
		G + P/5 + S _H + S _V ←	1,022	0,184	-1,565	-5,378	-10,914	-18,171	-27,148	-37,840	-40,477	
M	S _H	0,000	0,009	0,038	0,037	0,067	0,096	0,110	0,130	0,190		

voile à 2 files d'ouvertures : VL1.

		Efforts	T	7	6	5	4	3	2	1	RDC	
Efforts Normaux I	M TRUMEAU I	G	6,850	15,861	24,872	33,883	42,894	51,905	60,916	69,927	77,938	
		P	0,942	2,530	4,073	5,391	6,545	7,534	8,358	9,182	9,927	11,066
		Sv	1,168	3,523	3,681	4,652	5,421	6,027	6,390	6,577	6,577	6,577
		G+1,2.P	7,990	18,969	29,259	40,352	50,719	60,946	70,946	80,946	80,945	91,265
		G+P+S _H +S _v	8,960	24,388	41,734	61,909	81,732	110,123	138,162	168,220	202,303	202,303
		G+P+S _H +S _v	8,960	17,560	23,518	25,045	25,029	20,769	13,166	3,152	-11,045	
		G+P/S+S _H +S _v	5,870	17,270	31,113	48,250	67,340	82,082	118,635	147,720	180,296	
		G+P/S+S _H +S _v	5,870	10,442	12,897	12,826	8,910	2,728	-6,301	-17,348	-33,052	
		SH	0,000	11,400	46,140	44,580	20,370	115,090	143,090	162,790	230,180	
		Efforts Normaux II	M TRUMEAU II	G	3,569	8,263	12,957	17,651	22,345	27,039	31,733	36,427
P	0,491			1,349	2,121	2,807	3,408	3,923	4,352	4,781	5,762	
Sv	0,609			1,315	1,918	2,424	2,828	3,130	3,328	3,426	3,426	
G+1,2.P	4,158			9,982	15,508	21,019	26,035	31,742	36,955	42,164	47,539	
G+P+S _H +S _v	4,669			12,612	21,667	32,149	43,992	57,168	71,703	87,471	105,090	
G+P+S _H +S _v	4,669			9,242	13,325	13,615	13,170	11,016	7,125	1,797	-5,464	
G+P/S+S _H +S _v	3,058			8,903	16,134	25,055	35,609	47,769	61,563	76,794	93,628	
G+P/S+S _H +S _v	3,058			5,533	6,792	6,521	4,787	1,617	-3,015	-8,880	-16,926	
SH	0,000			0,530	2,160	2,090	3,790	5,400	6,720	7,640	10,810	
Efforts Normaux III	M TRUMEAU III			G	1,192	2,761	4,330	5,899	7,468	9,037	10,606	12,175
		P	0,164	0,451	0,709	0,939	1,140	1,312	1,456	1,600	1,928	
		Sv	0,203	0,439	0,641	0,810	0,945	1,046	1,113	1,146	1,146	
		G+1,2.P	1,389	3,302	5,181	7,026	8,836	10,611	12,353	14,095	15,892	
		G+P+S _H +S _v	1,559	5,336	10,351	16,915	24,964	34,471	45,464	57,758	71,929	
		G+P+S _H +S _v	1,559	1,966	1,009	-1,619	-5,858	-11,681	-19,114	-27,916	-38,625	
		G+P/S+S _H +S _v	1,022	4,090	8,502	14,564	22,562	31,399	42,023	54,196	68,094	
		G+P/S+S _H +S _v	1,022	0,710	-0,840	-3,990	-8,660	-14,823	-22,505	-31,488	-42,460	
		SH	0,000	0,0084	0,034	0,032	0,052	0,084	0,100	0,110	0,160	

Voile a 2 files d'ouvertures : V_L'1.

		effort 5	T	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
TRUMEAU I	effort Normaux	G	1,875	4,397	6,919	9,441	11,963	14,485	17,007	19,529	21,630
		P	0,228	0,628	0,988	1,308	1,588	1,828	2,028	2,228	2,585
		G + 1,2 P	2,148	5,132	8,104	11,01	13,868	16,671	19,440	22,202	24,582
		Sv	0,319	0,696	1,019	1,290	1,506	1,667	1,774	1,826	1,826
		G + P + S _H + S _V →	2,422	6,404	10,743	15,625	21,012	26,888	33,270	40,035	47,407
		G + P + S _H + S _V ←	2,422	5,038	7,109	8,453	9,102	9,072	8,348	7,131	4,875
		G + P + S _H + S _V ↗	1,601	4,509	7,896	11,998	16,729	22,091	28,099	34,600	41,607
		G + P + S _H + S _V ↖	1,601	3,141	4,262	4,826	4,819	4,275	3,177	1,696	-0,295
	M	S _H	0,000	0,040	0,040	0,039	0,021	0,100	0,125	0,142	0,201
	TRUMEAU II	effort Normaux	G	9,433	22,118	34,803	47,488	60,173	72,858	85,543	98,228
P			1,148	3,158	4,967	6,575	7,982	9,181	10,193	11,191	13,496
G + 1,2 P			10,810	25,907	40,763	55,378	69,751	83,883	97,774	111,665	126,989
Sv			1,604	3,501	5,124	6,485	7,571	8,382	8,918	9,180	9,180
G + P + S _H + S _V →			12,185	29,097	45,745	62,330	79,705	94,890	110,891	126,899	142,155
G + P + S _H + S _V ←			12,185	29,457	43,993	58,757	72,707	85,966	98,410	110,323	120,715
G + P + S _H + S _V ↗			8,058	19,568	31,573	44,109	57,177	70,775	84,907	99,570	112,998
G + P + S _H + S _V ↖			8,058	18,928	29,771	40,527	51,210	61,851	72,419	83,004	91,628
M		S _H	0,000	5,082	20,329	19,821	36,084	50,822	63,528	72,168	102,113
TRUMEAU III		effort Normaux	G	2,167	5,082	7,997	10,912	13,827	16,742	19,657	22,572
	P		0,264	0,726	1,142	1,512	1,835	2,112	2,343	2,574	3,102
	G + 1,2 P		2,484	5,953	9,367	12,726	16,029	19,276	22,468	25,660	28,722
	Sv		0,368	0,804	1,177	1,490	1,739	1,925	2,048	2,108	2,108
	G + P + S _H + S _V →		2,799	6,932	11,217	15,705	20,380	25,241	30,299	35,537	40,895
	G + P + S _H + S _V ←		2,799	6,202	9,415	12,123	14,422	16,317	17,804	18,971	19,525
	G + P + S _H + S _V ↗		1,852	4,743	7,943	11,515	15,434	19,701	24,321	29,261	34,179
	G + P + S _H + S _V ↖		1,852	4,103	6,147	7,933	9,476	10,777	11,833	12,695	12,827
	M	S _H	0,000	0,017	0,067	0,065	0,118	0,167	0,208	0,237	0,335

Voiles à 2 files d'ouvertures : (v_e4 - v_e'4)

FERRAILLAGE

ferraillage des voiles

généralités : Les sollicitations à prendre en compte sont celles du second genre qui sont prépondérantes par rapport à celles du premier genre. Le voile à calculer sera considéré continu jusqu'au sommet du bâtiment, mais le calcul des efforts sera fait au niveau considéré. Nous adopterons donc pour le calcul de ferraillage la méthode de :

PIERRE CHARON qui reste valable pour notre cas puisque la hauteur de nos voiles n'est pas limitée à la hauteur d'étage.

Nous divisons notre bâtiment en 3 niveaux :

- Niveau I : R. D. C et 1^{er} étage.
- Niveau II : étages : 2, 3 et 4.
- Niveau III : étages : 5, 6 et 7.

A partir des combinaisons prises en compte, nous chercherons pour chaque voile et pour chaque trumeau : M , N_{max} et N_{min} .

Le calcul des armatures sera fait sous : (N_{min}, M)

La vérification du béton sera faite sous (N_{max}, M)

Les contraintes du béton seront calculées par la formule de NAVIER

$$\sigma_{m,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M \cdot v}{I}, \text{ avec :}$$

Ω : section transversale du voile. (ou trumeau).

I : Moment d'inertie du voile (ou trumeau).

v : Distance du c. d. g à la fibre la plus éloignée.

Prescriptions relatives au ferraillage (complément C.T.C)

① Partie courante des voiles pleins et trumeaux.

② Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armatures en doubles trappes dont le pourcentage minimum est donné ci-dessous.

• pour $\tau_b \leq 0,025 \sqrt{f_{28}} ; 0,15\%$

• pour $0,025 \sqrt{f_{28}} \leq \tau_b \leq 0,12 \sqrt{f_{28}} ; 0,25\%$ dans chaque direction.

⑥ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendu.

⑦ L'espacement des barres horizontales et verticales doit rester inférieur à la plus petite valeur des 2 suivantes :

$$s \leq 1,5b = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ cm (dans notre cas) ou } s \leq 30 \text{ cm.}$$

L'espacement des barres doit donc rester inférieur à 22,5 cm.

⑧ Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre-carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

⑨ EXTREMITÉS DES VOILES PLEINS OU TRUPEAUX

Les extrémités des voiles pleins ou trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $b \times 1,5b$, soit $15 \times 22,5$.

Les armatures verticales des potelets peuvent être utilisées pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile. Les longueurs de recouvrement doivent être portées à 70ϕ .

- Armatures Longitudinales.

- Elles doivent être des armatures à haute adhérence.
- Les crochets sont interdits aux recouvrements des armatures longitudinales.
- La longueur minimale des recouvrement est de 5ϕ .
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm.

- Armatures transversales.

- Le diamètre minimum est de 6 mm pour les aciers à haute adhérence et 8 mm pour les aciers doux.
- Les armatures transversales doivent être des cadres et étriers fermés.

• Les pourcentages ρ_{t_1} et ρ_{t_2} des armatures transversales en zone nodale doivent être au moins égaux à 0,4%.

$$\rho_{t_1} = \frac{A_{t_1}}{b_1 \cdot t} \quad \rho_{t_2} = \frac{A_{t_2}}{b_2 \cdot t}$$

• Espacement

zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15\text{ cm})$

zone courante : $t \leq 12 \cdot \phi$ (armature verticale).

• Les cadres et les épingles doivent être fermés par des crochets à 135° , ayant une longueur droite de 10ϕ minimum.

Ferraillage des voiles pleins.

Nous donnerons un exemple de calcul détaillé pour un voile et nous donnerons les calculs de ferraillage concernant les autres voiles dans des tableaux récapitulatifs.

Ferraillage du voile : Vt5 niveau I

$I = 6,2807 \text{ m}^4 ; h_t = 795 \text{ cm} ; b = 15 \text{ cm}.$

$M = 898,002 \text{ t.m} ; N_{\min} = 132,557 \text{ t} ; N_{\max} = 166,501 \text{ t}.$

$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{898,002 \cdot 10^5}{132,557 \cdot 10^3} = 677,44 \text{ cm}.$

$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{795}{6} = 132,5 \text{ cm} , e_0 > e_1 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}.$

$\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,13 \left(1 + \frac{e_0}{3 \cdot e_1} \right) = 0,13 \left(1 + \frac{677,44}{3 \cdot 132,5} \right) = 0,81 \\ 0,6 \end{array} \right.$

$\delta = 0,6$

$\sigma'_b = 1,25 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \zeta \cdot \eta = 1,25 \cdot 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 275 = 171,875 \text{ kg/cm}^2$

Nous supposons que nos aciers sont répartis sur une distance de 50cm.

moment fictif.

$M_f = M + N_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$

$M_f = 898,002 \cdot 10^5 + 132,557 \cdot 10^3 \cdot 3,475 \cdot 10^2 = 1358,64 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}.$

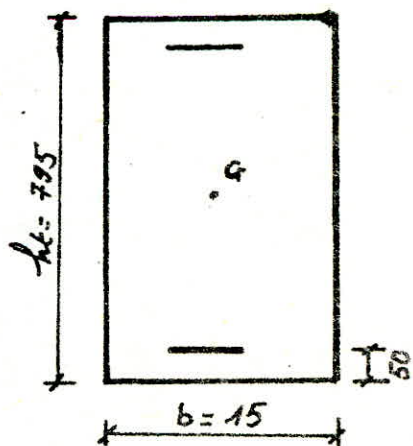
$\mu = \frac{M_f \cdot 15}{b \cdot h_t^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 1358,64 \cdot 10^5}{15 \cdot 795^2 \cdot 4200} = 0,0583$

$\mu = 0,0583 \rightarrow K = 34,8 ; d = 0,3012 ; \epsilon = 0,9996$

$\mu' = 0,1355 ; \bar{w} = 0,433$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{34,8} = 120,69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 171,875 \text{ kg/cm}^2.$

des armatures comprimées ne sont pas nécessaires.



Calcul des armatures tendues.

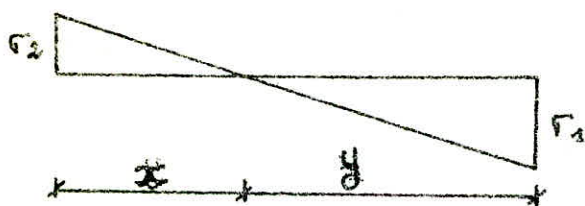
$$A_1 = \frac{M_f}{E_s \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1358,64 \cdot 10^5}{0,8996 \cdot 745 \cdot 4200} = 48,27 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 48,27 - \frac{132,557 \cdot 10^3}{4200} = 16,71 \text{ cm}^2.$$

Verification de la section d'acier fourvée suivant C.T.C 81.

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{132,557 \cdot 10^3}{15,795} + \frac{898,002 \cdot 10^5 \cdot 397,5}{6,2807 \cdot 10^8} = 67,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \cdot y}{I} = \frac{132,557 \cdot 10^3}{15,795} - \frac{898,002 \cdot 10^5 \cdot 397,5}{6,2807 \cdot 10^8} = -45,72 \text{ kg/cm}^2$$



$$\frac{x}{y} = \frac{45,72}{67,95} = 0,67 \Rightarrow x = 0,67 \cdot y ; x + y = 795$$

$$x = 0,67(795 - x) \Rightarrow 1,67x = 0,67 \cdot 795 \Rightarrow x = 318,95 \text{ cm.}$$

Partie tendue: $\bar{\omega}_{\min} = 0,5\% \Rightarrow A_{\min} = 0,005 \cdot 15 \cdot 318,95 = 23,92 \text{ cm}^2$

on prend donc $A = 23,92 \text{ cm}^2 = A_{\min}$ puisque $A_{\min} > A_{\text{calculée}}$.

Partie comprimée:

$$\sigma_b = \frac{1,5 \cdot T}{b \cdot l} = \frac{1,5 \cdot 56,016 \cdot 10^3}{15 \cdot 795} = 7,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 \cdot 28 \cdot 9 = 6,875 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 0,025 \cdot 28 \cdot 9 < \sigma_b < 0,12 \cdot 28 \cdot 9 = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

donc $\bar{\omega}_{\min} = 0,25\%$ dans chaque direction.

pour une bande de 1 m : $A = 0,0025 \cdot 15 \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Le voile sera ferrailé symétriquement à cause de l'inversion du sens du fléchissement.

Armatures horizontales.

$$\bar{\omega} = \frac{\sigma - \sigma_s}{E_s \cdot \sigma_s} = \frac{7,05 - 8}{4200} < 0 \Rightarrow \text{on ferrailera avec le minimum exigé par le C.T.C.}$$

$$A_h = A_v = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{espacement : } s \leq \min \begin{cases} 1,5 \cdot t = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm.} \end{cases}$$

On choisit $s = 20 \text{ cm.}$

renseignement adoptée :

• partie tendue : $A = 23,92 \text{ cm}^2 \rightarrow$ soit 12 HA16 ($A = 24,12 \text{ cm}^2$)
sur les 2 faces ; $t = 10 \text{ cm.}$

• partie courante : $A = 3,75 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 10 HA9 ($A = 5,02 \text{ cm}^2/\text{ml}$)
sur 2 faces $s = 20 \text{ cm.}$

• Armaatures transversales :

on prend des épingles et des cadres $\phi 6$.

• Vérification des Contraintes

La méthode de vérification utilisée est donnée dans l'ouvrage
de PIERRE CHARON à la page 259.

• présent :
$$p = \frac{6 \cdot n \cdot A}{b} (h_t - d - c) - 3 \cdot c^2$$
$$q = -\frac{6 \cdot n \cdot A}{b} (h_t - d - c)^2 - 2 \cdot c^3$$

$$A = 24,12 \text{ cm}^2; d = 50 \text{ cm}; e_0 = 6,77 \text{ m}; |c| = e_0 - \frac{h_t}{2} = 2,795 \text{ m} \Rightarrow c = -2,795 \text{ m.}$$
$$n = 15.$$

on trouve : $p = -126139,86$ et $q = -146430000$

posons $p_1 = \frac{p}{m^2}$ et $q_1 = \frac{q}{m^3}$ et choisissons $m = 250$ pour arrondi

p_1 et q_1 inférieurs à 10.

$$m = 250 \rightarrow p_1 = -2,01 \text{ et } q_1 = -9,3.$$

On sait avoir $t^3 + p_1 \cdot t + q_1 = 0$ en trouvant la valeur de t
en fonction de p_1 et q_1 sur unabaque.

$$p_1 = -2,01 \rightarrow t = 2,45.$$
$$q_1 = -9,3$$

Posons $y_2 = n \cdot t = 250 \cdot 2,45 = 612,5 \text{ cm.}$

et $y_1 = y_2 + c = 612,5 - 279,5 = 333 \text{ cm.}$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A (ht - d - y_1)^2$$

$$= \frac{15 \cdot (333)^3}{3} + 15 \cdot 24,12 (795 - 50 - 333)^2$$

$$= 2,46 \cdot 10^9 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{N' \cdot y_2}{I} = \frac{132557 \cdot 612,5}{2,46 \cdot 10^9} = 0,33.$$

• $\sigma'_b = K \cdot y_1 = 0,33 \cdot 333 = 109,89 \text{ kg/cm}^2$

• $\sigma_a = nK(ht - d - y_1) = 15 \cdot 0,33 (795 - 50 - 333) = 2039 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b \text{ et } \sigma_a < \bar{\sigma}_a$$

Ferrailage du voile V65 : Voile Plein

Efforts de Calcul.									zone courante	zone tendue	Aciers localisés à l'extrémité		Vérification.		
NIVEAUX	M (Tm)	Nmin (T)	Nmax (T)	l0 (m)	l1 (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	ϕ en cm par ml	x (cm)	Amin (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) Adoptée	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_a$ (kg/cm ²)
I	898,002	132,557	166,508	6,77	1,325	56015,8	177,875	0,0256 \leq 0,025	6 HA6	318,95	23,92	16,73	24,12 2x (6HA16)	109,89	2039
II	577,744	102,409	133,190	5,64	1,325	51142	177,875	6,43	6 HA6	304,59	22,84	8,22	24,12 2x (6HA16)	67,41	1335,6
III	180,774	54,870	76,589	3,29	1,325	31245,8	157,06	3,93 \leq 0,025	6 HA6	237,52	17,81	négligeable	20,10 2x (5HA16)	$\leq \bar{\sigma}'_b$	$\leq \bar{\sigma}_a$

Les niveaux I et II sont ferrailés de la même façon

Ferrailage du voile V65 : Voile Plein

Efforts de Calcul.									zone courante	zone tendue	Aciers localisés à l'extrémité		Vérification.		
NIVEAUX	M (Tm)	Nmin (T)	Nmax (T)	l0 (m)	l1 (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	τ_b (kg/cm ²)	ϕ en cm par ml	x (cm)	Amin (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) Adoptée	$\bar{\sigma}'_b$	$\bar{\sigma}_a$
I	415,767	106,932	134,147	3,88	1	25934	177,87	4,32 \leq 0,025	6 HA6	223	16,725	7,28	20,10 2x (5HA16)	49,57	932,62
II	267,476	82,457	107,157	3,24	1	23677	177,87	3,94	6 HA6	208,33	15,62	2,62	16,07 2x (4HA16)	$\leq \bar{\sigma}'_b$	$\leq \bar{\sigma}_a$
III	83,694	44,239	61,688	1,89	1	14466	140,07	2,41	6 HA6	149,5	10,64	négligeable	11,31 2x 5HA12	$\leq \bar{\sigma}'_b$	$\leq \bar{\sigma}_a$

Ferrillage des voiles : Vt_1, Vt'_1 : Voiles pleins

Efforts de Calcul.								zone encrante	zone tendue	Aciers localisés à l'extrémité	Vérification.				
Niveau	M (t.m)	Nmin (t.)	Nmax (t.)	l ₀ (m)	e ₁ (m)	T (kg)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)	φ et h par ml	x (cm)	A _{mix} (cm ²)	A (cm ²) calculée	A (cm ²) Adoptée	$\bar{\sigma}'_b$ kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ kg/cm ²
I	111,073	90,964	112,931	1,22	0,825	6921	128,046	< 0,025 $\bar{\sigma}'_{28}$	(6HA6)	79,07	5,93	négligeable	6,15 4HA14	< $\bar{\sigma}'_b$	< $\bar{\sigma}_a$
II	71,499	70,578	90,779	1,00	0,825	6321	120,31	< 0,025 $\bar{\sigma}'_{28}$	(6HA6)	45	3,375	négligeable	4,52 4HA12	< $\bar{\sigma}'_b$	< $\bar{\sigma}_a$
III	32,403	37,711	52,006	0,59	0,825	5973	101,75	< 0,025 $\bar{\sigma}'_{28}$	(6HA6)	-	-	négligeable	4,52 4HA12	< $\bar{\sigma}'_b$	< $\bar{\sigma}_a$

des niveaux II et III sont ferrillés de la même façon.

Voiles : V_1^3, V_2^3			
TRUMEAUX; $l_1 = 500 \text{ cm}$			
Niveaux	I	II	III
M (t.m)	126,57	58,396	11,432
N max (A)	193,386	129,399	62,597
l_{max} (cm)	65,35	45,12	19,26
l_n (cm)	83,34	83,34	83,34
Nature de la section.	E.C	E.C	E.C
σ'_b (kg/cm ²)	108,40	109,45	92,21
σ'_b (kg/cm ²)	46,004	26,60	10,98
σ'_b (kg/cm ²)	5,576	7,91	6,52
N min (A)	141,233	91,997	42,563
l_{min} (cm)	29,48	63,465	26,86
Nature de la section.	P.C	E.C	E.C
A (cm ²) calculée	0	0	0
A' (cm ²) calculée	0	0	0
σ_b (kg/cm ²)	1,71	1,67	1,21
Longueur de la partie tendue.	53,57	0	0
Longueur de la partie comprimée	446,43	500	500
A min (cm ²)	4,02	0	0
A min (cm ²)	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml
n et ϕ pour potelets	4HA12	4HA12	4HA12
n et ϕ partie courante/ml	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml
Dimensions potelets	15.22,5	15.22,5	15.22,5
Aciers (primaire) HORIZONTAUX.	10HA8/ml	10HA8/ml	10HA8/ml

Les trumeaux II des voiles V_1^3 et V_2^3 ne répondent pas aux conditions imposées par le C.T.C.
Ils seront donc considérés comme des remplissages.
Leurs efforts seront repris par les trumeaux I.
Leur ferrailage sera forfaitaire.

Voiles à 2 files d'ouvertures : vt4 et vt'4									
Turmeaux	Turmeau I			Turmeau II			Turmeau III		
Niveaux	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M (k.m)	0,201	0,125	0,039	102,153	63,528	19,821	0,335	0,208	0,065
N _{max} (t)	47,407	32,270	15,625	142,165	110,898	62,339	40,895	30,292	15,705
l _{max} (cm)	0,42	0,38	0,25	71,86	57,21	31,79	0,82	0,68	0,41
l ₁ (cm)	6,66	6,66	6,66	55,33	55,33	55,33	8,33	8,33	8,33
Nature de la sollicitation	E.C	E.C	E.C	P.C	P.C	E.C	E.C	E.C	E.C
F _b (kg/cm ²)	87,74	87,56	87,01	123,13	115,58	102,39	88,75	88,27	87,34
σ _{b1} (kg/cm ²)	47,17	31,56	14,21	69,48	46,77	18,99	49,80	27,62	12,94
σ _{b2} (kg/cm ²)	29,52	19,96	10,66	-24,33	-11,56	-8,30	77,47	14,23	8,76
N _{min} (t)	-0,295	3,177	4,126	91,628	72,419	40,527	12,827	11,833	7,933
l _{min} (cm)	68,13	3,93	0,80	111,48	87,72	48,90	2,61	1,76	0,82
Nature de la sollicitation	P.C	E.T	E.T	P.C	P.C	P.C	E.T	E.T	E.T
A (cm ²) Calculée	0	0,45	0,59	0	0	0	0,95	0,90	0,63
A' (cm ²) Calculée	0	0	0	0	0	0	0	0	0
σ _b (kg/cm ²)	6,88	6,68	4,58	6,88	6,68	4,58	6,88	6,68	4,58
Longueur (cm) Tendus	15,07	40,1	40,1	86,10	65,79	100,96	50	50	50
Longueur (cm) Comprimés	24,92	0	0	24,199	266,20	231,02	0	0	0
A _{min} (cm ²)	1,13	3,15	3,15	6,45	4,93	7,56	3,74	3,74	3,74
A' _{min} (cm ²)	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml	2,25/ml
n et φ POTILETS	8HA12	8HA12	8HA12	6HA14	6HA14	6HA14	8HA12	8HA12	8HA12
n et φ partie (ml) courante	-	-	-	10HA8	10HA8	10HA8	-	-	-
Dimensions Potilets	15x42	15x42	15x42	15x24	15x24	15x24	15x50	15x50	15x50
Aciers Horizontaux/ml	-	-	-	10HA8	10HA8	10HA8	-	-	-

Remarque : Les turmeaux I et III sont ferrillés comme des potelets dont les dimensions sont indiquées dans le tableau.

Voile à 2 files d'ouvertures : vli									
Niveaux	Armeau I			Armeau II			Armeau III		
	I	I	III	I	II	III	I	II	III
M (t.m)	262,51	163,19	50,84	12,32	7,66	2,38	0,19	0,11	0,037
Nmax (t)	201,24	147,105	64,451	103,107	76,346	33,537	69,046	50,107	18,303
l _o max (cm)	126	110	78	12	10	7,1	0,27	0,22	0,20
l ₁ (cm)	58	58	58	21	21	21	5,3	5,3	5,3
Nature de la section	P.C	P.C	P.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C
$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)	148,16	140,26	124,45	102,26	99,57	95,62	87,39	87,12	87,01
σ'_b (Kg/cm ²)	123,01	80,53	28,61	84,68	59,07	23,50	85,22	83,77	31,20
σ'_b2 (Kg/cm ²)	-58,45	-24,81	-4,21	23,56	21,07	11,70	74,02	72,97	28,24
Nmin (t)	-38,188	-15,287	9,784	-14,942	-7,657	5,133	-40,477	-27,148	-5,378
l _o min (cm)	673	1067	519	82	10	46	0,47	0,4	0,68
Nature de la section	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	E.T	E.T	E.T
A (cm ²) calculée	27,93	14,92	2,771	6,62	3,7	0	4,98	3,32	0,65
σ'_b (Kg/cm ²)	15,07	14,64	10,66	15,07	14,64	10,66	-	-	-
longueur partie tendue	109,75	82,90	45,15	27,64	33,39	42,21	32	32	32
longueur partie comprimée	242,24	269,09	306,84	99,35	93,60	84,78	0	0	0
A _{min} (cm ²)	9,16	6,21	3,38	2,07	2,5	3,175	2,4	2,4	2,4
A _{min} (cm ²)	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	-	-	-
n et ϕ pour POTELETS	8HA20	8HA16	4HA12	4HA14	4HA12	4HA12	8HA12	8HA12	8HA12
n et ϕ / ml PARTIE COURANTE	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	-	-	-
DIMENSIONS POTELETS	50x15	30x15	25x15	24x15	24x15	24x15	32x15	32x15	32x15
A' (cm ²) calculée	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Aciers HORIZONTAUX/ml	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	-	-	-
$\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$	23M,2	< $\bar{\sigma}_a$	< $\bar{\sigma}_a$

Voile à 2 files d'ouvertures : V ₆ '1									
Niveaux	trumeau I			trumeau II			trumeau III		
	I	II	III	I	II	III	I	II	III
M (t.m)	230,18	143,09	44,58	10,81	6,72	2,09	0,16	0,10	0,052
N _{max} (t)	202,303	138,162	61,909	105,09	71,703	32,149	71,929	45,464	16,915
e _{o max} (cm)	114	103	72	10	9,3	6	0,22	0,22	0,19
e ₁ (cm)	58	59	51	21	21	21	5,3	5,3	5,3
Nature de la section	P.C	P.C	P.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C	E.C
σ'_{b1} (Kg/cm ²)	142,24	136,80	124,49	99,57	98,62	94,12	87,12	87,12	96,96
σ'_{b2} (Kg/cm ²)	112,61	75,35	26,11	81,97	54,30	22,05	86,33	77,83	21,75
σ'_{b3} (Kg/cm ²)	-35,99	-23,03	-2,67	29,35	20,98	11,69	77,2	69,83	26,19
N _{min} (t)	-33,052	-6,301	12,326	-16,926	-3,045	6,521	-42,46	-22,585	-3,99
e _{o min} (cm)	656	227	261	64	223	32	0,37	0,44	0,80
Nature de la section	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	P.C	E.T	E.T	E.T
A (cm ²) calculée	27,81	12,97	0,46	6,71	2,36	0	5,19	2,76	0,50
A (cm ²) calculée	0	0	0	0	0	0	0	0	0
e _b (Kg/cm ²)	13,30	12,92	9,40	13,30	12,92	9,40	-	-	-
longueur de la partie comprimée	266,74	269,59	319,34	94,36	91,60	82,99	32	32	32
longueur de la partie tendue	85,25	82,40	32,65	32,63	35,39	44	0	0	0
A _{min} (cm ²)	6,39	5,59	2,45	2,45	2,65	3,30	2,4	2,4	2,4
A _{min} (cm ²)	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	3,75/ml	-	-	-
n et ϕ pour potelets	8HA20	8HA16	4HA12	4HA14	4HA12	4HA12	8HA12	8HA12	8HA12
n et ϕ / ml partie courante	10HA8	10HA8	10AA8	10HA8	10HA8	10HA8	-	-	-
Dimensions potelets	50x15	30x15	25x15	24x15	24x15	26x15	32x15	32x15	32x15
Aciers horizontaux/ml	10HA8	10AA8	10HA8	10HA8	10AA8	10HA8	-	-	-

Ferraillage du voile périphérique

Conformément aux règles du Complément C.T.C, on prévoit un voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau du 1^{er} plancher au dessus du sol. On prévoit un voile périphérique pour chacun des trois blocs de notre bâtiment.

Dimension du voile

Hauteur = 60 cm, épaisseur = 30 cm.

Ferraillage: l'épaisseur du voile périphérique est le double de celle prise en compte pour les voiles de notre bâtiment.

Nous pouvons considérer la partie inférieure de notre bâtiment comme une plate-forme beaucoup plus raide que la superstructure.

Nous ferraillerons notre voile avec le ferraillage forfaitaire prescrit par C.T.C.

* Armatures longitudinales fibrantes: Supérieures et inférieures.

$A \geq 0,2\%$ de la section transversale du voile.

$$A \geq \frac{0,20}{100} \cdot 30 \cdot 100 = 6 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

Sont 6T10/ml en 2 nappes.

(5T10 par face et par ml).

* Armatures longitudinales de peau.

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur.

on choisit 5T8 par ml et par face.

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Le linteau est un élément reliant les trumeaux d'un même voile, il sera calculé et ferrillé en flexion simple comme une poutre encastrée, à leurs extrémités sous l'effet de :

- M_e : moment d'encastrement
- M_t : moment en travée
- T : effort tranchant.

Le linteau est soumis aux charges suivantes :

- q_g = son poids propre + poids propre du plancher qui lui revient.
- q_p = surcharge d'exploitation due au plancher.
- q_{sv} = surcharge due au séisme vertical : $q_{sv} = (q_g + \frac{q_p}{5}) \sigma_v$
- $q_{\Sigma} = q_g + q_p + q_{sv} + q_{sh}$ = charge totale à laquelle est soumis le linteau, avec q_{sh} = surcharge due au séisme horizontal.

Calcul des efforts :

effort tranchant : l'effort tranchant est la somme de tous les efforts tranchants agissant sur le linteau.

$T = T_g + T_p + T_{sv} + T_{sh}$; avec :

$T_g = q_g \cdot \frac{l}{2}$, $T_p = q_p \cdot \frac{l}{2}$, $T_{sv} = q_{sv} \cdot \frac{l}{2}$ et $T_{sh} = 1,5 \cdot \pi$
le facteur 1,5 est préconisé par le C. T. C pour T_{sh} .

- Moments fléchissants :

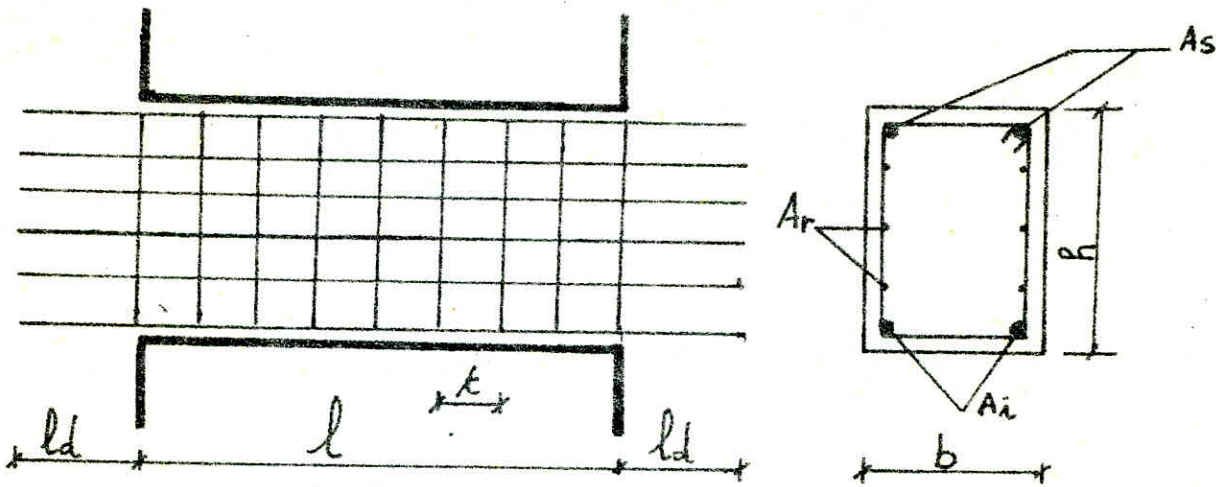
• moment d'encastrement : $M_e = (q_g + q_p + q_{sv}) \frac{l^2}{12} + 1,5 \pi \cdot \frac{l}{2}$

• moment en travée : $M_t = (q_g + q_p + q_{sv}) \frac{l^2}{24}$

Contraintes admissibles :

- Contrainte de cisaillement : $\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de flexion : $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \cdot 280 = 202,5 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de traction des aciers : $\sigma_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de traction du béton : $\bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot \bar{\sigma}'_b = 7,387 \text{ kg/cm}^2$

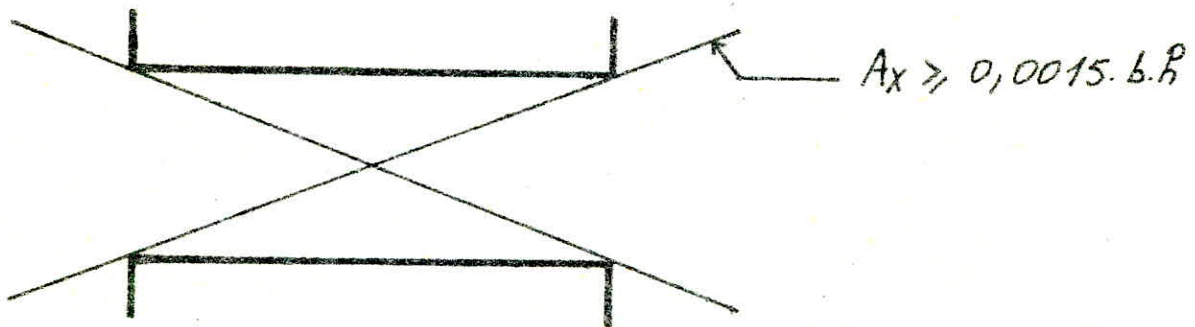
Précriptions relatives au ferrailage (C.T.C)



$$ld \geq \frac{l}{4} + 50 \cdot \phi$$

- $A_i, A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h$
- $A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h$
- $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot t$

• Pour $\tau \geq 0,06 \sqrt{28}$, nous devons prévoir des armatures supplémentaires disposées dans les angles suivant le croquis ci-dessous.



• Ferrailage des linteaux : nous donnerons un calcul détaillé pour un linteau - Le ferrailage des autres linteaux sera donné dans des tableaux.

Le calcul sera fait pour le niveau le plus sollicité qui nous donne le cas le plus défavorable, à savoir le niveau R. D. C.

Linteaux des voiles : v_{t2} et $v_{t'2}$

- Caractéristiques géométriques des linteaux.

$h_t = 0,73 \text{ m}$ $l = 0,83 \text{ m}$ $b = 0,15 \text{ m}$.

- Charges transmises au linteau.

* poids propre $\left\{ \begin{array}{l} \text{son poids propre : } 2,5 \cdot 0,15 \cdot 0,73 = 0,2737 \text{ t/ml} \\ \text{poids propre du plancher qui lui revient : } 0,582 \times 1,65 = 0,9603 \text{ t/ml} \end{array} \right.$

longueur de plancher revenant au linteau = $\frac{3,15}{2} + 0,075 = 1,65 \text{ m}$.

$q_G = 0,2737 + 0,9603 = 1,234 \text{ t/ml}$.

* surcharge d'exploitation due au plancher = $0,4 \cdot 1,65 = 0,66 \text{ t/ml} = q_P$

* surcharge due au séisme vertical : $q_{sv} = \left(q_G + \frac{q_P}{5} \right) \cdot 0,25 = \left(1,234 + \frac{0,66}{5} \right) \cdot 0,25$

$q_{sv} = 0,1216 \text{ t/ml}$.

* surcharge due au séisme horizontal : $\pi = 2,565 \text{ t}$.

- Efforts de calcul dans le linteau.

• Effort tranchant

* $T_G = q_G \cdot \frac{l}{2} = 1,234 \cdot \frac{0,83}{2} = 0,512 \text{ t}$

* $T_P = q_P \cdot \frac{l}{2} = 0,66 \cdot \frac{0,83}{2} = 0,274 \text{ t}$

* $T_{sv} = q_{sv} \cdot \frac{l}{2} = 0,1216 \cdot \frac{0,83}{2} = 0,050 \text{ t}$

* $T_{sh} = 1,5 \cdot \pi = 1,5 \cdot 2,565 = 3,847 \text{ t}$.

$T = T_G + T_P + T_{sv} + T_{sh} = 4,683 \text{ t}$.

• Moments pléchiants.

* $M_e = \left(q_G + q_P + q_{sv} \right) \frac{l^2}{12} + 1,5 \cdot \pi \cdot \frac{l}{2} = 1,712 \text{ t.m}$

* $M_t = \left(q_G + q_P + q_{sv} \right) \frac{l^2}{24} = 0,0578 \text{ t.m}$.

Ferraillage du linteau.

* Aciers supérieurs : A_s .

$$M_e = 1,712 \text{ t.m} \quad h = l_e - 2 = 73 - 2 = 71 \text{ cm.} \quad b = 15 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_e}{b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 1,712 \cdot 10^5}{15 \cdot (71)^2 \cdot 4200} = 0,0080 \rightarrow K=109; E=0,9597$$

et $\bar{\omega} = 0,0555\%$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{109} = 38,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \text{Pas d'aciers comprimés.}$$

$$A_s = \frac{M_e}{E \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1,712 \cdot 10^5}{0,9597 \cdot 71 \cdot 4200} = 0,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = 0,0015 \cdot b \cdot h_e = 0,0015 \cdot 15 \cdot 73 = 1,64 \text{ cm}^2.$$

$$A_{s \text{ min}} > A_{s \text{ calculée}} \Rightarrow A_s = A_{s \text{ min}} = 1,64 \text{ cm}^2.$$

Nous adopterons 2 HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$).

* Aciers inférieurs : A_i

$$M_e = 0,0578 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,0578 \cdot 10^5}{15 \cdot (71)^2 \cdot 4200} = 0,0002 \rightarrow \begin{cases} K = 750 \\ \bar{\omega} = 0,0013\% \\ E = 0,9935 \end{cases}$$

$$A_i = \frac{0,0578 \cdot 10^5}{0,9935 \cdot 71 \cdot 4200} = 0,019 \text{ cm}^2.$$

$$A_{i \text{ min}} = 0,0015 \cdot 15 \cdot 73 = 1,64 \text{ cm}^2$$

$A_{i \text{ min}} > A_{i \text{ calculée}} \Rightarrow A_i = A_{i \text{ min}} = 1,64 \text{ cm}^2$, nous adopterons 2 HA12 ($A_i = 2,26 \text{ cm}^2$).

* Aciers de répartition :

Les aciers de répartition sont fournis par les exigences du C.T.C

$$A_r = 0,002 \cdot b \cdot h_t = 0,002 \cdot 15 \cdot 73 = 2,19 \text{ cm}^2.$$

On prend 6 HA8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$) $t = 18 \text{ cm}$

* Ancrage des barres : $l_d \geq \frac{73}{4} + 50 \cdot 1,2 = 78,25 \text{ cm} \Rightarrow l_d = 80 \text{ cm.}$

* Aciers supplémentaires dans les angles.

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{T}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{4683}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 71} = 5,025 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \bar{\sigma}'_b$$

$\tau_b = 5,025 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \sigma'_{28}$; Les armatures supplémentaires dans les angles ne sont pas nécessaires.

* Armatures transversales:

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot t \quad A \geq 0,0025 \cdot 15 \cdot \frac{73}{4} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{h_t - 73}{4}$$

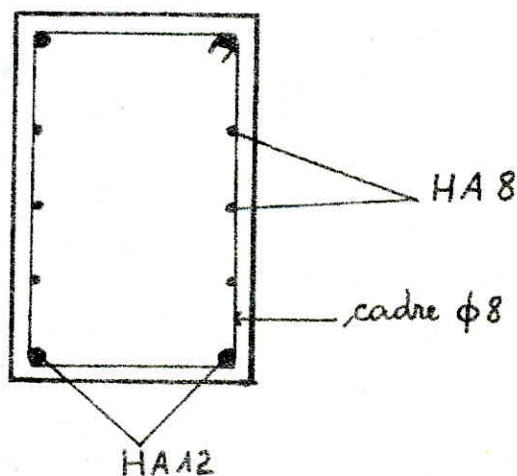
On prendra $A_t = 1 \text{ cm}^2$, qui correspond à un cadre $\phi 8$.

Nous adopterons donc comme armatures transversales, des cadres $\phi 8$ répartis sur toute la longueur du linteau.

. Ecartement des armatures transversales.

$$t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{4} = 18,25 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_t}{T} \cdot \bar{\sigma}_a t = \frac{1 \cdot 7 \cdot 73 \cdot 0,9 \cdot 4200}{4683 \cdot 8} = 51,56 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On choisira $t = 17 \text{ cm}$.



		Voiles	$v_{t3}, v_{t'3}$
Caractéristiques géométriques	l (cm)		97
	b (cm)		15
	h_t (cm)		73
Effort de calcul.	q_a (t/ml)		2,194
	q_p (t/ml)		1,320
	q_{sv} (t/ml)		0,218
	Π (t)		0,738
	T (t)		2,913
	M_e (t.m)		0,830
	M_t (t.m)		0,146
FERRAILLAGE.	A_s calculée (cm ²)		0,268
	$A_{s \text{ min}}$ (cm ²)		1,64
	A_s adoptée (cm ²)		2,26 (2HA12)
	A_i calculée (cm ²)		0,049
	$A_{i \text{ min}}$ (cm ²)		1,64
	A_i adoptée (cm ²)		2,26 (2HA12)
	A_z min (cm ²)		2,19
	A_z adoptée (cm ²)		3,01 (6HA9)
	A_t (cm ²)		1 cadre ϕ 8
	Espacement		17
	C_b (kg/cm ³)		3,126 < 0,065 ^{1/2} 28
	Armatures aux angles.		pas nécessaires
	L_d		20

VOILES		VE ₄ et VE' ₄		VL ₂	VL' ₂
		TYPE I	TYPE II		
Caractéristiques géométriques	l (cm)	93	83	103	103
	b (cm)	15	15	15	15
	l _t (cm)	73	73	73	73
Efforts de calcul.	q _a (t/ml)	2,542	2,505	2,699	2,699
	q _p (t/ml)	1,32	1,32	1,59	1,59
	q _{su} (t/ml)	0,249	0,246	0,268	0,268
	π (t)	7,216	4,814	14,134	12,471
	T (t)	12,73	8,909	23,546	21,05
	Me (t.m)	5,33	3,23	11,32	10,04
	ME (t.m)	0,148	0,116	0,20	0,20
	FERRAILLAGE	A _s calculée (cm ²)	1,92	1,14	4,20
A _s min. (cm ²)		1,64	1,64	1,64	1,64
A _s adoptée		2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	4,52 (4HA12)	4,52 (4HA12)
A _i calculée (cm ²)		0,049	0,039	0,068	0,068
A _i min. (cm ²)		1,64	1,64	1,64	1,64
A _i adoptée (cm ²)		2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)
A _r min. (cm ²)		2,19	2,19	2,19	2,19
A _r adoptée		3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)
A _t (cm ²)		1 cadre φ8	1 cadre φ8	1 cadre φ8	1 cadre φ8
Espacement (cm/cm)		15	15	7	7
Z _b (kg/cm)		13,66 < 0,065'28	9,56 < 0,065'28	25,26	22,58
Armatures aux angles		pas nécessaires	pas nécessaires	3,14 4HA10	3,14 4HA10
Ld		80	80	80	80

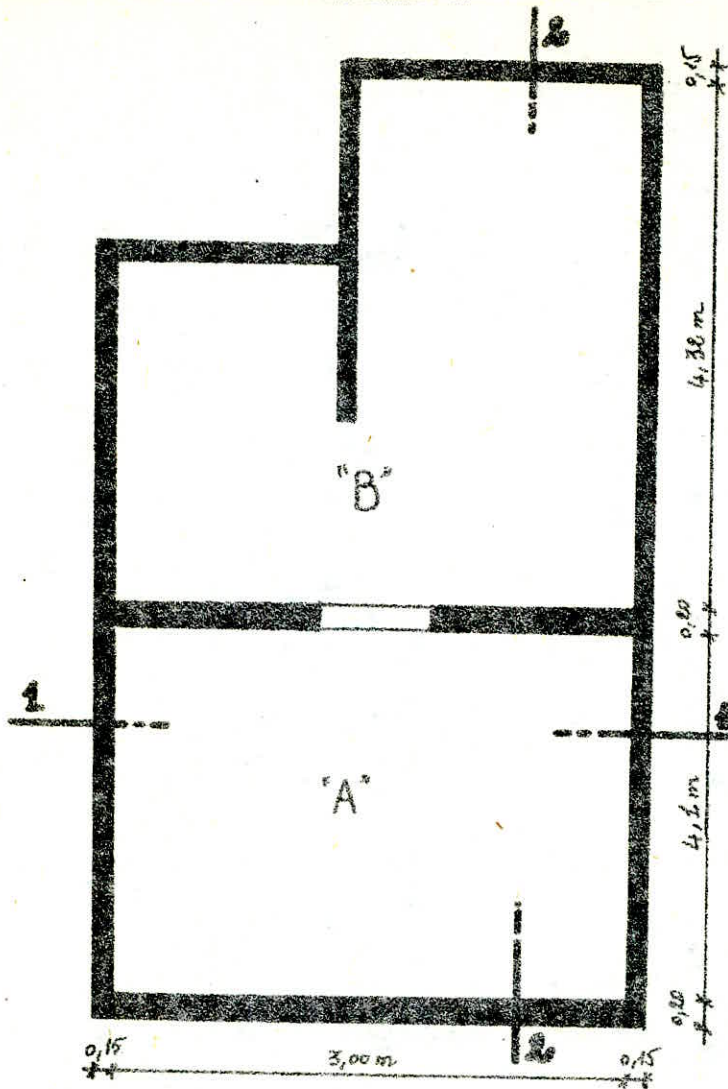
VOILES		V_{L1}	V_{L2}	V_{L1}	V_{L2}
		TYPE I	TYPE II	TYPE I	TYPE II
Caractéristiques géométriques	l (cm)	83	73	83	73
	b (cm)	15	15	15	15
	h (cm)	73	73	73	73
Effort de calcul.	q_u (t/ml)	2,661	2,597	2,661	2,597
	q_p (t/ml)	1,590	1,590	1,590	1,590
	q_{sv} (t/ml)	0,265	0,251	0,265	0,258
	π (t)	27,355	13,250	24,140	11,70
	T (t)	42,90	21,49	38,08	19,16
	M_e (t.m)	17,28	7,45	15,21	6,60
	M_t (t.m)	0,129	0,094	0,129	0,091
Ferrailage.	A_s calculée (cm ²)	6,55	2,71	5,75	2,39
	A_s min (cm ²)	1,64	1,64	1,64	1,64
	A_s adoptée (cm ²)	6,15 (4HA14)	3,14 (4HA10)	6,15 (4HA14)	3,14 (4HA10)
	A_i calculée (cm ²)	0,0437	0,032	0,0437	0,032
	A_i min (cm ²)	1,64	1,64	1,64	1,64
	A_i adoptée (cm ²)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)	2,26 (2HA12)
	A_2 mini. (cm ²)	2,19	2,19	2,19	2,19
	A_2 adoptée (cm ²)	3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)	3,01 (6HA8)
	A_t (cm ²)	1 cm ² (1 cadre ϕ 8)	1	1	1
	Espacement (t) en cm	5	8	5	8
	T_0 (Kg/cm ²)	44,7	23,06	39	20
	Armatures aux ANGLES	4 HA10 (3,14)	3,14 (4HA10)	3,14 (4HA10)	3,14 (4HA10) <small>plus d'armature</small>
L_d	90	80	90	80	

CALCUL

DES

ÉLÉMENTS

Calcul du plancher terrasse de la cage d'escalier

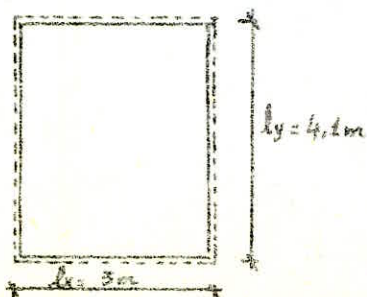


- Charge permanente: $G = 540 \text{ kg/m}^2$ (Voir bloc appartements)
 - Surcharge d'exploitation: $P = 100 \text{ kg/m}^2$ (" " ")
 - Surcharge de la neige: $N = 70 \text{ kg/m}^2$ (" " ")
- La combinaison la plus défavorable selon SP2 :
- $$q_u = G + 1,2P = 540 + 1,2 \times 100 = 660 \text{ kg/m}^2.$$

Calcul des efforts :

Nous avons deux panneaux qui reposent simplement sur leur pourtour, nous utilisons la méthode exposée par les règles CCBA 68.

Panneau "A"



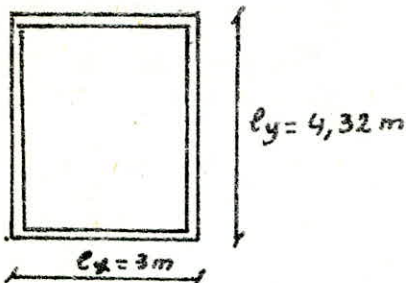
$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4.1} = 0,731$$

$$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0698 \\ \mu_y = 0,586 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,0692 \times 660 \times 3^2 = 411 \text{ kg m/m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,586 \times 411 = 241 \text{ kg m/m}$$

Panneau B:



$$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{4,32} = 0,694$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0739 \\ \mu_y = 0,538 \end{cases}$$

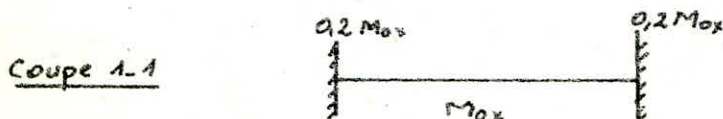
$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,0739 \times 660 \times 3^2 = 435 \text{ kg m/m}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,538 \times 435 = 236,2 \text{ kg m/m}$$

Ferraillage des panneaux A et B:

Sens porteur x-x:

Moment maximum qu'on prend en compte: $M_{0x} = 435 \text{ kg m/m}$



La condition $M_{bx} \geq \min \begin{cases} 1,25 M_{0x} - \frac{|M_w + M_e|}{2} & (1) \\ M_{0x} & (2) \end{cases}$ est vérifiée

car $\min \{(1), (2)\} = M_{0x} = M_{bx}$

En travée: (méthode de M^r P. CHARON)

$$M_{bx} = 435 \text{ kg m/m}$$

$$\mu_t = \frac{15 \cdot M_{bx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \times 435 \times 100}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0138 \rightarrow E = 0,9478$$

$$A_{bx} = \frac{M_{bx}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_x} = \frac{435 \times 100}{2800 \times 0,9478 \times 13} = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{5 HA6 p/m } (A_{bx} = 1,41 \text{ cm}^2)$$

$t = 19 \text{ cm} < \bar{E} = 33 \text{ cm}$

Sur appuis:

$$M_{ax} = 0,2 M_{0x} = 87 \text{ kg m/m}$$

$$\mu_a = \frac{15 \times 87 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0028 \rightarrow E = 0,9756$$

$$A_{ax} = \frac{87 \times 10^2}{2800 \times 0,9756 \times 13} = 0,245 \text{ cm}^2$$

On prend 4 HA5 p/m ($A_{ax} = 0,78 \text{ cm}^2$)
 $t = 24,5 \text{ cm} < \bar{E} = 33 \text{ cm}$.

Sens repartiteur y-y:

Le moment maximum qu'on prend en compte est $M_{oy} = 241 \text{ kgm/m}$



La condition $M_{ty} \geq \min \left\{ \begin{array}{l} 1,25 M_{oy} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \\ M_{oy} \end{array} \right.$ est vérifiée car $M_{ty} = M_o$

En travée:

$$M_{ty} = M_{oy} = 241 \text{ kgm/m}$$

$$h_y = h_x - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 13 - \frac{0,6 + 0,5}{2} = 12,45 \text{ cm}$$

$$\mu_t = \frac{15 \times 241 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 12,45^2} = 0,008 \rightarrow E = 0,9597$$

$$A_{ty} = \frac{241 \times 10^2}{2800 \times 0,9597 \times 12,45} = 0,72 \text{ cm}^2$$

On prend 4HA5 ($A_{ty} = 0,78 \text{ cm}^2$)

$$b = 24,5 \text{ cm} < E = 45 \text{ cm}$$

Sur appuis intermédiaire:

$$M_{ai}^y = 0,6 M_{oy} = 0,6 \times 241 = 144,6 \text{ kgm/m}$$

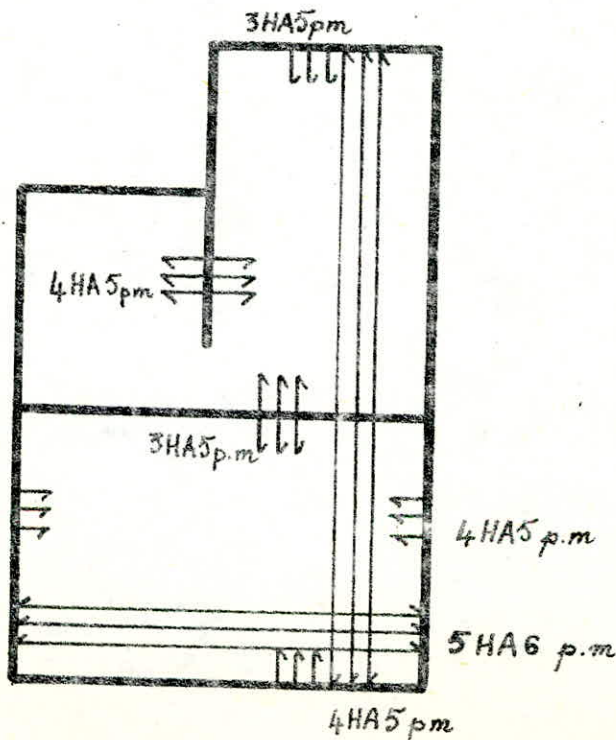
$$\mu_i = \frac{15 \times 14460}{2800 \times 100 \times 12,45^2} = 0,005 \rightarrow E = 0,9677$$

$$A_{ai}^y = \frac{14460}{2800 \times 0,9677 \times 12,45} = 0,429 \text{ cm}^2$$

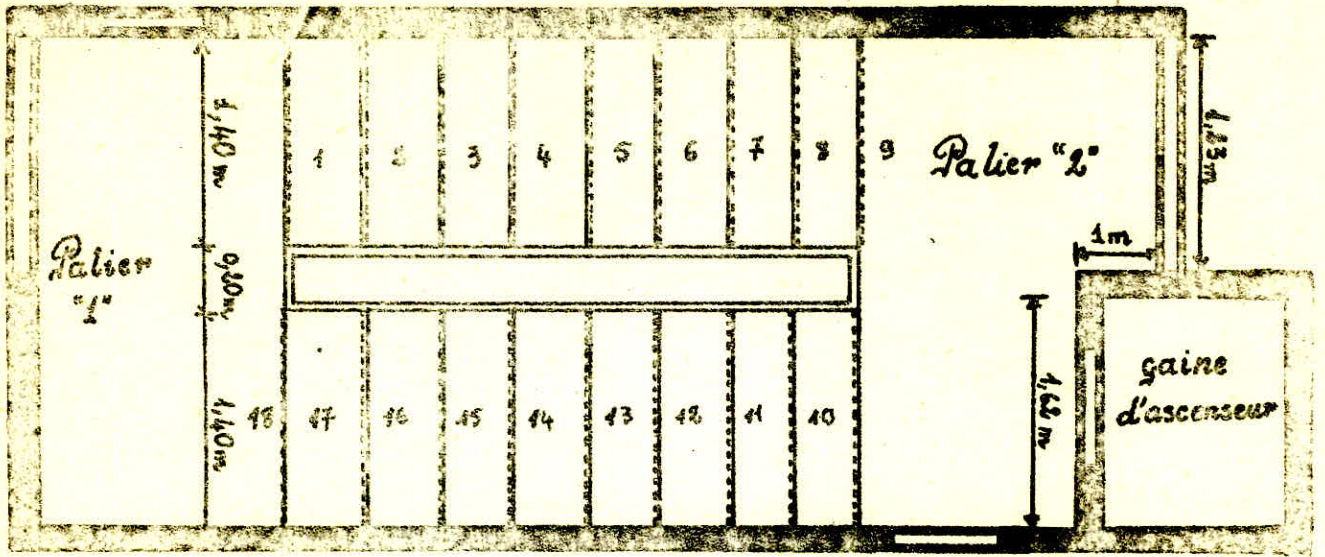
On prend 3HA5 p.m ($A_{ai}^y = 0,59 \text{ cm}^2$)

Sur appuis de rive:

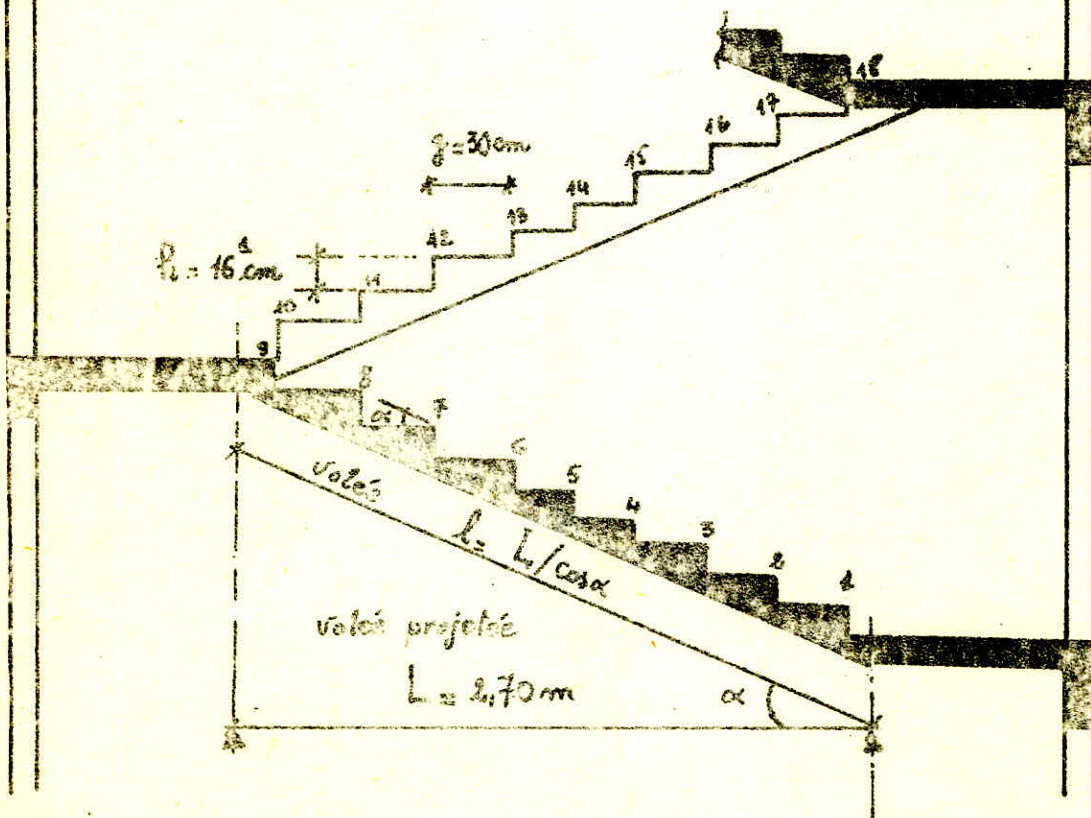
On disposera des chapeaux de principe à raison de 3HA5 p.m



Calcul des escaliers



Si n est le nombre de contremarches, on aura
 $(n-1)$ marches: dans notre cas $n=9$.
 longueur projetée de la volée : $L = n \cdot g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$.



L'escalier de notre bâtiment est constitué de deux paliers et d'une paillasse préfabriquée.

Le palier ① repose sur 3 voiles et dessert les 2 appartements du bloc situé à gauche de la cage d'escalier

Le palier ② repose sur des voiles et dessert les 2 appartements du bloc situé à droite de la cage d'escalier

Les paliers ① et ② seront étudiés lors de l'étude du plancher

La paillasse porteuse (volée) s'appuie par l'intermédiaire des bequets sur les paliers.

Caractéristiques géométriques:

- hauteur d'une marche : $h = 16 \text{ cm}$

- Largeur d'une marche : $g = 30 \text{ cm}$

Vérification de la condition de BLONDEL

Condition de BLONDEL: $60 \leq g + 2h \leq 64$

$\left. \begin{array}{l} g = 30 \text{ cm} \\ h = 16 \text{ cm} \end{array} \right\} g + 2h = 30 + 2 \times 16 = 62 \text{ cm}$ d'où la condition est vérifiée

La paillasse est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale:

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{16}{30} = 0,537 \Rightarrow \alpha = 28^\circ 13' 15,5''$$

$$\cos \alpha = 0,884 ; \sin \alpha = 0,473$$

Épaisseur de la paillasse: "e":

La paillasse est assimilée à une dalle appuyée sur 2 côtés son épaisseur "e" doit être telle que:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec} \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,70}{0,884} = 3,065 \text{ m} = 306,5 \text{ cm}$$

$$\frac{306,1}{30} \leq e \leq \frac{306,1}{20}$$


$$\Rightarrow 10,21 \leq e \leq 15,32 \text{ cm.} \Rightarrow \underline{e = 15 \text{ cm}}$$

Calcul de la paillasse

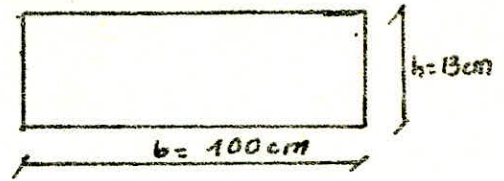
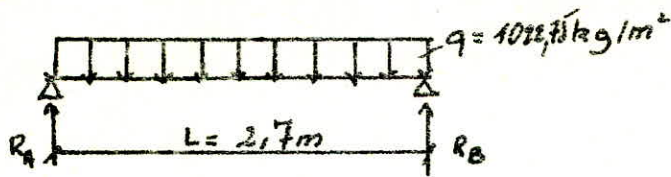
La paillasse est considérée comme une poutre simplement appuyée sur les 2 paliers

Elle sera calculée en flexion simple. Le moment flechissant est: $M = q \frac{l^2}{8}$

Détermination de la charge q de la paillasse:

- Poids propre de la paillasse ----- $\frac{0,15 \times 2500 \times 1,00}{0,881} = 425,65 \text{ kg/m}^2$
 - Poids propres marches  $\frac{0,16 \times 2200 \times 1,00}{2} = 177,1 \text{ kg/m}^2$
 - Revêtement: ----- $100 \times 1,00 = 100 \text{ kg/m}^2$
 - Garde corps ----- $20 \times 1,00 = 20 \text{ kg/m}^2$
 - Surcharge pondérée : $p = 1,2 P = 1,2 \times 250 = 300$
- $q = 722,75 \text{ kg/m}^2$

La charge de la paillasse est: $q = g + 1,2 P = 1022,75 \text{ kg/m}^2$



$$M_{\max} = q \frac{L^2}{8} = \frac{1022,75 \times 2,7^2}{8} = 93198 \text{ kg m/m}$$

Ferraillage de la paillasse:

Afin d'éviter la fissuration le diamètre des barres doit être tel que:

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 13 \text{ mm}$$

Preons donc: $\phi = 8 \text{ mm}$ $d = 2 \text{ cm}$ (Distance d'enrobage)

$$A = \frac{M}{\frac{2}{3} \bar{\sigma}_a} \quad \beta = \frac{f}{8} \text{ et } h = h_0 - d = 13 - 2 = 11 \text{ cm}$$

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

$$A = \frac{93198}{(\frac{2}{3}) \times 11 \times 2800} = 2,926 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7 \text{ HA } 8 \quad (A = 3,51 \text{ cm}^2)$$

Verifications:

- Condition de non fissuration:

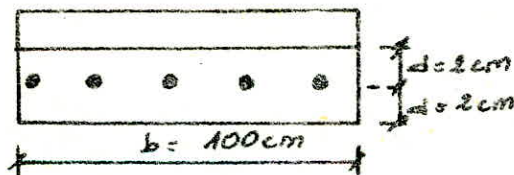
$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ (peu préjudiciable)}$$

$$\eta = 1,6 \text{ (Acier HA)}$$

$$\phi = 8$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$$



$$B_f = 2 \times 2 \times 100 = 400$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{3,51}{400} = 0,009$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,009}{1 + 10 \times 0,009} = 2477,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_a}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 2800}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = \min \{ 2800, 3193 \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

- Verification des contraintes:

$$M = 842,4 \text{ kgm/m} \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = 13 \text{ cm} \quad A = 3,51 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{bh} = \frac{100 \times 3,51}{100 \times 13} = 0,27 \rightarrow \text{CHARON} \rightarrow \begin{cases} k = 46,8 \\ E = 0,9178 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{93198}{3,51 \times 0,9478 \times 13} = 2225,4 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

Vérifié

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2225,4}{46,8} = 47,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Vérification de la condition de fragilité:

La condition est donnée par:

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 13 \times \frac{5,9}{4200} = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,51 \text{ cm}^2 > 1,27 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

- Effort tranchant:

$$T_{\max} = q \frac{L}{2} = \frac{1022,75 \times 2,70}{2} = 1380,71 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1380,71}{100 \times (7/8) \times 13} = 1,214 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires au droit des appuis et encore moins ailleurs.

- Adhérence:

$\bar{\tau}_d$: contrainte admissible vis à vis de l'entraînement

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

$$\tau_d = \frac{T}{n p z} \quad \text{où } n: \text{ nombre des barres isolées}$$

p : périmètre utile de la barre
 $p = \pi \phi = 2,51 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{1380,71}{7 \times 2,51 \times \frac{7}{8} \times 13} = 6,91 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Ris de risque d'entraînement

- Flèche:

La flèche est donnée par: $f = \frac{1}{76} \frac{q L^4}{E I}$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} = 7000 \sqrt{275} = 116082 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = \frac{b h^3}{12} = \frac{100 \times 13^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$q = 1022,75 \text{ kg/m} \quad L = 2,7 \text{ m} = 270 \text{ cm}$$

$$f = \frac{1}{76} \frac{1022,75 \cdot 10^{-2} \times 270^4}{116082 \times 28125} = 0,22 \text{ cm}$$

Les recommandations techniques relatives aux volées préfabriquées « paillassons pleines » préconisent une flèche admissible égale à:

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{270}{300} = 0,9 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f}$$

Armatures de répartition:

Ces armatures doivent être telles que:

$$\frac{A_e}{4} \leq A_r \leq \frac{A_e}{2}$$

et l'espacement $t \leq 4h_b = 4 \times 13 = 52 \text{ cm}$

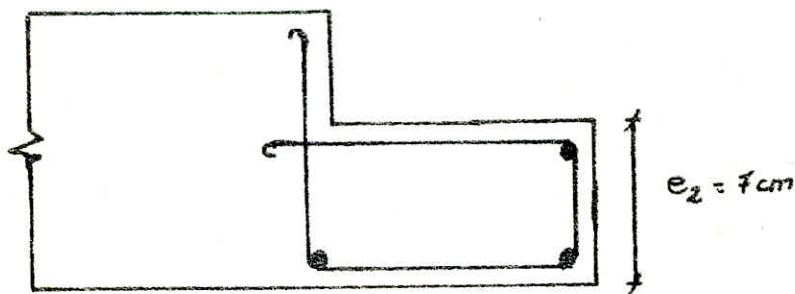
$$\frac{3,51}{4} \leq A_r \leq \frac{3,51}{2} \quad \Leftrightarrow \quad 0,878 \leq A_r \leq 1,755$$

On prend 5 HA6 p.m $\rightarrow (A_r = 1,4 \text{ cm}^2)$ avec $t = 24 \text{ cm} < 52 \text{ cm}$

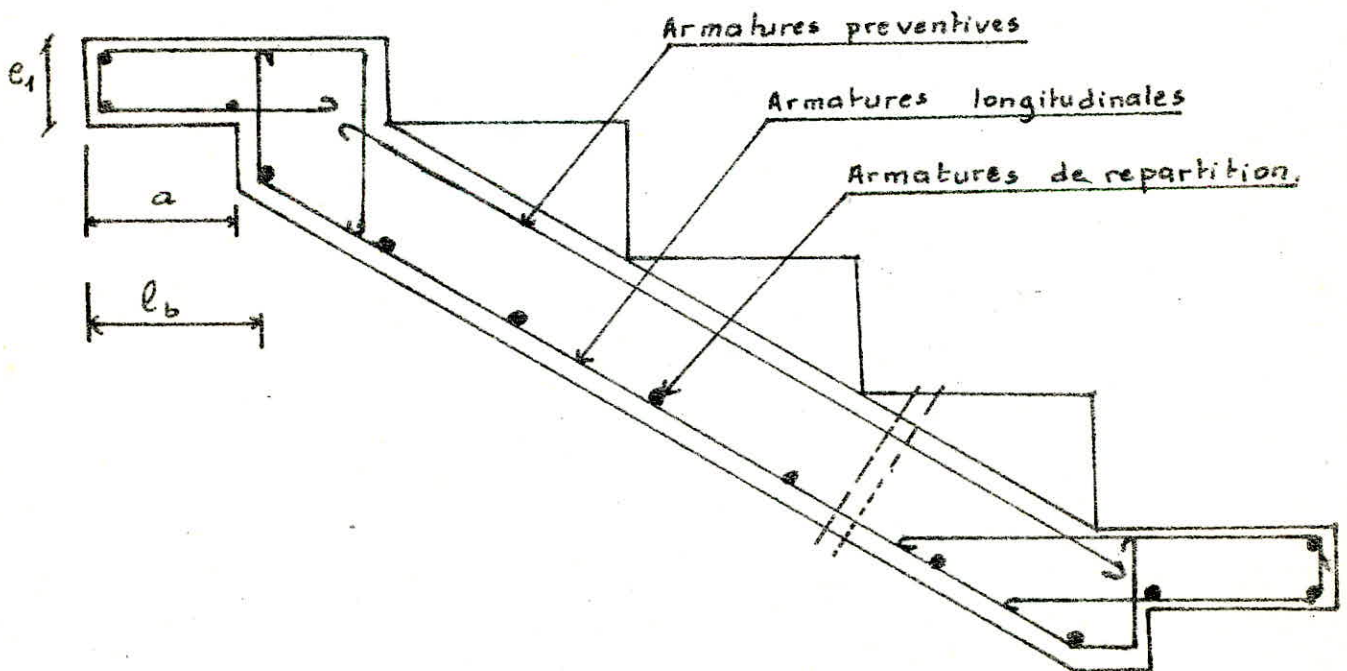
Comme la paillasse est préfabriquée on prévoit forfaitairement 6 HA6 p.m dans la partie supérieure pour éviter le risque de fissuration lors du transport et du montage de la paillasse

Épaisseur des bequets

Le CTC préconise une épaisseur minimale de 7cm.



Boucle du becquet de palier



L'épaisseur des bequets est limitée à 7cm aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités, par les recommandations techniques du CTC

On prendra:

- Pour le becquet de la paille e₁ = 8 cm
- Pour le becquet du palier e₂ = 7 cm

Le CTC limite "a" à 10 cm au minimum (a ≥ 10 cm)

On prendra a = 15 cm ; l_b = a + 2 cm = 17 cm (Enrobage 2 cm).

Calcul des becquets:

Ils sont calculés sous une charge linéaire égale à:

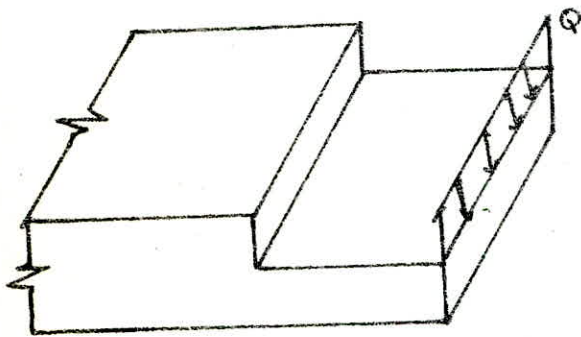
$$Q = \gamma_q \cdot q \cdot L \quad [\text{kg/m}]$$

γ_q : Coefficient de comportement expérimental $\gamma_q = 1,4$ (d'après CTC)

L: Longueur de la paille projetée sur le plan horizontal

q: Charge de calcul de la paille.

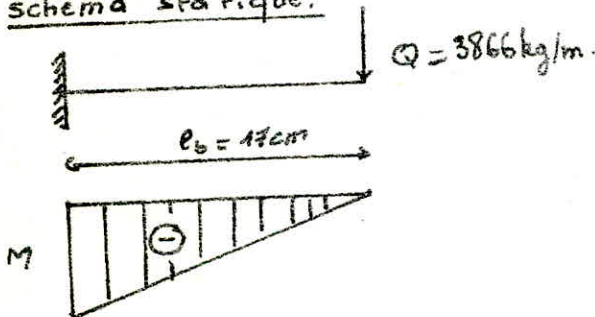
$$Q = 1,4 \times 1022,75 \times 2,7 = 3866 \text{ kg/m}$$



On suppose que la charge Q est appliquée à l'extrémité du becquet, en vue d'avoir l'effet le plus défavorable.

l_b

schéma statique:



La section la plus sollicitée est celle de l'encastrement

$$M = Q l_b = 3866 \times 0,17 = 657,22 \text{ kgm/m}$$

Armatures:

$$h = e_2 - d = 7 - 2 = 5 \text{ cm}$$

Pour limiter la fissuration $\sigma_s \leq \frac{e_2}{10} = 7 \text{ mm}$ soit $\phi = 6 \text{ mm}$

$$A = \frac{M}{\sigma_s} = \frac{668,3 \cdot 10^2}{\frac{1}{3} \cdot 5 \cdot 2800} = 9,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 20 \text{ HA6/m} \rightarrow (A = 5,6 \text{ cm}^2)$$

$$l = 4,5 \text{ cm} < 2 \times e_2 = 2 \times 7 = 14 \text{ cm (d'après CTC)}$$

Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,50 \text{ cm}^2 \text{ (d'après le CTC)}$$

$$\text{On prendra forfaitairement } 2 \text{ HA6} \rightarrow (A = 0,56 \text{ cm}^2)$$

Verification au cisaillement:

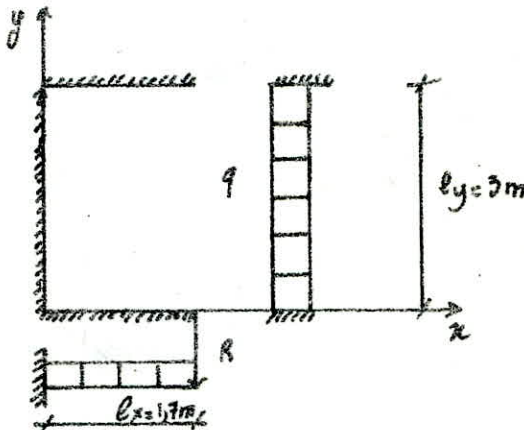
La charge à considerer est: $Q = \delta' q_0 C_p L$ avec $\delta' q_0 = 1$

$$Q = 1022,75 \times 2,7 = 2761,42 \text{ kg/ml}$$

$$T_{\max} = Q = 2761,42 \text{ kg m}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_s} = \frac{2761,42}{100 \times \frac{7}{8} \times 5} = 6,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Le cisaillement vérifié, il n'est pas nécessaire de disposer des armatures transversales.

Calcul des paliers:A. Palier 1:Charges permanentes:

- Plancher identique à celui de l'étage courant

$$G = 582 \text{ kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation pondérée

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$G + 1,2P = 882 \text{ kg/m}^2$$

$$G + P/5 = 632 \text{ kg/m}^2$$

Combinaison sous SP,

Charge sismique à l'action sismique

Réaction d'appui du palier sous l'action de la volée: $R = \frac{1}{2} \times 1022 \times 2,7 = 1380,71 \text{ kg/ml}$

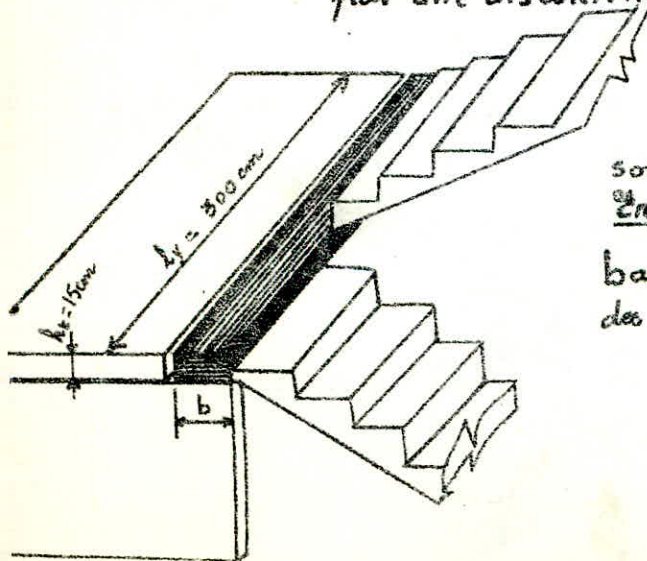
I Palier sous la charge linéaire $R = 1380,71 \text{ kg/ml}$:

Hypothèse: une bande rigide séparée (par la pence) du reste du palier par une discontinuité de bétonnage, ayant une largeur b , supporte la charge linéaire R due aux volées.

Nous nous proposons de calculer cette bande sous la charge R et son poids propre.

En gras:

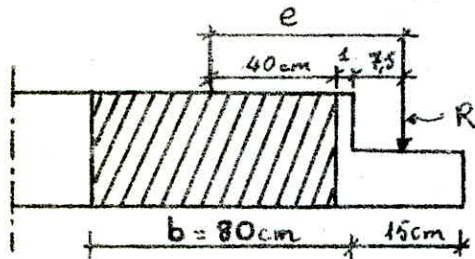
bande reprenant la charge concentrée des volées (sa largeur est: b).



Calcul de la poutre noyée :

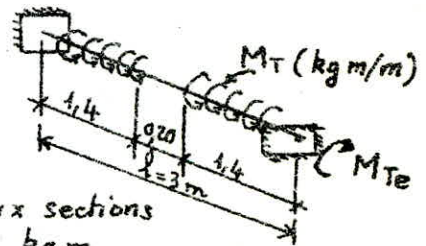
Une bande incorporée de 25 cm de large vérifie largement les contraintes dues à la flexion, mais ne peut résister aux contraintes tangentielles très grandes, dues au couple de torsion, même si cette largeur passe du simple au triple.

Donc, en tenant compte de ces considérations, nous prenons une poutre de 80 cm de large. Vérifions si elle résiste à la torsion.



$$h_t = a = 15 \text{ cm}$$

$$e = 40 + 1 + 7,5 = 48,5 \text{ cm.}$$



$$M_T = R \cdot e = 1380,71 \times 0,485 = 669,644 \text{ kgm/m.}$$

le moment de torsion maximum se situe aux sections d'encastrement : $M_{Te} = M_T \times 1,4 = 937,502 \text{ kgm.}$

Calcul de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_{bm} = \frac{k \cdot M_{Te}}{a^2 b} \quad (\text{P. CHARON}).$$

$$\frac{b}{a} = \frac{80}{15} = 5,3 \quad \text{Tableau} \rightarrow k = 3,38$$

$$\text{donc : } \tau_{bm} = \frac{3,38 \times 937,502 \cdot 10^2}{15^2 \times 80} = 17,604 \text{ kg/cm}^2.$$

En supposant que $\bar{\sigma}_b' < 2\bar{\sigma}_b'$ nous pouvons calculer la contrainte de cisaillement admissible par la formule : $\bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b$; $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_{bm} < \bar{\tau}_b$$

1° Calcul à la torsion : (P. CHARON).a) Détermination des aciers longitudinaux.

$$\bar{\omega}_l = \frac{A_l}{B}$$

A_l = section des barres longitudinales

B = section du béton de la pièce.

$$\frac{b}{a} = 5,3 > 3,5 \Rightarrow \bar{\omega}_l = \frac{3}{7} \frac{\tau_{bm}}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3}{7} \cdot \frac{17,9}{2800} = 2,739 \cdot 10^{-3}$$

$A_l = \bar{\omega}_l \cdot B = 2,739 \cdot 10^{-3} (15 \times 80) = 3,29 \text{ cm}^2$ soit : 6HA10 ($A_l = 4,71 \text{ cm}^2$)
afin d'éviter la fissuration nous avons choisi $\phi = 10 \text{ mm} < \frac{h_t}{10} = 15 \text{ mm}$.

b) Détermination des aciers transversaux :

$$\bar{\omega}_t = \frac{V_t}{V_b}$$

V_t : volume des barres transversales

V_b : volume du béton de la pièce.

$$\bar{\omega}_t = \bar{\omega}_l = 2,739 \cdot 10^{-3}$$

Volume d'acier par centimètre longueur

$$V_{tu} = A_t \times 1 \text{ cm} \quad (\text{volume unitaire})$$

Volume du béton par centimètre longueur

$$V_{bu} = B \times 1 \text{ cm}$$

$$\rightarrow V_{tu} = \bar{\omega}_t \cdot V_{bu} = 2,739 \cdot 10^{-3} \times (15 \times 80) = 3,28 \text{ cm}^3/\text{cm}$$



Volume du cadre : $V = A_t \cdot p$ p : périmètre du cadre :

$$p = [(80-2) + (15-2)] \times 2 = 182 \text{ cm} \Rightarrow V = 0,39 \times 182 = 71 \text{ cm}^3$$

Espacement: $t = \frac{V}{V_u} = \frac{71}{3,28} = 21,64 \text{ cm}$

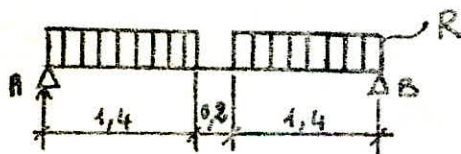
Espacement admissible : $\bar{t} \min(a, b) = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ on prend $t = 15 \text{ cm}$.

2°/ Calcul à la flexion.

charge de calcul.

- poids propre et surcharge revenant à la poutre: ... $q = 0,80 \times 882 = 705,56 \text{ kg/m}$
- charge linéaire des volées: ... $R = 1380,71 \text{ kg/m}$

a) Moment flechissant maximum dû à R :



$$0 < x < 1,4 \quad M(x) = 1933x - 1380,71 \frac{x^2}{2}$$

$$1,4 < x < 1,6 \quad M(x) = \frac{R \times 1,4^2}{2} = \frac{1380,71 \times 1,4^2}{2}$$

$$M_{\max}^R = M(x \in [1,4; 1,6]) = 1353,1 \text{ kg.m}$$

b) Moment maximum dû au poids propre $q = 705,56 \text{ kg/m}$.

$$M_{\max}^q = \frac{q l^2}{8} = \frac{705,56 \times 3^2}{8} = 795,8 \text{ kg.m}$$

Le moment isostatique maximum résultant: $M_0 = M_q + M_R$

$$M_0 = 2146,90 \text{ kg.m}$$

Notre poutre est une poutre de palier donc la fissuration est non nuisible, en outre elle est de longueur moyenne, ces deux raisons nous incitent à choisir une répartition des moments qui nous conduit vers le ferrailage le plus économique :

A. GUERIN Tome 4 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{appui} \\ \text{Travée} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} M_a = 0,5 M_0 = 1073,45 \text{ kg.m} \\ M_t = 0,5 M_0 = 1073,45 \text{ kg.m} \end{array}$

c) Calcul des aciers longitudinaux. (P. CHARON)

$$\mu_t = \mu_a = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1073,45 \cdot 10^2}{2800 \times 80 \cdot 13^2} = 0,0425 \rightarrow \begin{cases} k = 42,4 \\ \epsilon = 0,9126 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{42,4} = 66,04 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ donc effectivement}$$

$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b$ comme nous l'avons suppose (voir torsion). En plus, nous n'aurons pas besoin d'armatures comprimées.

$$A_a = A_t = \frac{M_t}{\epsilon \bar{\sigma}_a h} = \frac{1073,45 \cdot 10^2}{0,9126 \cdot 2800 \cdot 13} = 3,83 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_t = A_a = 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2.$$

d) Effort tranchant - aciers transversaux.

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} + R \times 1,4 = 2991,33 \text{ kg}.$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{2991,33}{80 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 3,287 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

• Contrainte admissible de traction des aciers transversaux.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{en} ; \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; \left(1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} \right) \right\}$$

$$\rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 0,937 \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,937 \times 4200 = 3953,4 \text{ kg/cm}^2$$

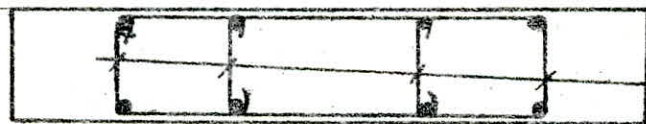
• Espacement initial pour une section unitaire $A_{t_u} = 1 \text{ cm}^2$

$$\theta = \frac{7 \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}} = \frac{7/8 \times 13 \times 3953,4}{2991,33} = 15,03 \text{ cm}.$$

• Espacement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) ; 0,2h \right\} = 13 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{3,32}{5,9} \right) = 10,8 \text{ cm}.$$

• Armatures transversales.



$$A_t = 4 \text{ HA } 5 \quad (0,78 \text{ cm}^2)$$

• Espacement initial pour A_t :

$t = \theta \cdot A_t > \bar{t}$ donc nous prenons un espacement uniforme sur toute la portée : $t = 10 \text{ cm}$.

3°/ Superposition de la torsion et de la flexion.

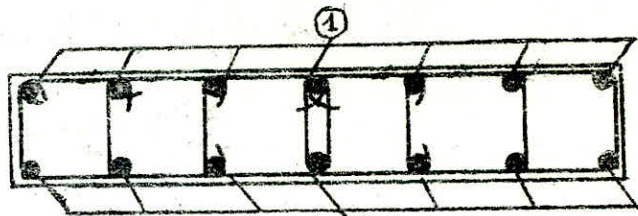
Verification des cisaillement resultant :

$$\bar{\tau}_{be} = \bar{\tau}_{bm} + \bar{\tau}_b = 17,604 + 3,287 = 20,891 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_e = A_{Tors}^l + A_{flex}^l$$

$$A_t = A_{Tors}^t + A_{flex}^t$$

① HA 10



Verification de la flèche : à la mi portée. ①

$$f = q'l^4 / 384 EI$$

$$q' = q + R = 705,56 + 1380,71 = 2109,56 \text{ kg/m}$$

$$E = 1,2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 ; I = \frac{bh^3}{12} = \frac{80 \cdot 15^3}{12} = 22500 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{2109,56 \times 10^2 \times 300^4}{384 \cdot 1,2 \cdot 10^5 \times 22500} = 0,165 < \bar{f} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm}$$

II Palier "1" sous la charge q :

Le palier "1" est une dalle encastrée sur 3 côtés, le 4^{ème} étant libre. Le palier "1" n'est soumis qu'à la charge uniformément répartie $q = 882 \text{ kg/m}^2$, du fait que la charge linéaire R est entièrement reprise par la poutre noyée calculée ci-dessus.

Utilisons les table de BARES (1.28 page 62).

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{0,9}{3} = 0,3$$

Après interpolation nous trouvons :

$$\omega_{bs} = 4,1259$$

$$\omega_s = 2,1571$$

$$M_{ys} = 0,0256$$

$$M_{xs} = 0,1133$$

flèche au milieu du bord libre :

$$f_b = \omega_{bs} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = \frac{4,1259 \times 882 \cdot 10^4 \cdot 90^4}{1,2 \cdot 10^5 \cdot 15^3} = 0,06 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_b = \frac{b}{500} = \frac{300}{500} = 0,6 \text{ cm} \Rightarrow f_b < \bar{f}_b$$

flèche au centre de la dalle :

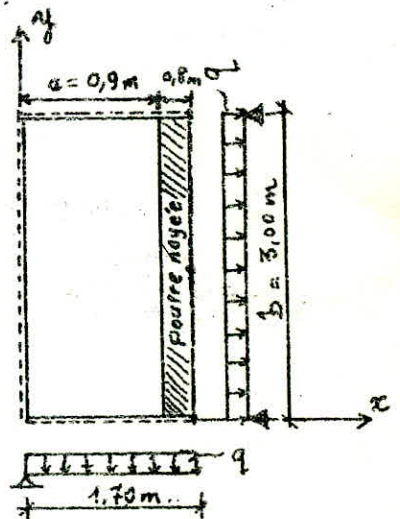
$$f = \omega_s \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = \frac{2,1571 \times 882 \cdot 10^4 \cdot 90^4}{1,2 \cdot 10^5 \cdot 15^3} = 0,031 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{a}{500} = \frac{90}{500} = 0,18 \text{ cm}$$

Moment au milieu du bord libre (suivant y-y).

$$M_y = M_{ys} \cdot qb^2 = 0,0256 \times 882 \times 3^2 = 203,2 \text{ kg m/m}$$

Moment suivant (x-x), au centre de la dalle.

$$M_x = M_{xs} \cdot qa^2 = 0,1133 \times 882 \times 0,90^2 = 81 \text{ kgm/m}$$



Nous calculerons le panneau (A) comme une dalle rectangulaire de dimension ($l_x = 2,10\text{ m}$, $l_y = 3,00\text{ m}$). Ce panneau étant soumis aux mêmes charges que le palier "1" } $q = 882\text{ kg/m}^2$
 $R = 4380,71\text{ kg/m}$

1) Panneau (A) sous la charge linéaire R (voir palier "1")

Nous ferons la même hypothèse : « l'existence d'une bande rigide, incorporée dans la dalle, identique à celle du palier "1" et qui reprendrait uniquement son poids propre et la charge linéaire R ». Cette poutre a déjà été calculée pour le palier "1", les mêmes dimensions et le même ferrillage seront utilisés pour le palier "2".

2) Panneau (A) sous la charge q:

$$\gamma = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2,10}{3} = 0,7$$

La table de BARRÉS (1.28 page 62) donne:
 après interpolation:

$$\omega_s = 0,2652$$

$$\omega_{bs} = 0,4356$$

$$M_{yas} = 0,0848$$

$$M_{xs} = 0,0559$$

Flèche au centre de la dalle:

$$f_s = \frac{\omega_s q a^4}{E h^3} = \frac{0,2652 \cdot 882 \cdot 10^{-4} \cdot 210^4}{1,2 \cdot 10^6 \cdot 15^3} = 0,112\text{ cm}$$

$$f = \frac{a}{500} = \frac{210}{500} = 0,42\text{ cm}$$

$$f_s < f$$

Flèche au milieu du bord libre:

$$f_{bs} = \frac{\omega_{bs} q a^4}{E h^3} = \frac{0,4356 \cdot 882 \cdot 10^{-4} \cdot 210^4}{1,2 \cdot 10^6 \cdot 15^3} = 0,184\text{ cm}$$

$$f_b = \frac{b}{500} = \frac{300}{500} = 0,6\text{ cm}$$

$$f_b < f_b$$

Moment suivant y-y sur le bord libre ("Moment maximal"):

$$M_y = M_{yas} \cdot q \cdot b^2 = 0,0848 \cdot 882 \cdot 3^2 = 673\text{ kgm/m}$$

$$M_x = M_{xs} \cdot q \cdot a^2 = 0,0559 \cdot 882 \cdot 2,10^2 = 217,43\text{ kgm/m}$$

II - Calcul du panneau (B):

Cage d'ascenseur:

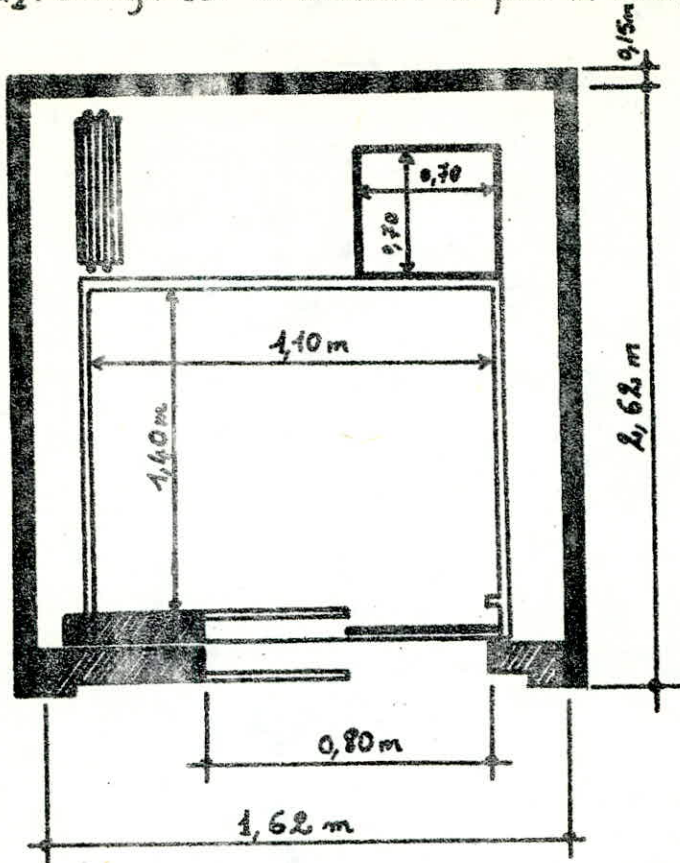
NFP 82.201 type I DTU n° 75

Charge nominale : 700 kg

Le calcul de la cage d'escalier nécessite la connaissance des charges de calcul. La détermination de ces charges est difficile car on ignore le fournisseur. On peut alors pour un avant-projet utiliser la règle empirique suivante:

Q_1 : charge sur la dalle supérieure = 15 fois la charge utile de la cabine

Q_2 : Charge sur la cuvette = 10 fois la charge utile de la cabine



Charge sur $1m^2$ de la dalle supérieure : $q_1 = \frac{Q_1}{S_1} = \frac{15 \times 700}{1,62 \times 2,47} = 2624 \text{ kg/m}^2$

Charge sur $1m^2$ de la cuvette $q_2 = \frac{Q_2}{S_2} = \frac{10 \times 700}{1,62 \times 2,47} = 1750 \text{ kg/m}^2$

La cuvette sera ferrillée de la même manière que la dalle supérieure.

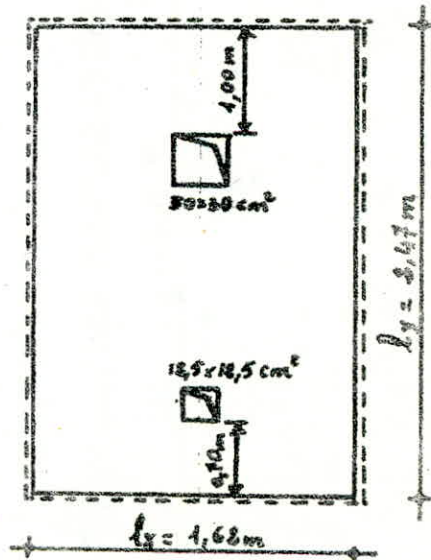
Calcul du panneau "B":

La dalle supérieure de la cage d'escalier (panneau B) se calcule comme une dalle, sans ouvertures, appuyée sur son pourtour. Du fait que des efforts vont converger vers les ouvertures, nous disposons des barres de renfort tout autour de ces trous.

La méthode utilisée pour le calcul de ce panneau est celle exposée par les règles CCBA 68

$\beta = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,62}{2,47} = 0,656$

$\rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0911 & \rightarrow M_x = \mu_x q_1 l_x^2 = 0,0911 \times 2624 \times 1,62^2 = 627 \text{ kg m/m} \\ \mu_y = 0,377 & M_y = \mu_y M_x = 0,377 \times 627 = 236,5 \text{ kg m/m} \end{cases}$



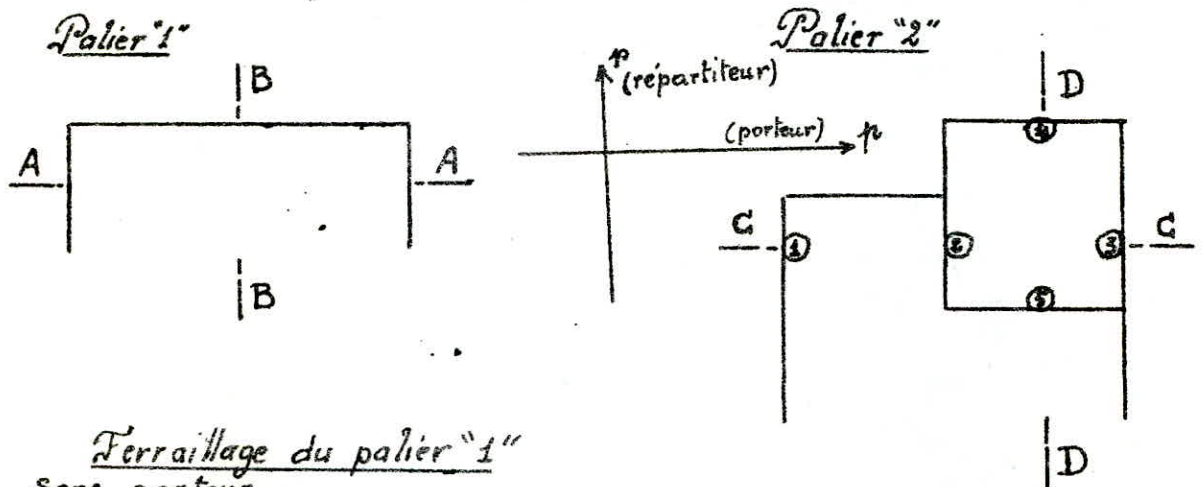
Ferraille des paliers "1" et "2"

Sens porteur

le moment maximum adopté est $M_{op} = 673 \text{ kgm/m}$. Il sera la base du ferrailage du palier "1" et du palier "2" dans le sens principal, afin d'avoir un ferrailage uniforme ce qui entrainerait un gain dans le délai de réalisation, faciliterait la tâche aux ouvriers et éviterait les erreurs dans l'exécution.

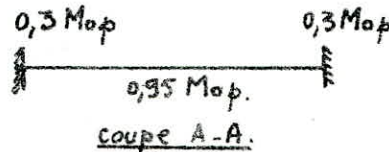
Sens répartiteur:

le moment adopté est $M_{op} = 236,5 \text{ kgm/m}$, Il sera pour le même but la base de calcul des aciers de répartition dans le palier "1" et le palier "2"



Ferrailage du palier "1"

Sens porteur.



la condition (*)
 $M_t \geq \text{Min} \left\{ 1,25 M_{op} - \frac{|M_w + M_e|}{2} \right.$
 est vérifiée M_{op}

Travée:

$$M_{tp} = 0,95 M_{op} = 0,95 \times 673 = 639,35 \text{ kgm/m.}$$

$$\mu_t = \frac{15 M_{tp}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_p^2} = \frac{15 \cdot 639,35 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0802 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9375 \\ k = 65 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{65} = 43 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b.$$

$$A_{tp} = \frac{M_{tp}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_p} = \frac{639,35 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9375 \times 13} = 1,87 \text{ cm}^2. \text{ Soit à prendre : } 4 \text{ HA } 8 / \text{m.}$$

$$A_{eff} = 2,01 \text{ cm}^2 \quad t = 24 \text{ cm.}$$

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

Condition de non fragilité: $\delta = 0,3$.

$$(1): A_{3fv} = 100 h_p \cdot \max \left\{ 0,69 \left(1 - \frac{\delta}{3} \right) \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} ; \frac{0,6 h_t}{1000 h_p} \right\} = \max \{ 1,07 ; 0,9 \} = 1,07 \text{ cm}^2$$

$A_{3fv} < A_{tp}$ la condition de non fragilité est vérifiée.

- Appuis.

$$M_{ap} = 0,3 M_{op} = 0,3 \times 673 = 201,9 \text{ kgm/m.}$$

$$\mu_{ap} = \frac{15 M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_p^2} = \frac{15 \cdot 20190}{2800 \times 100 \cdot 13^2} = 0,0064 \xrightarrow{\text{P. CHARON}} \begin{cases} E = 0,9638 \\ k = 123 \end{cases}$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h_p} = \frac{20190}{2800 \times 0,9638 \times 13^2} = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{123} = 22,76 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$A_{2p} = 1,07 \text{ cm}^2$ (d'après la formule (1)).
 $1,2 A_{ap} = 1,2 \times 0,57 = 0,684 \text{ cm}^2 < A_{2p}$ nous prenons donc $A \geq 1,2 A_{2p}$
 soit : 4 HA5 p.m $l = 24 \text{ cm} < 33 \text{ cm.}$ $A = 0,76 \text{ cm}^2.$

Sens répartiteur.

- Travée:

$$h_r = h_p - \frac{\phi_p + \phi_r}{2} = 13 - \frac{0,8 + 0,5}{2}$$

$$h_r = 12,35 \text{ cm.}$$

$$M_{tr} = M_{or} = 236,5 \text{ kgm/m; } \mu_{tr} = \frac{15 \times 23650}{2800 \times 100 \times (12,35)^2} = 0,0053 \rightarrow \begin{cases} E = 0,959 \\ k = 107. \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{107} = 26,2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{tr} = \frac{23650}{2800 \times 0,959 \times 12,35} = 0,71 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité:

$$A_{2r} = 100 h_r \cdot \max \left\{ 0,69 \left(\frac{1+s}{4} \right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} ; \frac{0,6 h_{te}}{1000 h_r} \right\} \quad (2). \quad \text{Memento Béton armé (2)} \\ \text{(J. PERCHAT).}$$

$$A_{2r} = \max \{ 0,39 ; 0,9 \} = 0,9 \text{ cm}^2.$$

$$A = 1,2 A_{tr} = 1,2 \times 0,71 = 0,85 \text{ cm}^2 < A_{2r} \quad \text{Nous prenons } A \geq 1,2 A_{2r}$$

soit $A = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ HA5 p.m.}$
 $l = 20 \text{ cm} < \min \{ 4 h_{te} ; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm.}$

- Appui: $h_r = 13 - \frac{0,5 + 0,5}{2} = 12,5 \text{ cm.}$

$$M_{ar} = 0,3 M_{or} = 0,3 \times 236,5 = 70,95 \text{ kgm/m.}$$

$$\mu_{ar} = \frac{15 \times 70,95 \cdot 10^3}{2800 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,0025 \rightarrow \begin{cases} E = 0,977 \\ k = 202,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{202,5} = 13,82 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A_{ar} = \frac{7095}{2800 \times 0,977 \times 12,5} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

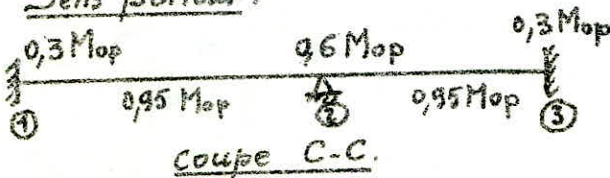
Condition de non fragilité: $A_{2r} = 0,9 \text{ cm}^2.$

$$A = 1,2 A_{ar} = 1,2 \times 0,21 = 0,252 \text{ cm}^2 < A_{2r} \quad \text{nous prenons } A \geq 1,2 A_{ar}$$

soit $A = 0,59 \text{ cm}^2 \rightarrow 3 \text{ HA5 p.m.}$ $l = 33 \text{ cm} < l = 45 \text{ cm.}$

Palier "3"

Sens porteur:



La condition:

$$M_t \geq \begin{cases} M_0 \\ 1,25 M_0 - \frac{|M_w + M_e|}{2} \end{cases} \quad (*)$$

est vérifiée.

En travées: $M_{tr} = 0,95 M_{op} = 0,95 \times 673 = 639,35 \text{ kgm/m}$.
 Le ferrailage des travées du palier "2" sera identique à celui du palier "1". Soit 4 HA8 p.m. $t = 24 \text{ cm}$.

Condition de non fragilité: $\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,82}{2,47} = 0,656$.

$A_{sp} = 100 h_p \times \max \left\{ 0,59 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} ; \frac{0,6 h_t}{1000 h_p} \right\} = (3) = \max \{ 0,846 ; 0,9 \} = 0,9 \text{ cm}^2$.
 vérifiée.

Sur appuis de rives: (1) et (2).

$M_{ap} = 0,3 M_{op} = 0,3 \times 673 = 201,9 \text{ kgm/m}$: On aura même ferrailage que pour les appuis du palier "1". Soit $A = 0,78 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 4 HA5 p.m; $t = 24 \text{ cm}$.

Sur appui intermédiaire (2).

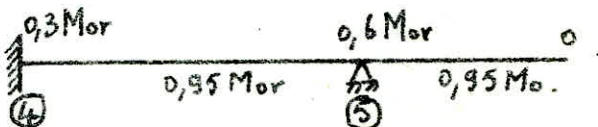
$M_{ap} = 0,6 \cdot M_{op} = 0,6 \times 673 = 403,80 \text{ kgm/m}$.

$M_{ap} = \frac{15 \times 40380}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0128 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9495 \\ k = 84 \end{cases} \rightarrow \bar{\sigma}_b < 137 \text{ kg/cm}^2$.

$A_{ap} = \frac{40380}{2800 \cdot 0,9495 \cdot 13} = 1,168 \text{ cm}^2$. La condition de non fragilité est vérifiée nous prendrons 6 HA5 p.m. $t = 46 \text{ cm} < \bar{t} = 33 \text{ cm}$.

Sens répartiteur:

La condition (4) est vérifiée



En travées:

$M_{tr} = 0,95 \times M_{or} = 0,95 \times 236,5 = 224,7 \text{ kgm/m}$.
 nous utilisons le ferrailage répartiteur en travée du palier "1".
 soit $A = 0,98 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 5 HA5 p.m. $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 45 \text{ cm}$.
 Coupe D-D.

Sur appui de rive: (4)

$M_{ar} = 0,3 M_{or} = 0,3 \times 236,5 = 70,95 \text{ kgm/m}$, $h_r = 13 - \frac{0,5 + 0,5}{2} = 12,5 \text{ cm}$.

$A_{ar} = 0,81 \text{ cm}^2$. (Voir palier "1").

Condition de non fragilité:

$A_{2r} = \max \left(12,5 \times \frac{0,846}{13} ; 0,9 \right) = 0,9 \text{ cm}^2$. $A = 1,2 A_{ar} < A_{2r}$.

On prendra:

$A = 0,59 \text{ cm}^2 > 1,2 A_{ar}$ soit 3 HA5 p.m. $t = 33 \text{ cm} < \bar{t} = 45 \text{ cm}$.

Sur appui "intermédiaire" appui n°5.

$M_{ar} = 0,6 \times M_{or} = 0,6 \times 236,5 = 141,9 \text{ kgm/m}$.

$M_{ar} = \frac{15 \times 14190}{2800 \times 100 \times (12,5)^2} = 0,0049 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9682 \\ k = 142 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$.

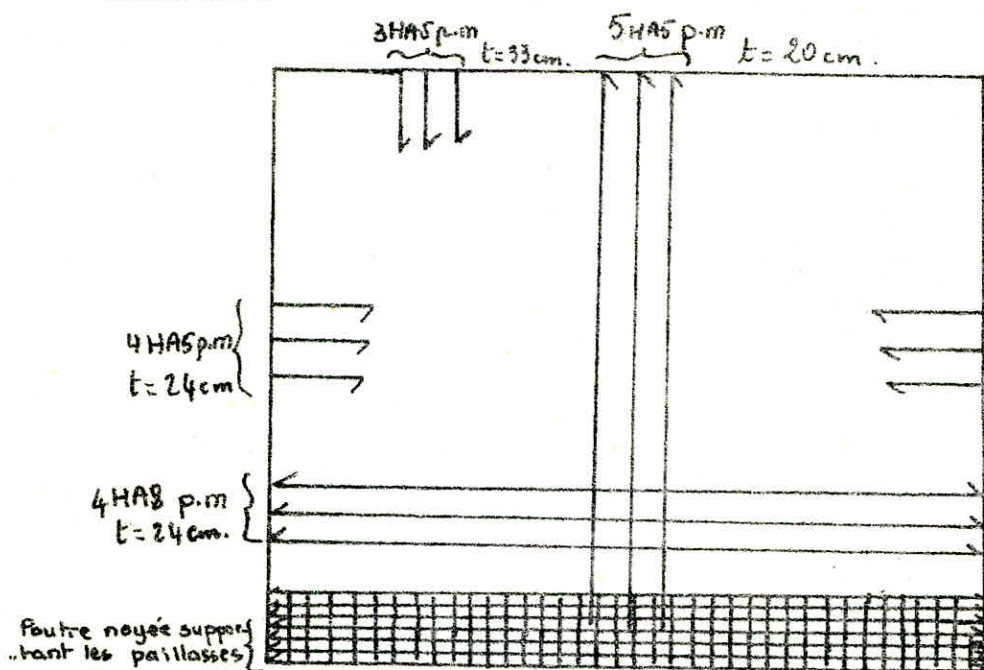
$A_{ar} = \frac{14190}{2800 \cdot 0,9682 \cdot 12,5} = 0,42 \text{ cm}^2$.

Condition de non fragilité: $A_{2r} = \max \left\{ 12,5 \cdot \frac{0,846}{13} ; 0,9 \right\} = 0,9 \text{ cm}^2$.
 $1,2 A_{ar} = 1,2 \times 0,42 = 0,504 < A_{2r}$ on prendra:

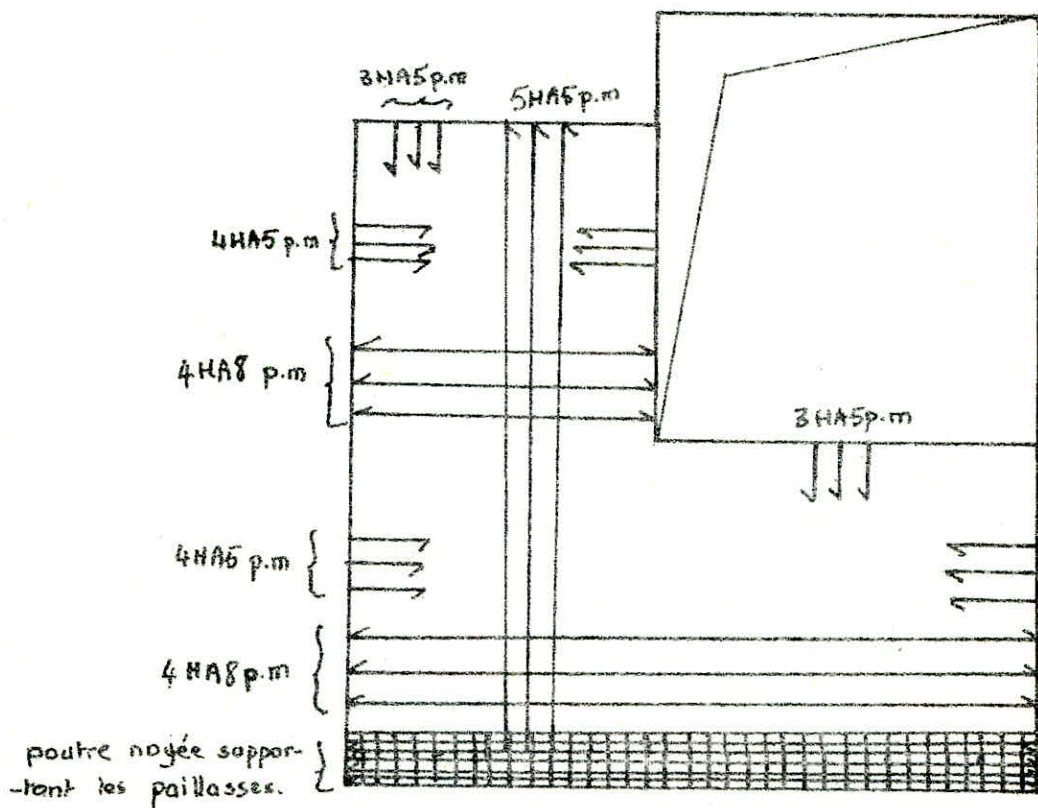
$A \geq 0,504 \text{ cm}^2$ soit 3 HA5 p.m ($A_{eff} = 0,59 \text{ cm}^2$)
 $t = 33 \text{ cm} < \bar{t} = 45 \text{ cm}$.

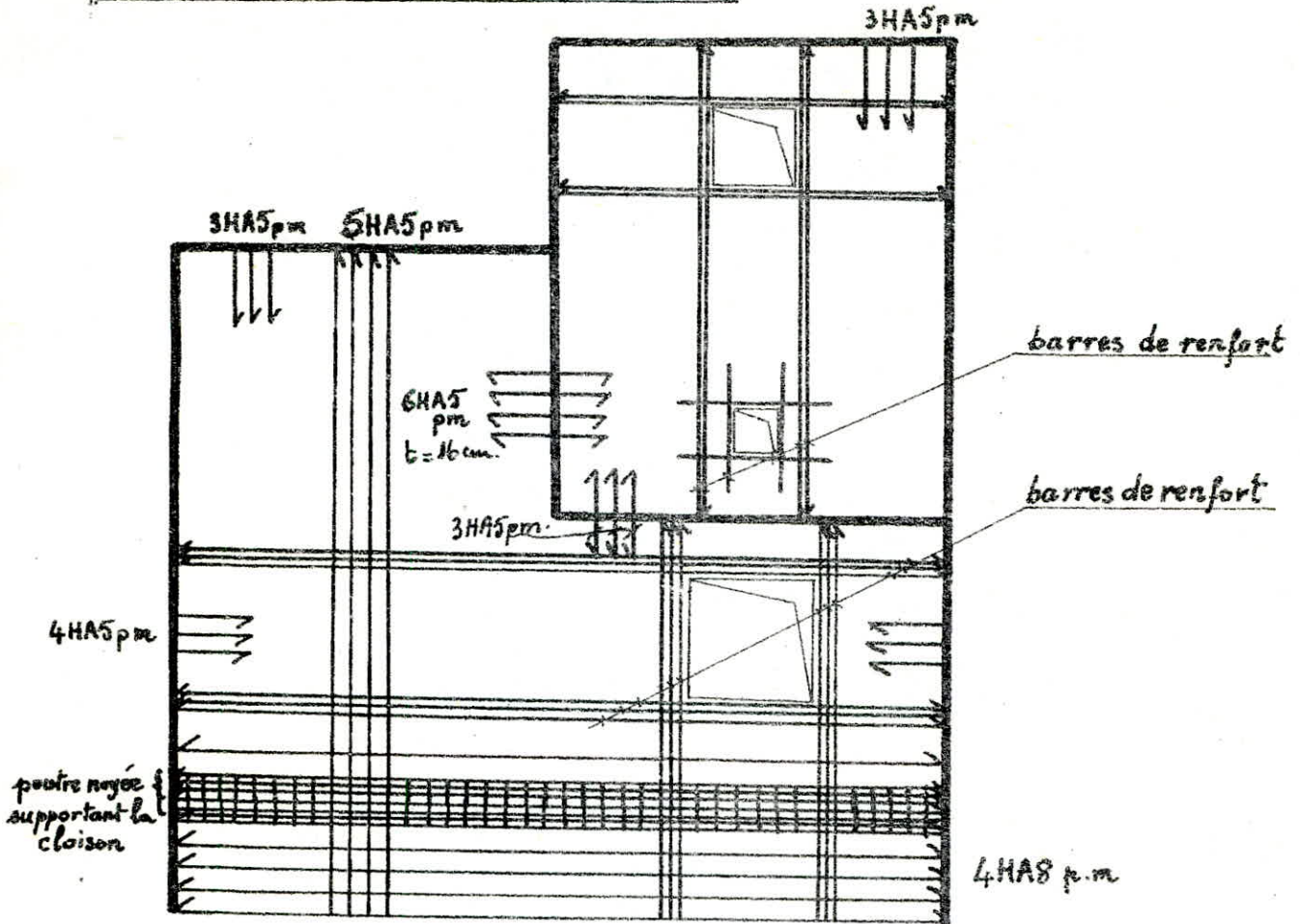
schéma de ferrailage

Palier "1"



Palier "2" courant:

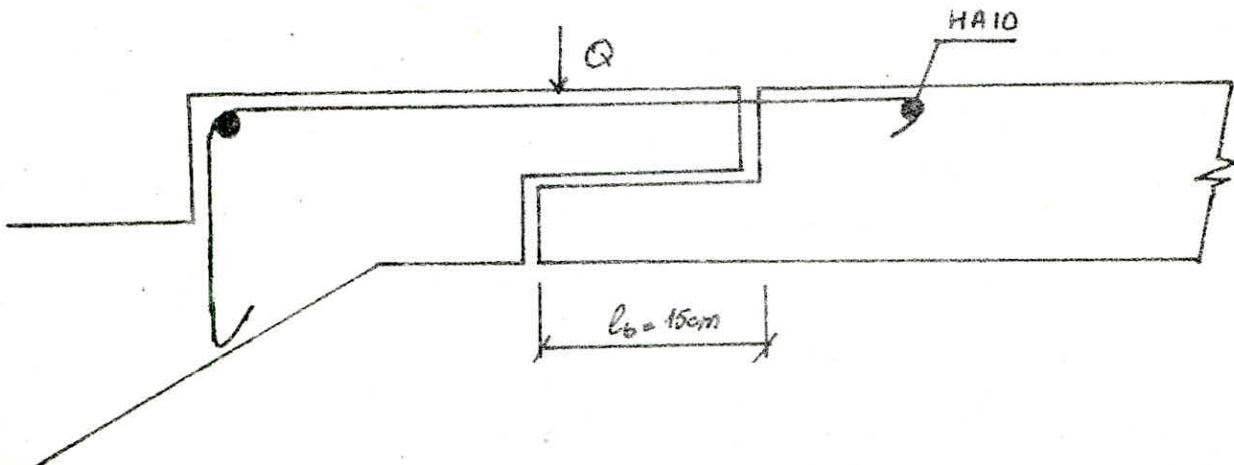


Palier "2" et plancher édicule ascenseur:Liaison entre pailasse et palier:

Afin d'éviter l'effondrement brutal en cas de séisme et aussi pour reprendre les efforts d'arrachement qu'exerce la pailasse sur les paliers on prévoit une liaison par armatures d'aciers (clavetage)

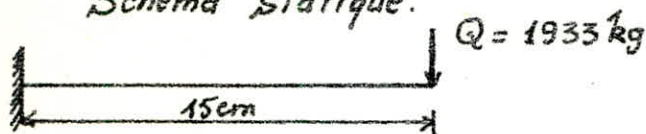
Pour cela une bande de 35cm de largeur sur 7cm de hauteur ne sera coulée qu'après la pose de la pailasse avec ses aciers de liaison en attente.

Avant la pose on prévoit sur les becquets une couche de mortier

Calcul des aciers de liaison (ou de clavetage)

On calculera ces aciers sous la charge Q due à la volée sur le becquet de palier: $R = 1380,71 \text{ kg}$ est la charge exercée par 1 m_2 de pailleasse sur le becquet; $Q = R \cdot l_p = 1380,71 \times 1,4 = 1933 \text{ kg}$: Action d'une pailleasse sur le becquet. ($l_p = 1,4 \text{ m}$: largeur d'une pailleasse).

Schéma statique.



Moment d'encastrement: $M = 1933 \times 0,15 = 290 \text{ kg.m}$.

Ferraillage (P. CHARON).

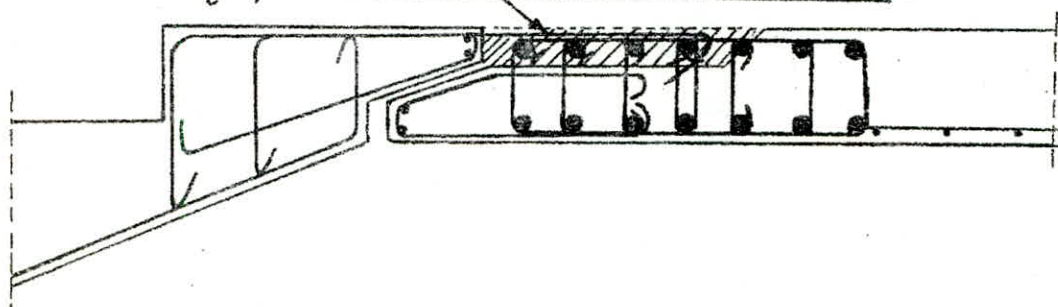
$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 290 \cdot 10^2}{2800 \cdot 140 \cdot 6^2} = 0,03082 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9242 \\ k = 51 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{51} = 54,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{290 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9242 \times 6} = 1,867 \text{ cm}^2; \text{ on prendra 4 HA8 par pailleasse}$$

($A_{\text{eff}} = 2,01 \text{ cm}^2$)

clavetage par coulage sur place, de deux reservations.



Calcul de l'auvent.

L'auvent de notre bâtiment est une dalle pleine en béton armé en continuité avec le palier "1" du niveau 1.

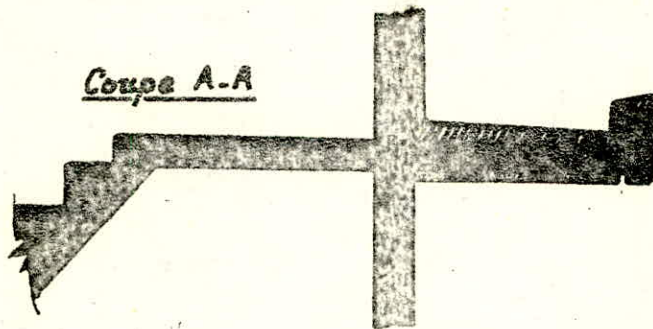
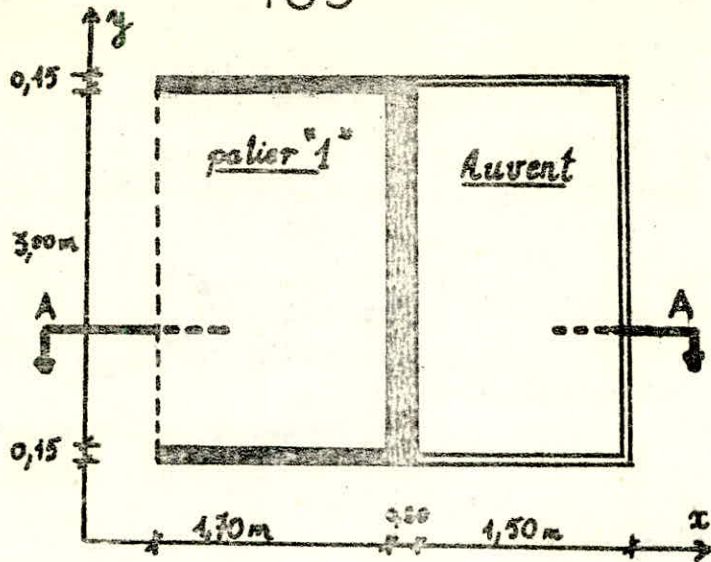
Charge permanente:

Dalle en béton armé: ($e = 15 \text{ cm}$) 375 kg/m^2

Étanchéité: 12 kg/m^2 .

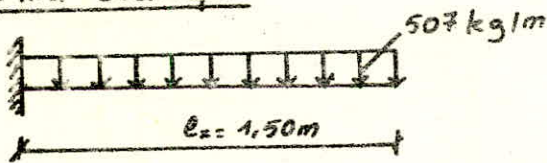
Surcharge pondérée: $1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ kg/m}^2$ $G = 387 \text{ kg/m}^2$.

Combinaison sous SP_1 : $q_u = G + 1,2P = 387 + 120 = 507 \text{ kg/m}^2$.



L'auvent travaille dans une seule direction (direction x-x) il sera calculé comme une poutre console de 4m de largeur et de portée $l_x = 1,50\text{m}$.

Schéma statique:



$$M_x = -q \frac{l_x^2}{2} = -507 \times \frac{1,50^2}{2} = -570,4 \text{ kgm/m}$$

Ferraillage de l'auvent:

$$M = \frac{15 M_x}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 570,4 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,0149 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9458 \\ k = 77,25 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2800}{77,25} = 36,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A_x = \frac{M_x}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{570,4 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9458 \times 13} = 1,65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

On prendra 6 HA6 p.m. $\rightarrow (A_x = 4,7 \text{ cm}^2)$.

• Vérification de la contrainte adhésive

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_s}{A_s \cdot e_h} = \frac{570,4 \cdot 10^2}{1,8 \times 0,055 \times 13} = 2723,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

• Vérification au cisaillement

$$T_{\max} = q \cdot l_s = 507 \times 1,50 = 760,5 \text{ kg/cm}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{760,5}{100 \times 1,19 \times 13} = 0,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \times 0,67 = 0,77 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Car } \sigma'_b = 36,3 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{bo} = 68,5 \text{ kg/cm}^2)$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• Vérification de la flèche:

$$f = \frac{q l_s^4}{8 E I} \quad E = 1,8 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2 \quad I = \frac{b h_c^3}{12} = \frac{100 \times 15^3}{12} = 2,8 \cdot 10^4$$

$$\bar{f} = \frac{l_s}{500} = \frac{150}{500} = 0,3 \text{ cm}$$

$$f = \frac{507 \cdot 10^{-2} \times 150^4}{8 \times 1,8 \cdot 10^5 \times 2,8 \cdot 10^4} = 0,4 \text{ cm} < \bar{f}$$

• Vérification de l'adhérence:

$$\bar{\tau}_d = 2 \tau_a \bar{\sigma}_s = 2 \times 1,1 \times 5,9 = 13,7 \text{ kg/cm}^2$$

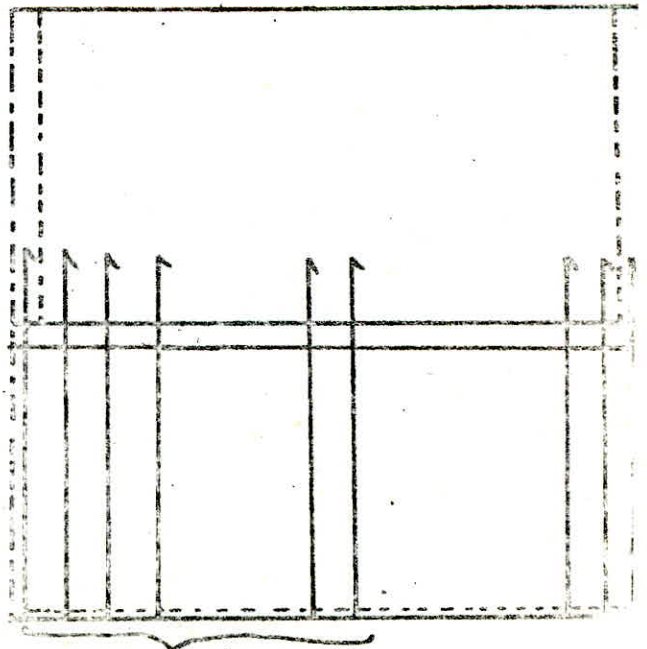
$$\tau_d = \frac{T_{\max}}{n \cdot p \cdot z} \quad \left\{ \begin{array}{l} n: \text{ nombre de barres isolées.} \\ p = \text{perimètre utile} = \pi \phi = \pi \times 0,6 = 1,885 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\tau_d = \frac{760,5}{6 \times 1,885 \times 1,19 \times 13} = 5,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ pas de risque d'entraînement.}$$

• Schéma de ferrailage de l'auvent:

Pour le palier 1^{er} du 4^{es} étage (plancher haut du RDC)

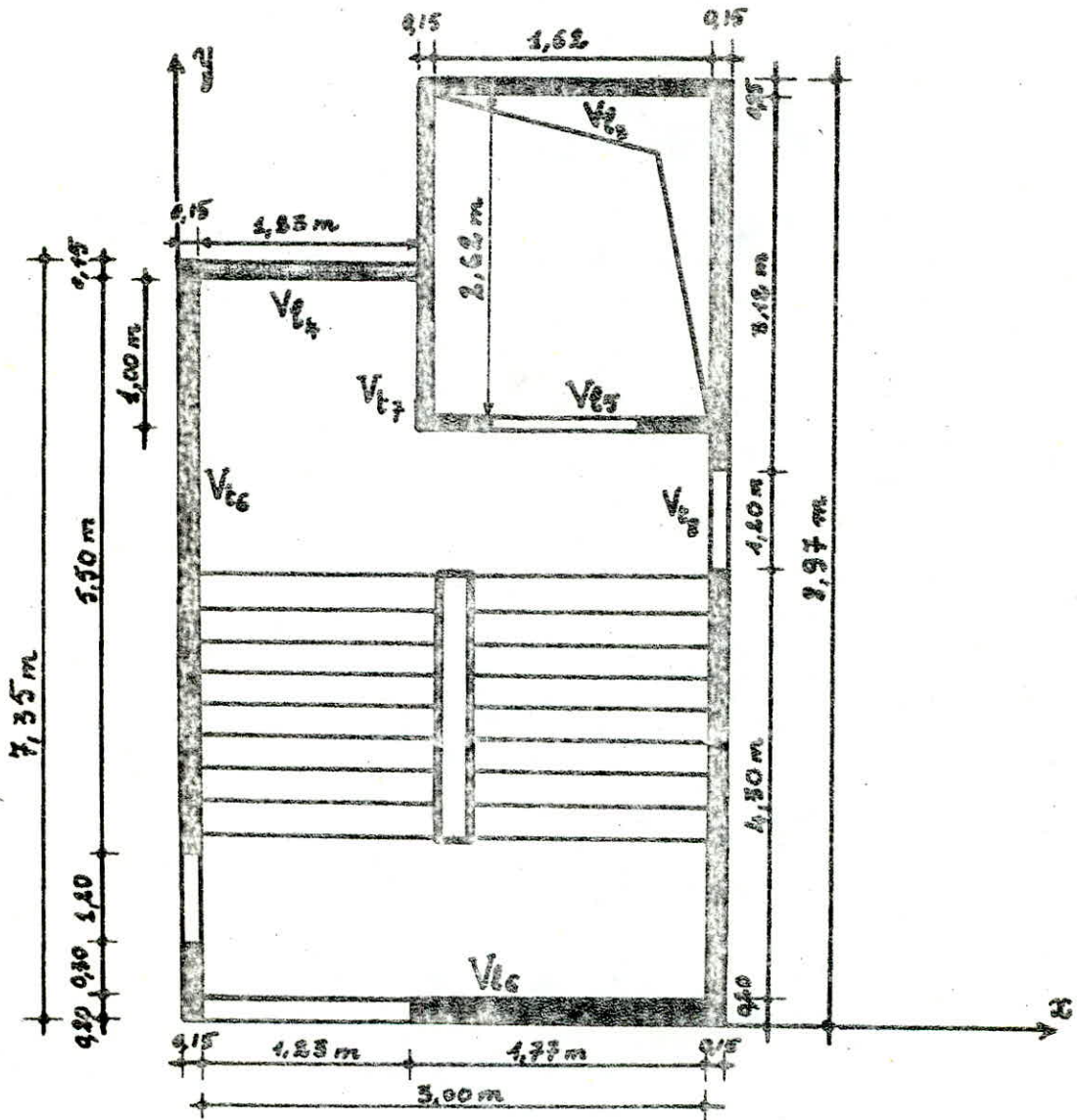
Les aciers supérieurs ne seront pas nécessaires puisque les aciers de l'auvent prolongés (en continuité) sur l'appui et ancrés dans la dalle du palier 1^{er} RDC



6HG p.m en nappe supérieure

Poids des éléments verticaux de la cage d'escalier:

Etage courant:



Etage courantPoids de chaque voile:Voile V_{t6} : Refend transversal avec une file d'ouvertures ($e=15\text{cm}$)

$$M_{t6} = 2,5 \times 0,15 (2,9 \times 7,35 - 1,2 \times 2,77) = 5,613\text{t}$$

Voile V_{t7} : Refend transversal plein ($e=15\text{cm}$)

$$M_{t7} = 2,5 \times 0,15 \times 2,9 = 2,77 = 3,012\text{t}$$

Voile V_{t8} : Transversal avec une file d'ouvertures.

$$M_{t8} = 2,5 \times 0,15 (2,9 \times 8,97 - 1,2 \times 2,17) = 8,778\text{t}$$

Voile V_{l3} : Refend longitudinal plein ($e=15\text{cm}$)

$$M_{l3} = 2,5 \times 0,15 (2,9 \times 4,66) = 1,762\text{t}$$

Voile V_{l4} : Refend longitudinal avec une file d'ouvertures ($e=15\text{cm}$)

$$M_{l4} = 2,5 \times 0,15 (2,9 \times 1,23 - 1,50 \times 1,23) = 0,646\text{t}$$

Voile V_{l5} : Refend longitudinal avec une file d'ouvertures ($e=15\text{cm}$)

$$M_{l5} = 2,5 \times 0,15 (2,9 \times 1,62 - 0,30 \times 2,27) = 1,08\text{t}$$

Voile V_{l6} : Refend longitudinal avec une file d'ouvertures ($e=20\text{cm}$)

$$M_{l6} = 2,5 \times 0,2 (2,9 \times 3 - 1,5 \times 1,23) = 3,428\text{t}$$

Surface revenant à chaque voile:

$$V_{t6}: S_{t6} = S(q) = 8,3\text{m}^2$$

$$V_{t7}: S_{t7} = S(q) + S(q_1) \quad \left\{ \begin{array}{l} S(q) = 0,426\text{m}^2 \\ S(q_1) = 1,345\text{m}^2 \end{array} \right. \quad S_{t7} = 1,771\text{m}^2$$

$$V_{t8}: S_{t8} = S(q) + S(q_1) \quad \left\{ \begin{array}{l} S(q) = 6,980\text{m}^2 \\ S(q_1) = 1,345\text{m}^2 \end{array} \right. \quad S_{t8} = 8,333\text{m}^2$$

$$V_{l3}: S_{l3} = S(q_1) = 0,656\text{m}^2$$

$$V_{l4}: S_{l4} = S(q) = 0,378\text{m}^2$$

$$V_{l5}: S_{l5} = S(q_1) + S(q) \quad \left\{ \begin{array}{l} S(q) = 0,980\text{m}^2 \\ S(q_1) = 0,656\text{m}^2 \end{array} \right. \quad S_{l5} = 1,64\text{m}^2$$

$$V_{l6}: S_{l6} = S(q) = 2,85\text{m}^2$$

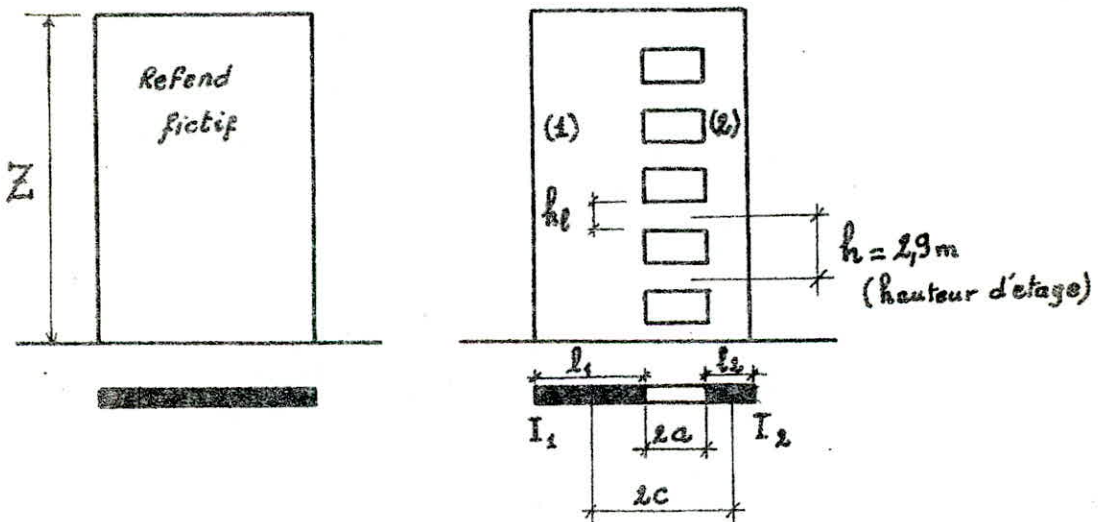
 q_1 : Charge ascenseur
 q_2 : charge permanente
+ charge d'exploitationCharges permanentes et charges d'exploitations revenant à chaque voile:

NIVEAU	Terrasse		Niveau 8		Niveau 4		Etage courant		R.D.C.	
	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)	G(t)	P(t)
V_{t6}	11,400	0,830	17,150	2,075	14,334	2,075	14,334	2,075	10,258	2,075
V_{t7}	3,330	0,177	6,265	1,040	3,260	0,106	3,260	0,106	3,567	1,040
V_{t8}	12,623	0,834	24,970	2,689	16,735	1,747	16,725	1,747	12,665	2,689
V_{l3}	1,822	0,066	3,357	0,453	1,762	—	1,762	—	1,842	0,453
V_{l4}	1,343	0,038	1,538	0,095	0,236	0,095	0,236	0,095	0,210	0,035
V_{l5}	2,354	0,164	3,589	0,705	1,663	0,246	1,663	0,246	2,073	0,705
V_{l6}	4,771	0,225	6,246	0,763	6,653	1,058	4,737	0,563	3,693	0,563

Etude du contreventement:Calcul des inerties équivalentesRefends pleines: V_{t7} et V_{e3} :

$$I_e = \frac{b l^3}{12}$$

	b (m)	l (m)	I_e (m ⁴)
V_{t7}	0,15	2,77	0,266
V_{e3}	0,15	1,92	0,088

Refends avec une file d'ouvertures $V_{t6}, V_{t8}, V_{e4}, V_{e5}, V_{e6}$ 

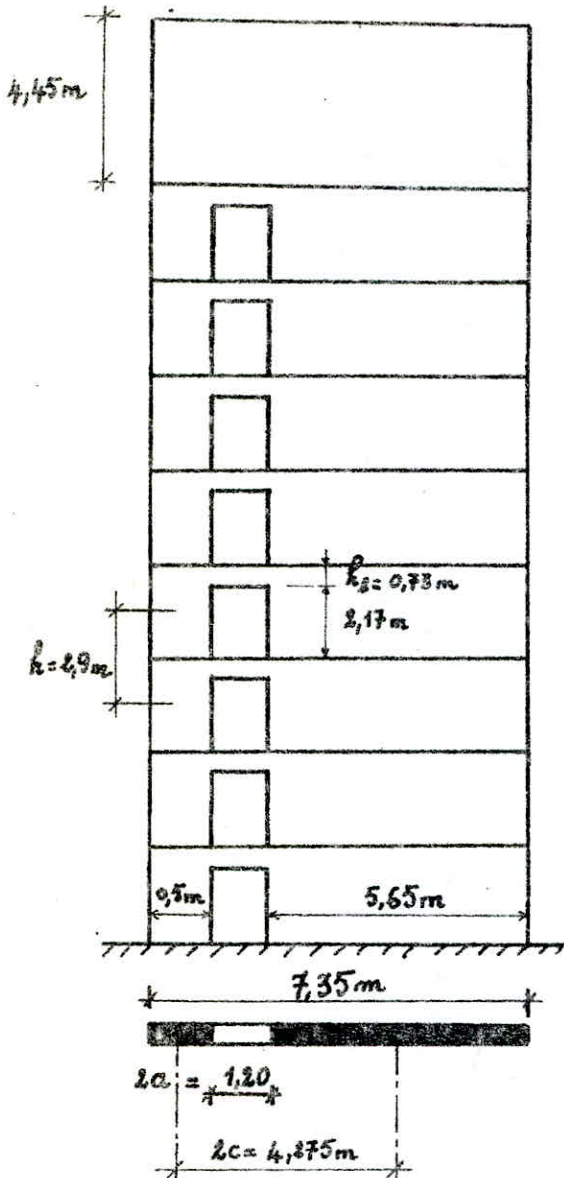
$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{16mc}{(I_1 + I_2)} \frac{\gamma_0}{\alpha^2}}$$

Avec: $I = I_1 + I_2 + 2mc$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2}}$$

- I_1 et I_2 : Sont respectivement les moments d'inertie des sections des éléments des
 $2c$: Distance entre les centres de gravité des sections des éléments (1) et (2)
 $2a$: Longueur de l'ouverture (ou portée du linteau)
 γ_0 : Coefficient donné par l'abaque B23b (M. Diver)
 i : Moment d'inertie de la section du linteau
 h : hauteur d'étage $h = 2,90$ m (hauteur moyenne d'étage)
 h_e : Hauteur du linteau

Exemple de calcul pour le refend V_{c6} :



$$h_2 = 2,9 - 2,17 = 0,73 \text{ m}$$

$$b = 0,15 \text{ m}$$

$$l_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$l_2 = 5,65 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{b l_1^3}{12} = \frac{0,15 \times 0,50^3}{12} = 1,56 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$2c = \frac{l_1 + l_2}{2} + 2a = 4,275 \text{ m}$$

$$I_2 = \frac{b l_2^3}{12} = \frac{0,15 \times 5,65^3}{12} = 2,254 \text{ m}^4$$

$$\frac{1}{\Omega_1} = \frac{1}{0,15 \times 0,50} = 13,333 \text{ m}^{-2}$$

$$\frac{1}{\Omega_2} = \frac{1}{0,15 \times 5,65} = 1,18 \text{ m}^{-2}$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{4,275}{13,333 + 1,18} = 0,294 \text{ m}^3$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mc = 1,56 \cdot 10^{-3} + 2,254 + 0,294 \times 4,275 = 3,515 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h}$$

$$i = \frac{b h_2^3}{12} = \frac{0,15 \times 0,73^3}{12} = 0,005 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 0,005}{2,255} \cdot \frac{3,515}{0,294} \cdot \frac{2,1375}{0,6^3 \times 2,9} = 0,271$$

$$\omega = 0,521$$

$$\alpha = \omega Z = 0,521 \times 27,65 = 14,4$$

et

$$\xi = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 14,4 \\ \xi = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{I}{1 + \frac{16mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2}} = \frac{3,515}{1 + \frac{16 \times 0,294 \times 2,1375}{2,255} \cdot \frac{0,66}{14,4^2}} = 3,482 \text{ m}^4$$

Tableau resumant les inerties Equivalentes des refends à une seule file d'ouvertures

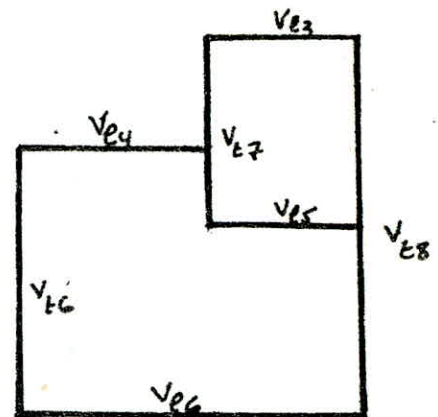
	V_{e6}	V_{e8}	V_{e4}	V_{e5}	V_{e6}
l_1	0,50	3,27	0,15	0,56	0,15
l_2	5,65	4,50	0,15	0,56	1,92
$2a$	1,20	1,20	1,23	0,80	1,23
$2c$	4,275	5,085	1,38	1,36	2,265
I_1	$1,56 \cdot 10^3$	0,437	$4,22 \cdot 10^5$	0,0022	$5,625 \cdot 10^{-5}$
I_2	2,254	1,139	$4,22 \cdot 10^5$	0,0022	0,118
i	0,005	0,005	0,0485	0,00645	0,0647
ρ_1	0,075	0,490	0,0225	0,084	0,03
ρ_2	0,847	0,675	0,0225	0,084	0,384
m	0,294	1,44	0,0195	0,0571	0,063
I	3,51	8,898	0,0215	0,08208	0,2607
ω^2	0,469	0,413	2305,8	21,86	10,783
ω	0,685	0,643	48,02	4,676	3,283
α	14,4	17,8	1327,75	129,28	30,77
ψ_0	0,66	0,66	0,66	0,66	0,66
I_0	3,482	8,276	0,0215	0,082	0,2605

Calcul du centre de torsion:

Les coordonnées du centre de torsion sont données par:

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{x_i} \cdot x_i}{\sum I_{x_i}}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{y_i} \cdot y_i}{\sum I_{y_i}}$$



- 172 -

Refends	I_x	x	$I_x \cdot x$	I_y	y	$I_y \cdot y$
V_{t6}	3,482	0,075	—	—	—	—
V_{t7}	0,266	1,455	—	—	—	—
V_{t8}	8,276	3,225	—	—	—	—
V_{e3}	—	—	—	0,088	8,895	0,7827
V_{e4}	—	—	—	0,0215	7,275	0,1564
V_{e5}	—	—	—	0,082	6,275	0,5145
V_{e6}	—	—	—	0,2605	0,100	0,02605
Σ	12,024		27,338	0,452		1,47965

$$x_{CT} = \frac{27,338}{12,024} = 2,273 \text{ m}$$

$$y_{CT} = \frac{1,48}{0,452} = 3,274 \text{ m}$$

Détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques supposés concentrés aux niveaux des planchers.

Soit x_i : l'abscisse de l'élément i dans le repère xoy choisi
 y_i : son ordonnée dans le même repère.
 M_i : sa masse.

$$x_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i x_i}{\sum M_i} \quad y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i y_i}{\sum M_i}$$

Centre de masse des éléments de l'étage courant:

Eléments	Paliers			Escalier	Voiles							Σ
	dalle 1	dalle 2	dalle 3		V_{t6}	V_{t7}	V_{t8}	V_{e3}	V_{e4}	V_{e5}	V_{e6}	
M_i (t)	4,498	5,027	1,085	7,862	5,613	3,012	8,778	1,762	0,646	1,08	3,428	42,791
x_i (m)	1,65	1,65	0,765	1,65	0,075	1,455	3,225	2,340	0,765	2,340	1,888	—
$M_i x_i$ (t.m)	7,422	8,295	0,83	12,972	0,421	4,382	28,309	4,123	0,494	2,527	6,472	76,248
y_i (m)	1,05	5,25	6,7	3,1	4,05	7,585	4,420	8,895	7,275	6,275	0,100	—
$M_i y_i$ (t.m)	4,723	26,392	7,27	24,372	22,733	22,846	38,799	15,673	4,700	6,777	0,343	174,628

$$x_G = \frac{76,248}{42,791} = 1,782 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{174,628}{42,791} = 4,081 \text{ m}$$

Centre de masse des éléments du niveau plancher-terrasse (Niveau 9)

Plancher-terrasse:

$$q_T = G + 1,2P = 660 \text{ kg/m}^2 = 0,66 \text{ t/m}^2$$

$$M = q_T S$$

S : Surface du plancher-terrasse:

Acrotère:

$$q_a = G + 1,2P = 0,217 \text{ t/ml} \quad \left\{ \begin{array}{l} G = 0,097 \text{ t/m} \\ P = 0,1 \text{ t/ml} \end{array} \right.$$

$$M = q_a L$$

L : périmètre du plancher-terrasse:

Demi-murs:

$$M = 2,5 \times e \cdot l \cdot \frac{h}{2}$$

e : épaisseur du mur { 0,15 ou 0,20 }
l : Longueur du mur
h : Hauteur du mur h = 4,30m.

ELEMENTS	M_i (t)	X_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	Y_i (m)	$M_i Y_i$ (t.m)
Dalle	15,196	1,735	26,365	4,137	62,865
Acrotère	5,195	1,743	9,055	4,394	22,827
Demi-murs					
Voile V'26	5,926	0,075	0,444	3,675	21,778
V'27	2,233	1,455	3,249	7,785	17,384
V'28	7,232	3,225	23,323	4,485	32,435
V'23	1,306	2,340	3,056	8,895	11,616
V'24	0,991	0,765	0,758	7,275	7,209
V'25	3,225	1,165	5,321	0,100	0,322
V'26	1,890	1,165	3,118	4,400	8,316
Σ	43,194		74,689		184,752

$$X_G = 1,729 \text{ m}$$

$$Y_G = 4,277 \text{ m}$$

Centre de masse du niveau 8 (Voir schéma)

Element pris en compte dans le calcul du C.M du niveau 8

- Palier "1" et palier "2" formés des dalles (1), (2) et (3)
- Demi-escalier courant
- Escalier métallique dont le poids est estimé à : $\left\{ \begin{array}{l} G = 100 \text{ kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ kg/m}^2 \end{array} \right.$
- Demi-murs au dessus du niveau N8 $h_1 = h'/2 = 2,15 \text{ m}$ (voiles pleines)
- Demi-murs au dessous du niveau N8 $h_2 = h/2 = 1,45 \text{ m}$ (voiles courants)

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	y_i	$M_i y_i$ (t.m)
dalle (1')	4,498	1,65	7,421	1,050	4,723
dalle (2')	7,717	1,571	12,123	4,463	34,487
dalle (3')	1,084	0,765	0,829	6,700	7,263
dalle (4')					
E. ascenseur	10,500	2,340	24,570	7,585	79,642
demi-escalier courant	3,931	2,450	9,631	3,100	12,186
Escalier métallique	0,583	0,65	0,379	2,225	1,297
Voile V_{e6}	8,732	0,075	0,655	3,795	33,138
V_{e7}	3,733	1,455	5,440	7,535	28,360
V_{e8}	11,621	3,225	37,477	4,460	51,830
V_{e9}	2,172	2,340	5,082	8,295	19,320
V_{e4}	1,314	0,765	1,005	7,275	9,559
V_{e5}	0,965	2,390	2,258	6,275	6,055
V_{e6}	4,933	1,732	8,554	0,100	0,494
Σ	61,795		115,424		288,355

$$x_G = 1,867 \text{ m}$$

$$y_G = 4,666 \text{ m}$$

Centre de masse des éléments du niveau N1:

Le niveau N2 est pareil à l'étage courant sauf qu'il y a un élément en plus à tenir en compte : l'auvent.

$$q_{auv} = G + 1,2P = 5,07 \text{ kg/m}^2 = 0,507 \text{ t/m}^2$$

ELEMENTS	M_i (t)	x_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	y_i (t.m)	$M_i y_i$ (t.m)
Etage courant	42,791	1,737	76,248	4,081	174,628
Auvent	2,509	1,65	4,140	-0,75	-1,882
Σ	45,30		80,388		172,746

centre de masse du niveau N1: $x_G = 1,774 \text{ m}$

$$y_G = 3,813 \text{ m}$$

Centre de masse du niveau N10:

Partie du palier ① en massif de béton:

$$\text{Poids propre } 2,4 \times 0,60 \times 0,85 \times 3,00 = 3,672 \text{ t}$$

$$\text{Revetement } 0,1 \times 0,35 \times 3,00 = 0,255 \text{ t}$$

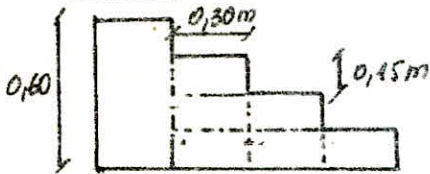
$$\text{Surcharge d'exploitation } 1,2 \times 0,25 \times 0,35 \times 3 = 0,765 \text{ t}$$

$$M = 4,692 \text{ t}$$

Partie du palier ① en dalle:

Poids propre: $G = 0,582 \text{ t/m}^2$ (comme plancher courant)Surcharge: $1,2P = 0,300 \text{ t/m}^2$ $q = 0,882 \text{ t/m}^2$ donc $M = qS = 0,882 \times 0,85 \times 3 = 2,25 \text{ t}$

Poids des escaliers du vide sanitaire



Poids propre $2,4 \times 0,15 \times 0,30 \times 1,40 \times 6 = 0,307 \text{ t}$
 Revêtement $0,1 \times 0,15 \times 1,4 \times 3 = 0,065 \text{ t}$
 Surcharge $1,2 \times 0,25 \times 0,15 \times 1,4 \times 3 = 0,189 \text{ t}$
 $M = 1,159 \text{ t}$

Elements	m_i (t)	x_i (m)	$m_i x_i$ (t.m)	y_i (m)	$m_i y_i$ (t.m)
Palier "4"					
Massif de béton	4,962	1,65	8,187	1,475	7,189
dalle	2,25	1,65	3,712	0,625	1,406
Palier "2"					
dalle "1"	5,027	1,65	8,294	5,25	26,391
dalle "2"	1,085	0,765	0,830	6,7	7,269
demi-escalier courant	3,931	0,85	3,341	3,1	12,186
escalier du vide sanitaire	1,159	2,45	2,839	2,35	2,723
Demi-murs supérieurs					
V_{t6}	2,806	0,075	0,210	3,795	10,649
V_{t7}	1,506	1,455	2,191	7,883	11,871
V_{t8}	4,389	3,225	14,154	4,46	19,574
V_{e3}	0,381	2,340	2,061	8,895	7,836
V_{e4}	0,323	0,765	0,247	7,275	2,350
V_{e5}	0,54	2,340	1,263	6,275	3,388
V_{e6}	1,283	2,265	2,906	0,100	0,128
Cuvette ascenseur	6,602	2,340	15,449	7,585	50,076
Murs inférieurs					
V'_{t6}	1,654	0,075	0,124	3,675	6,078
V'_{t7}	0,623	1,455	0,906	8,085	5,037
V'_{t8}	2,018	3,225	6,508	4,485	9,050
V'_{e3}	0,364	2,34	0,852	8,855	3,237
V'_{e4}	0,276	0,765	0,211	7,275	2,008
V'_{e5}	0,364	2,34	0,852	6,275	2,284
V'_{e6}	0,398	1,65	0,656	0,100	0,040
Σ	42,441		75,793		190,77

$$x_G = 1,786 \text{ m} \quad y_G = 4,495 \text{ m}$$

Calcul de l'excentricité:Etage courant:

$$\begin{cases} e_x = |x_G - x_{CT}| = 2,273 - 1,782 = 0,491 \text{ m} \\ e_y = y_G - y_{CT} = 4,081 - 3,274 = 0,807 \text{ m} \end{cases}$$

Niveau terrasse:

$$\begin{cases} e_x = 2,273 - 1,729 = 0,544 \text{ m} \\ e_y = 4,277 - 3,274 = 1,003 \text{ m} \end{cases}$$

Niveau N8

$$\begin{cases} e_x = 2,273 - 1,867 = 0,406 \text{ m} \\ e_y = 4,666 - 3,274 = 1,392 \text{ m} \end{cases}$$

Niveau N1:

$$\begin{cases} e_x = 2,273 - 1,774 = 0,499 \text{ m} \\ e_y = 3,813 - 3,274 = 0,539 \text{ m} \end{cases}$$

Niveau RDC:

$$\begin{cases} e_x = 2,273 - 1,786 = 0,487 \text{ m} \\ e_y = 4,495 - 3,274 = 1,221 \text{ m} \end{cases}$$

La plus grande excentricité transversale se trouve au niveau N8 $e_y = e_t = 1,392 \text{ m} \approx 1,4 \text{ m}$ et la plus grande excentricité longitudinale se trouve au niveau N1 $e_x = e_l = 0,499 \text{ m} \approx 0,5 \text{ m}$.

Remarque:

L'excentricité accidentelle fixée par le CTC est $5\% L$, où L est la plus grande dimension du bloc. escalier $L = 8,97 \text{ m}$.

$$e = \frac{5L}{100} = \frac{5 \times 8,97}{100} = 0,45 \text{ m}$$

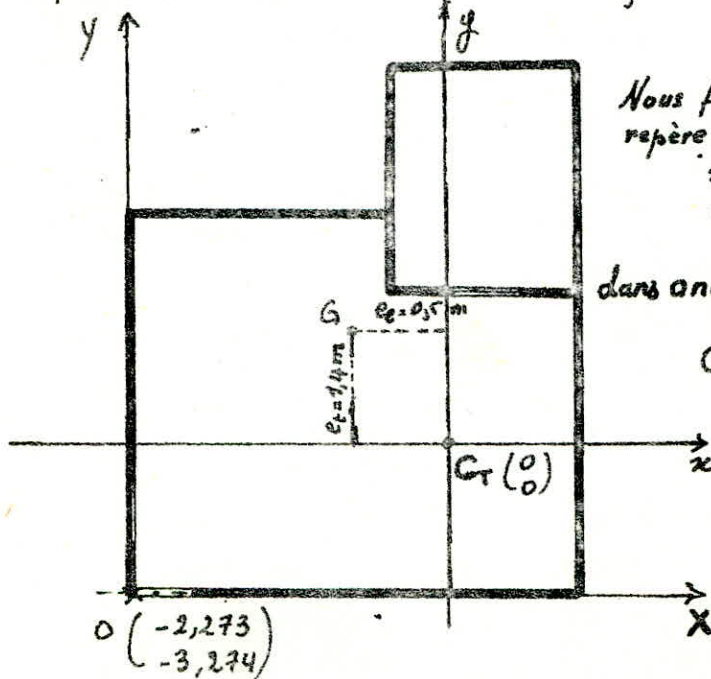
L'excentricité qui sera prise en considération dans le calcul sera:

$$e_t = \max \{ 1,4; 5\%L \} = 1,4 \text{ m} \text{ suivant } (y-y)$$

$$e_l = \max \{ 0,5; 5\%L \} = 0,5 \text{ m} \text{ suivant } (x-x)$$

$$e_t = 1,4 \text{ m} \quad e_l = 0,5 \text{ m}$$

La plus grande excentricité $e_t = 1,4 \text{ m}$ représente $15,6\% L$ donc ne dépasse pas la limite de $20\% L$ fixée par le CTC



Nous faisons un changement de repère : Nouveau repère : $x \text{ CT } y$

$$x = X - X_T = X - 2,273$$

$$y = Y - Y_T = Y - 3,274$$

dans ancien repère XOY

$$C_T \begin{cases} X_T = 2,273 \\ Y_T = 3,274 \end{cases}$$

Répartition des forces horizontales dans les refends.Notations

\vec{H}_α : force horizontale provoquant la translation du refend "α"

\vec{H}_α : force horizontale provoquant la rotation du refend "α"

1 - Force horizontale agissant transversalement

a - Pour un refend transversal V_{ti} .

$$H_{ti} = \overset{\curvearrowright}{H}_{ti} + \vec{H}_{ti} = H_t \cdot \left(e_t \frac{I_{xi} \cdot x_i}{J} + \frac{I_{xi}}{\sum I_{xi}} \right)$$

b - Pour un refend longitudinal V_{lj}

$$H_{lj} = \overset{\curvearrowright}{H}'_{lj} = H_t \cdot e_t \frac{I_{yj} \cdot y_j}{J}$$

2 - Force horizontale agissant longitudinalement

a - Pour un refend transversal V_{ti}

$$H_{ti} = \overset{\curvearrowright}{H}'_{ti} = H_l \cdot e_l \frac{I_{xi} \cdot x_i}{J}$$

b - Pour un refend longitudinal V_{lj}

$$H_{lj} = \overset{\curvearrowright}{H}_{lj} + \vec{H}_{lj} = H_l \cdot \left(e_l \frac{I_{yj} \cdot y_j}{J} + \frac{I_{yj}}{\sum I_{yj}} \right)$$

Avec :

H_t et H_l : Forces horizontales d'ensemble transversales et longitudinales (respectivement), d'origine quelconque (vent ou seisme).

e_t : Excentricité de la force transversale H_t

e_l : Excentricité de la force longitudinale H_l

$$J = \sum I_{xi} \cdot x_i^2 + \sum I_{yj} \cdot y_j^2$$

Forces dans les refends pour des efforts d'ensemble: $H_t = H_e = 1t$.

		$H_t = 1t$		$H_e = 0t$		Translation		Rotation $e_e = 0,5m$		Forces finales	
VOILES	I_x	I_y	x	y	$I_x \cdot x^2$	$I_y \cdot y^2$	\bar{H}_{ti}	\bar{H}_{ti}	\bar{H}_{ej}	H_t	H_e
Seisme transversal $e_e = 0,50m$											
V_{t6}	3,482	0	-2,198	—	16,822	—	0,2896	-0,1235	—	0,1655	—
V_{t7}	0,266	0	-0,818	—	0,178	—	0,0221	-0,0035	—	0,0186	—
V_{t8}	8,276	0	0,952	—	7,500	—	0,6883	0,1271	—	0,8154	—
V_{e3}	0	0,088	—	5,621	—	2,780	0	0	0,0080	0	0,0080
V_{e4}	0	0,0215	—	4,001	—	0,3445	0	0	0,0014	0	0,0014
V_{e5}	0	0,082	—	3,001	—	0,7385	0	0	0,0040	0	0,0040
V_{e6}	0	0,2605	—	-3,174	—	2,624	0	0	-0,0133	0	-0,0133
Σ	12,024	0,452			24,5	6,486				1t	0t
						$J = 30,986$					
Seisme longitudinal $H_e = 1t$ $H_t = 0$ $e_e = 1,4m$											
						Translation		Rotation $e_e = 1,4m$		Forces finales	
Voiles	$I_x (m^4)$	$I_y (m^4)$	x (m)	y (m)	$I_x \cdot x^2$	$I_y \cdot y^2$	$\bar{H}_{ej} (t)$	$\bar{H}_{ej} (t)$	$\bar{H}_{ti} (t)$	$H_e (t)$	$H_t (t)$
V_{t6}	3,482	0	-2,198	—	16,822	—	0	0	-0,3458	0	-0,3458
V_{t7}	0,266	0	-0,818	—	0,178	—	0	0	-0,0098	0	-0,0098
V_{t8}	8,276	0	0,952	—	7,500	—	0	0	0,3560	0	0,3560
V_{e3}	0	0,088	—	5,621	—	2,780	0,1947	0,0223	0	0,2170	0
V_{e4}	0	0,0215	—	4,001	—	0,3441	0,0476	0,0039	0	0,0515	0
V_{e5}	0	0,082	—	3,001	—	0,7385	0,1814	0,0111	0	0,1925	0
V_{e6}	0	0,2605	—	-3,174	—	2,624	0,5763	-0,0374	0	0,5389	0
Σ	12,024	0,452			24,5	6,486				1t	0t
						$J = 30,986$					

ETUDE

AU

VENT

Pour
l'exposé de la méthode : (Voir étude des blocs de
logements.)

178'

Etude au vent.Caracteristiques geometrique:Grand coté $a = 8,97 \text{ m}$ Petit coté $b = 3,30 \text{ m}$ Hauteur totale offerte au vent est $28,20 \text{ m}$

On etudiera uniquement le vent transversal, car c'est pour ce cas qu'on a une grande hauteur offerte au vent.

Coefficient de majoration dynamique:

$$\beta = \theta(1 + \xi \cdot z) \geq 1$$

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \sqrt{\frac{H}{L_x + H}}$$

Avec $L_x = 3,30 \text{ m}$

$$T = 1,17 \text{ s} \rightarrow \xi = 0,7$$

$$H = 28,20 \rightarrow z = 0,331$$

$$\theta = 0,7$$

$$\beta = 0,7(1 + 0,7 \times 0,331) = 0,86 \rightarrow 1$$

Coefficient δ :

$$\left. \begin{array}{l} H = 28,20 \text{ m} \\ L = 8,97 \text{ m} \end{array} \right\} \Rightarrow \delta = 0,85$$

Pression du vent:

$$q = k_s \cdot q_H$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Region II} \\ \text{site expose} \end{array} \right\} \rightarrow k_s = 1,3$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Region II} \\ H = 28,20 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow q_H = 92 \text{ kg/m}^2$$

$$q = k_s \cdot q_H = 1,3 \times 92 \text{ kg/m}^2 = 119,6 \text{ kg/m}^2$$

$$s_q = 0,35 \times 119,6 = 104,66 \text{ kg/m}^2$$

$$70 < s_q < 170$$

verifié.

Largeur du maitre-couple

$$d = a = 8,97 \text{ m}$$

$$\text{L'effort de trainée est } T = C_f \cdot \beta \cdot s_q \cdot d$$

$$C_f = 1,3 \delta_0$$

$$\frac{H}{a} = 3,99$$

$$\frac{b}{a} = 0,46$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{H}{a} = 3,99 \\ \frac{b}{a} = 0,46 \end{array} \right\} \rightarrow \delta_0 = 1,04$$

$$C_f = 1,04 \times 1,3$$

$$C_f = 1,35$$

179

Vent transversal - Gage d'escalier

NIVEAU	C_e	ζ	Σ	θ	β	δ	K_s	q (kg/m ²)	S_c	d (m)	vent normal T_n (kg/m ²)	vent extrême T_e (kg/m ²)
28,20	1,35	0,7	0,331	0,7	1	0,85	1,3	118,3	100,55	7,07	959,69	1679,45
23,35	1,35	0,7	0,34	0,7	1	0,85	1,3	111,8	95,03	7,07	907,01	1587,26
20,45	1,35	0,7	0,344	0,7	1	0,85	1,3	109,2	92,82	7,07	885,92	1550,36
17,55	1,35	0,7	0,35	0,7	1	0,85	1,3	105,3	89,50	7,07	854,83	1494,90
14,65	1,35	0,7	0,353	0,7	1	0,85	1,3	100,1	85,08	7,07	812,04	1421,07
11,75	1,35	0,7	0,358	0,7	1	0,85	1,3	94,9	80,66	7,07	769,86	1347,25
8,85	1,35	0,7	0,36	0,7	1	0,85	1,3	88,4	75,14	7,07	717,17	1255,04
5,95	1,35	0,7	0,36	0,7	1	0,85	1,3	81,9	69,61	7,07	664,39	1162,68
3,05	1,35	0,7	0,36	0,7	1	0,85	1,3	74,75	63,53	7,07	606,36	1061,13
0	1,35	0,7	0,36	0,7	1	0,85	1,3	68,25	58,01	7,07	553,67	962,92

Effort dans chaque voile - Cage d'escalierEfforts tranchants - vent transversal

Niveau Voiles	28,20	23,85	20,45	17,55	14,65	11,75	8,85	5,95	3,05	0
V _{t6}	0	2,76	4,36	5,89	7,32	8,68	9,90	11,03	12,02	13,03
V _{t7}	0	0,81	1,28	1,73	2,15	2,55	2,91	3,24	3,53	3,83
V _{t8}	0	3,28	5,18	7,00	8,69	10,31	11,76	13,09	14,27	15,46
V _{t9}	0	0,23	0,36	0,48	0,60	0,71	0,81	0,91	0,99	1,07
V _{t4}	0	0,13	0,21	0,28	0,35	0,41	0,47	0,52	0,57	0,62
V _{t5}	0	0,70	1,11	1,50	1,87	2,21	2,52	2,81	3,06	3,32

Moments pléchiants - Vent transversal:

Niveau Voiles	28,20	23,85	20,45	17,55	14,65	11,75	8,85	5,95	3,05	0
V _{t6}	0	6,76	17,14	32,01	51,03	74,05	100,42	130,16	162,57	200,12
V _{t7}	0	1,98	5,04	9,41	15,00	21,77	29,53	38,27	47,79	58,84
V _{t8}	0	8,03	20,35	38,00	60,58	87,91	119,26	154,57	193,00	237,59
V _{t9}	0	0,55	1,41	2,64	4,20	6,10	8,28	10,73	13,39	16,49
V _{t4}	0	0,32	0,81	1,52	2,43	3,51	4,77	6,18	7,72	9,50
V _{t5}	0	1,72	4,37	8,16	13,01	18,88	25,62	33,19	41,46	51,04

ETUDE

DU

SEISME

Etude du seisme. (par les règlements P569 + Complément. CTC)

I Détermination de la masse soumise à l'action sismique

On déduit la masse soumise à l'action sismique en supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers.

La masse soumise à l'action sismique, des éléments est donnée par:

$$W = G + P/5$$

Plancher-terrasse:

$$W_{\text{dalle}} = \left(0,54 + \frac{0,1}{5}\right) 23,024 = 12,893t$$

$$W_{\text{escaliers}} = (0,097 + 0,1/5) 23,94 = 2,8t$$

$$S = 23,024 m^2$$

$$L = 23,94 m$$

$$W_{\frac{1}{2} \text{ mur}} = 24,138t$$

$$W_T = 39,831t$$

Plancher du niveau 8:

$$W_{\text{paliers}} = 0,632 [1,7 \times 3 + (3,25 \times 3 - 1 \times 1) + 1 \times 1,23] = 9,530t$$

$$W_{\text{dalle sup ascenseur}} = 0,12 P + P = 10,5 - 1,2 \times 0,7 + 0,7 = 9,8t$$

$$W_{\text{escalier métallique}} = \left(0,1 + \frac{0,1}{5}\right) (1 \times 2,65) = 0,318t$$

$$W_{\text{escalier courant}} = \left(0,87 + \frac{0,25}{5}\right) (2,4 \times 1,4) = 3,094t$$

$$W_{\text{murs}} = W_{\frac{1}{2} \text{ mur } \perp} + W_{\frac{1}{2} \text{ mur } \parallel} = 30,482t$$

$$W_8 = 53,221t$$

Plancher courant:

$$W_{\text{palier}} = 0,632 (1,7 \times 3 + 1,9 \times 3 + 1 \times 1,23) = 7,602t$$

$$W_{\text{escalier courant}} = \left(0,87 + \frac{0,250}{5}\right) (2,4 \times 1,4) \times 2 = 6,182t$$

$$W_{\text{mur}} = 2 W_{\frac{1}{2} \text{ mur}} = 24,319t$$

$$W_{e.c} = 38,103t$$

Plancher du niveau 4:

$$W_4 = W_{e.c} + W_{\text{auvent}}$$

$$W_{\text{auvent}} = \left(G + \frac{P}{5}\right) S_{\text{auvent}}$$

$$W_4 = 39,934t$$

II Détermination des efforts sismiques:

A. Seisme horizontal:

$$S_H = \sigma_H \cdot W$$

1. Coefficients sismiques:

$$\sigma_H = \alpha \beta \gamma \delta \begin{cases} \sigma_{Hx} : \text{sens longitudinal (x-x)} \\ \sigma_{Hy} : \text{sens transversal (y-y)} \end{cases}$$

1.1 Coefficient d'intensité α :

Notre bâtiment se situe dans une région classée dans la zone II (RPA) de moyenne sismicité, en outre ce bâtiment est à usage d'habitation.

Nous prenons $\alpha = 1$

1.2 Coefficient de réponse β :

Nous considérons que le degré d'amortissement est moyen:

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec } 0,65 \leq \beta \leq 0,130$$

T: période du mode fondamental.

a. Détermination de la période fondamentale:

Les formules forfaitaires donnent pour un bâtiment dont le contreventement se fait par refend en béton armé

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}}$$

H: hauteur totale du bâtiment. $H = 28,20 \text{ m}$

L: Dimension en plan (m) entre murs extérieurs des fascades

$$L_e = 3,3 \text{ m} ; L_e = 8,97 \text{ m}$$

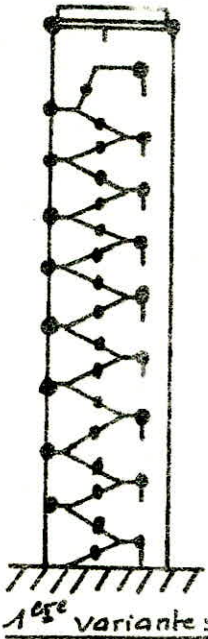
Seisme longitudinal:

$$T_e = 0,08 \frac{28,20}{\sqrt{3,3}} \sqrt{\frac{28,20}{3,3+28,20}} = 1,1750 \text{ s.}$$

$T_e > 0,75 \text{ s}$. Nous ne pouvons tenir compte de la période fondamentale seule. Nous considérons, outre le mode fondamental, le 2^{ème} et 3^{ème} mode (PS 69 Art 3.114.11).

Étude dynamique - seisme longitudinal (Genie sismique CTC)

I Introduction :



Pour avoir des résultats assez proche de la réalité, il faut que le modèle mathématique, rende le plus fidèlement possible compte des caractéristiques de la construction: répartition des inerties, des raideurs et des amortisseurs (figo). Il faut en outre tenir compte de toutes les raideurs: cisaillement, flexion, torsion.

Mais plus le modèle mathématique approche d'une représentation fidèle, plus le calcul devient laborieux et demande des moyens sophistiqués, qui nous font défaut.

C'est pourquoi nous allons utiliser dans notre étude deux variantes de modèles mathématiques, qui nous serviront à déterminer les périodes propres et les efforts d'ensembles. Nous retiendrons la 2^{ème} variante pour le calcul des éléments de la structure.

Nous supposons qu'à la première secousse les clavetages des volées préfabriquées ne résistent pas et lâchent. Dans ce cas notre cage devient assimilable à une cheminée d'usine. Or pour ce genre de construction, le modèle mathématique peut être, une console encastrée à sa base présentant plusieurs noeuds. Au niveau de noeud est concentrée une partie de la masse de la cheminée. La distance entre 2 masses pouvant aller jusqu'à 45m. Notre modèle sera donc une console présentant 3 noeuds équidistants.

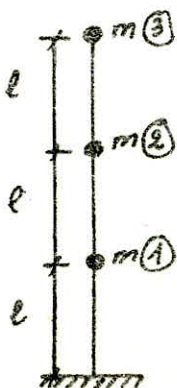
2^{ème} variante:

Nous supposons que les volées préfabriquées résistent et ne se détachent pas.

Dans ce cas notre cage pourra être assimilée à un poteau à treillis encastré à sa base de section constante et de masse uniformément répartie équivalente.

II Étude selon la première variante: (Genie sismique CTC)

1. modèle mathématique:



Nous prendrons 3 masses égales et équidistantes représentant la partie totale de la cage d'escalier

$$l = 9,247 \text{ m}$$

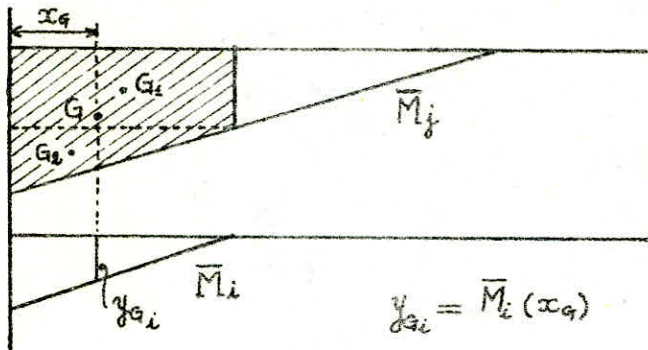
$$m = \frac{361,59}{3} = 120,53 \text{ t} = 120,53 \cdot 10^3 \text{ kg}$$

$$E_c = 3,43 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2 \text{ module d'élasticité instantanée.}$$

$$I = I_{e1} + I_{e2} + I_{e3} + I_{e4} = 0,452 \text{ m}^4$$

$$EI = 1,55 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

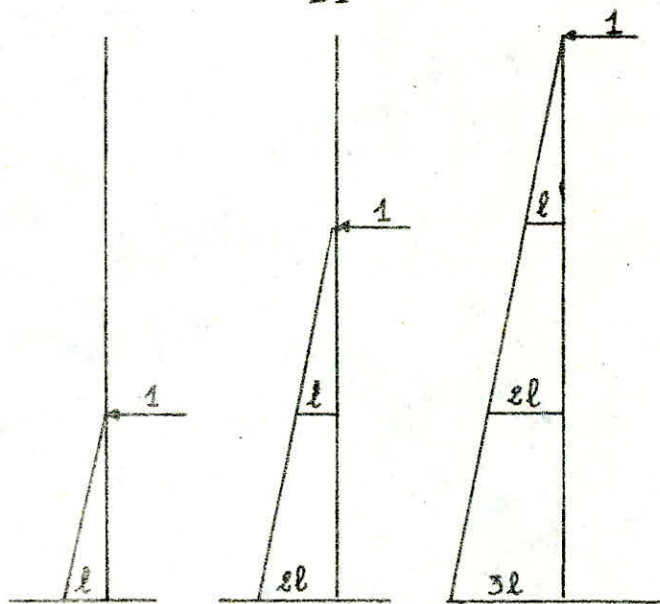
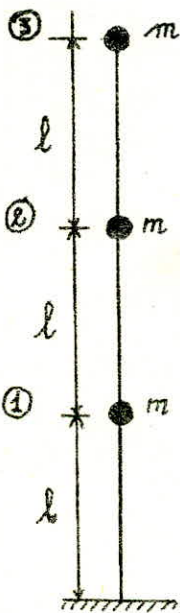
II. 2 Etablissement de l'équation du mouvement
 Rappel de la méthode de VERECHAGUINE pour le calcul des déplacements.



\bar{M}_j : moment dû à la charge unitaire généralisée $P_j = 1$
 \bar{M}_i : moment dû à la charge unitaire généralisée $P_i = 1$.

δ_{ij} : Déplacement au point i sous l'influence de la charge $P_j = 1$ appliquée au point j

$$\delta_{ij} = \delta_{ji} = \frac{\Omega_i \cdot y_{qi}}{EI}$$



II. 3 - Matrice de souplesse : $[[\delta]]$

$$\delta_{11} = \frac{l^3}{3EI} = \frac{9,217^3}{3 \cdot 1,55 \cdot 10^{10}} = 1,683898 \cdot 10^{-8}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 2,5 \delta_{11}$$

$$\delta_{13} = \delta_{31} = 4 \delta_{11}$$

$$\delta_{22} = 8 \delta_{11}$$

$$\delta_{23} = \delta_{32} = 14 \delta_{11}$$

$$\delta_{33} = 27 \delta_{11}$$

$$[\delta] = 1,683898 \cdot 10^8 \begin{bmatrix} 1 & 2,5 & 4 \\ 2,5 & 8 & 14 \\ 4 & 14 & 27 \end{bmatrix}$$

II.4 Matrice de rigidité : $[K]$

$$[K] = [\delta]^{-1} = \frac{10^8}{1,683898} \begin{bmatrix} 6,153844 & -3,538462 & 0,923077 \\ -3,538462 & 3,384615 & -1,230769 \\ 0,923077 & -1,230769 & 0,538462 \end{bmatrix} \text{ en (N/m)}$$

II.5 Matrice des inerties

$$[M] = 120,53 \cdot 10^3 \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ en (kg)}$$

II.6 - Vecteurs - déplacements

$$\langle x \rangle = \begin{bmatrix} x_{1j} \\ x_{2j} \\ x_{3j} \end{bmatrix} \quad j = \text{I, II, III} \text{ numéro du mode vibratoire.}$$

II.7 - Equation du mouvement

Nous supposons que notre système oscille librement.

$$[M] \langle \ddot{x} \rangle + [K] \langle x \rangle = \langle 0 \rangle \iff \langle \ddot{x} \rangle + [L] \langle x \rangle = \langle 0 \rangle \quad (1)$$

$$\text{avec } [L] = [M]^{-1} \cdot [K]$$

$$[M]^{-1} = \frac{10^{-5}}{1,2053} \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

$$\implies [L] = 10^3 \cdot \begin{bmatrix} 3,032044 & -1,743426 & 0,454807 \\ -1,743426 & 1,667625 & -0,606409 \\ 0,454807 & -0,606409 & 0,265304 \end{bmatrix}$$

III solution de l'équation du mouvement.

1. Détermination des modes de vibration :

L'équation (1) est une équation différentielle linéaire homogène du second ordre, sa solution générale est sinusoidale et peut se mettre en représentation complexe sous la forme suivante :

$$\langle x \rangle = \langle A_{ij} \rangle e^{j \omega_j t} \quad \text{avec } j^2 = -1 \\ \text{et } \omega_j = \frac{2\pi}{T_j} \quad (T_j : \text{periode propre du mode } j).$$

En injectant cette solution dans l'équation (1) il vient :

$$-\omega_j^2 \langle A_{ij} \rangle + (\mathcal{L}) \langle A_{ij} \rangle = \langle 0 \rangle \iff (\mathcal{L} - I\omega_j^2) \langle A_{ij} \rangle = \langle 0 \rangle \quad (2)$$

I est la matrice neutre pour la multiplication.

(2) est un système de 3 équations linéaires homogènes à 3 inconnues $\langle A_{ij} \rangle$ pour chaque mode. Pour que la solution de ce système soit différente de la solution triviale : $\langle 0 \rangle$, il faut que le déterminant de la matrice $[\mathcal{L} - I\omega_j^2]$ soit nul. posons $\Omega_j = \omega_j^2 \cdot 10^{-3}$

$$|\mathcal{L} - I\omega_j^2| = 10^3 \cdot \begin{vmatrix} (3,032044 - \Omega_j) & -1,743426 & 0,454807 \\ -1,743426 & (1,667625 - \Omega_j) & -0,606409 \\ 0,454807 & -0,606409 & (0,265304 - \Omega_j) \end{vmatrix} = 0 = F(\Omega_j)$$

$$\iff F(\Omega_j) = \Omega_j^3 - 4,964973 \Omega_j^2 + 2,689038 \Omega_j - 0,036804 = 0$$

Les méthodes d'analyse numérique (MO18) nous permettent de déterminer la 1^{ère} solution.

1^{er} mode :

$$\Omega_I = 0,01405013359 \implies \omega_I^2 = 14,05013359 \implies \omega_I = 3,748350 \text{ rd/s}$$

$T_I = \frac{2\pi}{\omega_I} = 1,676 \text{ s} > 0,75 \text{ s}$ la période du mode fondamentale ne satisfait pas les conditions du PS69 donc le calcul de T_{II} et T_{III} est nécessaire.

$$(\Omega_j - \Omega_I)(A\Omega_j^2 + B\Omega_j + C) \equiv F(\Omega_j)$$

$$\begin{aligned} \implies A &= 1 \\ B &= -4,950922866 \\ C &= 2,619476873 \end{aligned}$$

nous devons résoudre l'équation suivante :

$$\Omega_j^2 - 4,950922866 \Omega_j + 2,619476873 = 0$$

$$\sqrt{\Delta'} = 1,873081$$

2^{ème} mode.

$$\Omega_{II} = \frac{4,950922866}{2} - 1,873081 = 0,6016511433 \implies \omega_{II}^2 = 601,6511433$$

$$\omega_{II} = 24,528584 \text{ rd/s} \implies T_{II} = 0,256 \text{ s}$$

3^{ème} mode

$$\Omega_{III} = \frac{4,950922866}{2} + 1,873081 = 4,348542433 \implies \omega_{III}^2 = 4348,542433$$

$$\omega_{III} = 65,943479 \text{ rd/s} \implies T_{III} = 0,0953 \text{ s}$$

2 - Calcul des vecteurs propres.

a. Pour le premier mode :

Le vecteur propre $\mathcal{H}_I (A_{1I}, A_{2I}, A_{3I})$ est donné par :

$$(\mathcal{L} - I\omega_I^2) \begin{pmatrix} A_{1I} \\ A_{2I} \\ 1 \end{pmatrix} = \langle 0 \rangle \iff 10^3 (\mathcal{L} - I\Omega_I) \begin{pmatrix} A_{1I} \\ A_{2I} \\ 1 \end{pmatrix} = \langle 0 \rangle$$

$$\iff \begin{cases} 3,017993866 A_{1I} - 1,743426 A_{2I} + 0,454807 = 0 \\ -1,74342600 A_{1I} + 1,653574866 A_{2I} - 0,606409 = 0 \\ 0,45480700 A_{1I} - 0,60640900 A_{2I} + 0,251253866 = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} A_{1I} &= 0,156422583 \\ A_{2I} &= 0,531648259 \end{aligned}$$

Donc le vecteur propre « déformée » a pour coordonnées :

$$\mathcal{H}_I \begin{pmatrix} 0,156422 \\ 0,531648 \\ 1,000000 \end{pmatrix}$$

Calcul des coefficients de distribution γ_{iJ} pour le mode $J=I$

$$\gamma_{iJ} = \frac{A_{iJ} \sum_{k=1}^3 m_k \cdot A_{kJ}}{\sum_{k=1}^3 m_k (A_{kJ})^2} \quad (4) \quad (\text{Voir PS 69 page 92}).$$

$$\gamma_{1I} = 0,156422 \cdot \frac{120,53 \cdot 10^3 (0,156422 + 0,531648 + 1)}{120,53 \cdot 10^3 [(0,156422)^2 + (0,531648)^2 + 1^2]} = 0,2020$$

$$\gamma_{2I} = 0,531648 \cdot \frac{120,53 \cdot 10^3 (0,156422 + 0,531648 + 1)}{120,53 \cdot 10^3 [(0,156422)^2 + (0,531648)^2 + 1^2]} = 0,6866$$

$$\gamma_{3I} = 1,000000 \cdot \frac{120,53 \cdot 10^3 (0,156422 + 0,531648 + 1)}{120,53 \cdot 10^3 [(0,156422)^2 + (0,531648)^2 + 1^2]} = 1,2914$$

b. Pour le deuxième mode.

Le vecteur $\mathcal{H}_{II} (A_{1II}, A_{2II}, -1)$ est donné par : $10^3 \cdot (\mathcal{L} - I\Omega_{II}) \begin{pmatrix} A_{1II} \\ A_{2II} \\ -1 \end{pmatrix} = \langle 0 \rangle$

$$\iff \begin{cases} 2,430392567 A_{1II} - 1,743426000 A_{2II} - 0,454807000 = 0 \\ -1,743426000 A_{1II} + 1,065975567 A_{2II} + 0,606409000 = 0 \\ 0,454807000 A_{1II} - 0,606409000 A_{2II} + 0,336347433 = 0 \end{cases}$$

$$\Rightarrow A_{1II} = 1,275432713 \quad A_{2II} = 1,517133697$$

Donc le vecteur modal \mathcal{H}_{II} a pour coordonnées

$$\mathcal{H}_{II} \begin{pmatrix} 1,275439 \\ 1,517133 \\ -1,000000 \end{pmatrix}$$

Calcul des coefficients de distribution γ_{ij} pour le mode $J=II$
 Nous appliquons la formule n° (4).

$$\gamma_{1II} = 1,275439 \frac{m_k (1,275439 + 1,517137 - 1)}{m_k [(1,275439)^2 + (1,517137)^2 + 1^2]} = 0,4639$$

$$\gamma_{2II} = 1,517137 \frac{m_k (1,275439 + 1,517137 - 1)}{m_k [(1,275439)^2 + (1,517137)^2 + 1^2]} = 0,5518$$

$$\gamma_{3II} = -1 \cdot \frac{m_k (1,275439 + 1,517137 - 1)}{m_k [(1,275439)^2 + (1,517137)^2 + 1^2]} = -0,3637$$

c. Pour le troisième mode.

Le vecteur propre $\mathcal{F}_{III} (A_{1III}; A_{2III}; 1)$ est donné par: $10^3 (\mathcal{L} - I \Omega_{III}) \begin{pmatrix} A_{1III} \\ A_{2III} \\ 1 \end{pmatrix} = \langle 0 \rangle$

$$\Leftrightarrow \begin{cases} -1,316498433 A_{1III} - 1,743426000 A_{2III} + 0,454807000 = 0 \\ -1,743426000 A_{1III} - 2,680917433 A_{2III} - 0,606409000 = 0 \\ 0,454807000 A_{1III} - 0,606409000 A_{2III} - 4,073238433 = 0 \end{cases}$$

$$A_{1III} = 4,64702709 \quad \text{et} \quad A_{2III} = -3,248200315$$

Donc le vecteur modal α pour coordonnées: $\mathcal{F}_{III} \begin{pmatrix} 4,647027 \\ -3,248200 \\ 1,000000 \end{pmatrix}$

Calcul des coefficients de distribution γ_{ij} pour le mode $J=III$
 Nous appliquons la formule n° 4.

$$\gamma_{1III} = 4,647027 \cdot \frac{m_k (4,647027 - 3,2482 + 1)}{m_k [(4,647027)^2 + (3,2482)^2 + 1^2]} = 0,3363$$

$$\gamma_{2III} = -3,2482 \cdot \frac{m_k (4,647027 - 3,2482 + 1)}{m_k [(4,647027)^2 + (3,2482)^2 + 1^2]} = -0,2350$$

$$\gamma_{3III} = 1 \cdot \frac{m_k (4,647027 - 3,2482 + 1)}{m_k [(4,647027)^2 + (3,2482)^2 + 1^2]} = 0,0723$$

IV - Calcul des efforts sismiques.

IV.1 calcul des coefficients sismiques (PS 69 Art 3.114)

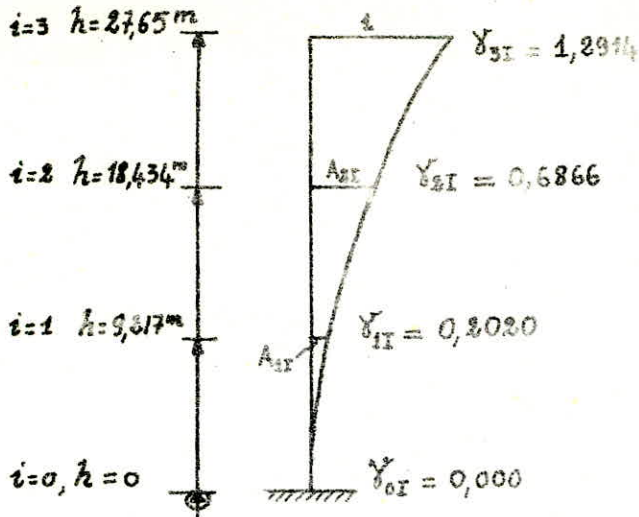
$$\sigma_{H2}(j) = \alpha \beta_j \gamma_j \delta \quad \sigma_v = \max \left\{ \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_{H2}(I) ; \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_{Ht}(I) \right\}$$

$$\alpha = 1 ; \delta = 1 \quad \forall j \quad j = I, II, III$$

Mode fondamental $T = T_1 = 1,676 \text{ s}$

$$\alpha = \delta = 1 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Terrain de consistance moyenne} \\ \text{Fondation: radier général.} \end{array} \right. \quad (\text{PS 69})$$

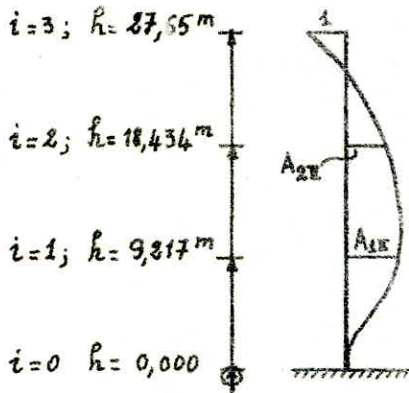
$$\beta_j = \frac{0,09}{\sqrt[4]{T_j^3}} \quad \text{pour } T_j > 0,26 \text{ s donc } \beta_I = \frac{0,09}{\sqrt[4]{1,676^3}} = 0,0611$$



$$\sigma_{H2(I)} = 1 \times 0,0611 \times \gamma_{iI} \times 1 = 0,0611 \gamma_{iI}$$

coefficient		$\sigma_{H2(I)}$
Niveau		
i = 3	h = 27,65 m	0,079
i = 2	h = 18,434 m	0,042
i = 1	h = 9,217 m	0,017
i = 0	h = 0,00 m	0,000

same mode : $T_{II} = 0,256 s$
 $\alpha = \delta = 1$; $\beta_j = 0,25$ pour $0,2 < T_j \leq 0,26 s \Rightarrow \beta_{II} = 0,25$



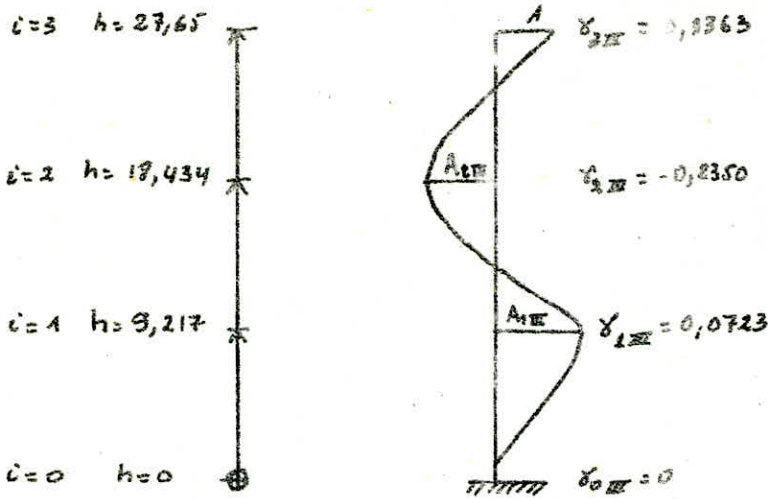
$$\sigma_{H2(II)} = 1 \times 0,25 \gamma_{iII} \times 1 = 0,25 \gamma_{iII}$$

coefficient		$\sigma_{H2(II)}$
Niveau		
i = 3	h = 27,65 m	- 0,091
i = 2	h = 18,434 m	0,138
i = 1	h = 9,217 m	0,116
i = 0	h = 0,00 m	0,000

3^e mode $T_3 = 0,0953s$.

$\alpha = \delta = 1$

$\beta_3 = 1,25 T_3^2$ pour $0 < T_3 \leq 0,2s \Rightarrow \beta_3 = 1,25 \times 0,0953 = 0,119$.



$\sigma_{HE}(III) = 1 \times 0,119 \times \delta_{i,III} \times 1 = 0,119 \delta_{i,III}$

Coefficient		$\sigma_{HE}(III)$
NIVEAU		
i=3	h=27,65	0,040
i=2	h=18,434	-0,028
i=1	h=9,217	0,009
i=0	h=0	0

II Calcul et superposition des sollicitations horizontales: (PS 69 Art 3.114.13)

$\Sigma_J = \sigma_{HE}(J) \cdot W$ sollicitation du mode J
 $W = 120,53t$

Sollicitation		1 ^{er} Mode Σ_I (t)	2 ^e Mode Σ_{II} (t)	3 ^e Mode Σ_{III} (t)
NIVEAU				
i=3	h=27,65	3,522	-10,968	4,821
i=2	h=18,434	5,062	16,633	-3,375
i=1	h=9,217	1,446	13,981	1,085
i=0	h=0	0,000	0,000	0,000

Superposition:

$$\Sigma = \sqrt{(\Sigma_I)^2 + \lambda_2 (\Sigma_{II})^2 + \lambda_3 (\Sigma_{III})^2} \quad \Sigma: \text{Solicitation résultante}$$

$\lambda_2 = 4T_i - 2$ avec Maximum de 1 si $T_i \geq 0,75s$
 et Minimum de 0 si $T_i \leq 0,5s$

$\Rightarrow \lambda_2 = 1.$

$\lambda_3 = 4T_i - 3$ avec maximum de 1 si $T_i \geq 1s$
 minimum de 0 si $T_i \leq 0,75s$

$\Rightarrow \lambda_3 = 1.$

$$\Sigma = \sqrt{(\Sigma_I)^2 + (\Sigma_{II})^2 + (\Sigma_{III})^2}$$

NIVEAU	Solicitation Σ (t)
i=3 h=27,65m	15,304
i=2 h=18,434m	17,711
i=1 h=9,217m	14,097
i=0 h=0	0,000

Distribution des sollicitations sismiques:

Dans les refends longitudinaux dans les neuf niveaux:

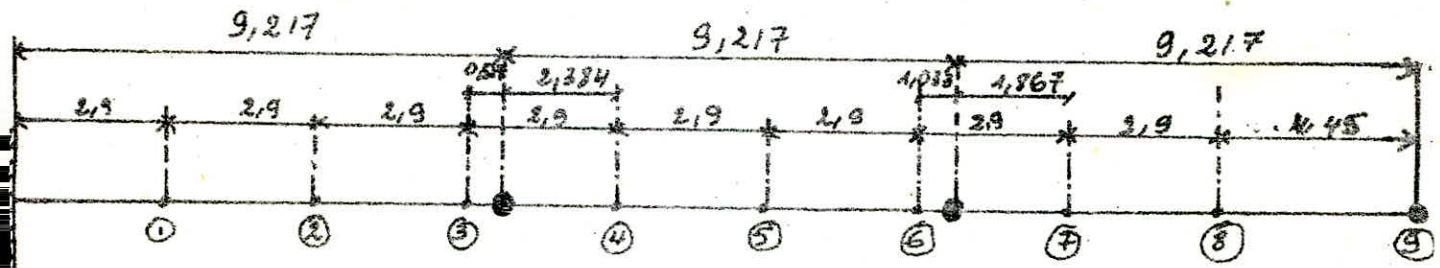
"Seisme longitudinal"

1. Efforts tranchants

NIVEAU		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V ₃	H _i	3,321	/	/	3,843	/	/	3,059	/	/	0,000
	T _i	3,321	3,321	3,321	7,164	7,164	7,164	10,223	10,223	10,223	10,223
V ₄	H _i	0,788	/	/	0,912	/	/	0,726	/	/	0,000
	T _i	0,788	0,788	0,788	1,700	1,700	1,700	2,426	2,426	2,426	2,426
V ₅	H _i	2,946	/	/	3,409	/	/	2,714	/	/	0,000
	T _i	2,946	2,946	2,946	6,355	6,355	6,355	9,069	9,069	9,069	9,069
V ₆	H _i	8,247	/	/	9,544	/	/	7,597	/	/	0,000
	T _i	8,247	8,247	8,247	17,792	17,792	17,792	25,389	25,389	25,389	25,389

2. Moments flechissants:

NIVEAU		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_{P3}	M^{ex}	0,000	14,778	24,409	38,040	58,786	79,561	101,926	131,572	161,219	190,866
V_{P4}	M^{ex}	0,000	3,507	5,792	9,019	13,949	18,879	24,186	31,222	38,257	45,292
V_{P5}	M^{ex}	0,000	13,140	21,653	33,718	52,147	70,577	90,416	116,746	143,016	169,316
V_{P6}	M^{ex}	0,000	36,689	60,615	94,392	145,989	197,585	253,128	326,756	400,384	474,012

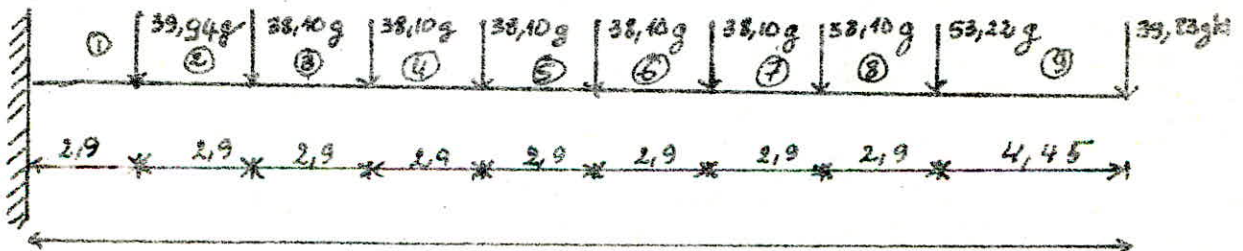


Etude selon la 2^{ème} variante:

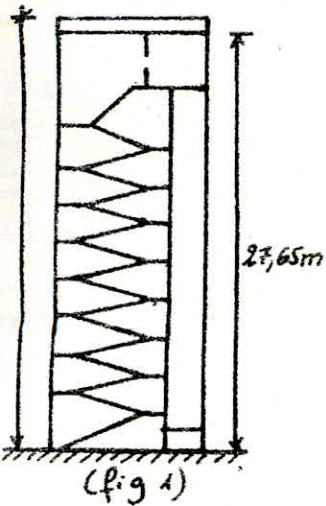
Determination des periodes propres et des efforts par la methode de la console de section constante et de masse uniformement repartie
 (Beton armé - Calcul des ossatures) A. FUENTES)
 (Mecanique des vibrations lineaire M. LALANNE, R. BERTHIER, J. Der Hagopier)

Notre cage d'escalier a une section constante et une forme lancée ($a = 3,97m$, $b = 3,3m$ $l = 28,20m$); nous pouvons l'assimiler à un poteau à treillis encasté à sa base et de masse uniformement repartie equivalente μ_e .

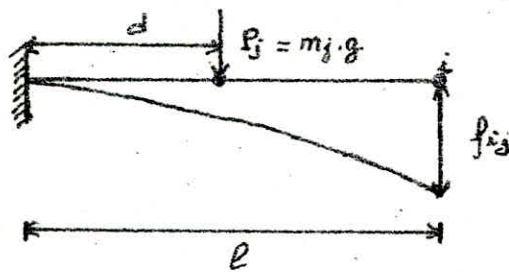
1- Determination de la masse uniformement repartie:



$g = 9,81m/s^2$ accélération de la pesanteur.
 (fig 2)



On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de la pesanteur et on calcule la flèche, au bout de la console, due au poids de la pesanteur



$$f'_{ij} = \frac{P_j \cdot d^2}{6EI} \cdot (3l - d) \quad (\text{Aide-mémoire RDM DUNOD})$$

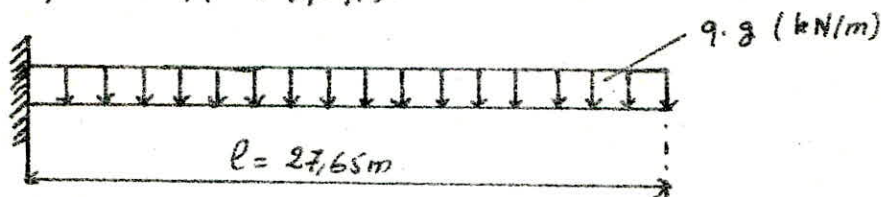
$$\begin{aligned} f'_{g1} &= 2,891 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g2} &= 1,063 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g3} &= 2,302 \cdot 10^{-4} \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_{g4} &= 3,933 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g5} &= 5,896 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g6} &= 8,150 \cdot 10^{-4} \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f'_{g7} &= 1,058 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g8} &= 1,840 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f'_{g9} &= 1,811 \cdot 10^{-4} \text{ g} \end{aligned}$$

$$\text{Flèche résultante: } f_r = \sum_{j=1}^9 f'_{ij} = 6,870 \cdot 10^{-3} \text{ g}$$

La masse uniformément répartie équivalente μ_e , est la masse dont le poids $\mu_e \cdot g$, provoquerait une flèche f_q au bout de la console, une fois la structure retournée de 90° dans le champ de la pesanteur, et que cette flèche f_q serait égale à la flèche f_p . ($f_q = f_p$).



$$f_q = \frac{q \cdot g \cdot l^4}{8EI} \quad (\text{Aide-mémoire DUNOD})$$

$$EI = 1,55 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$$

$$f_q = f_p$$

$$\Rightarrow \frac{q \cdot g \cdot l^4}{8EI} = 6,870 \cdot 10^{-3} \text{ g} \Rightarrow q = \mu_e = \frac{6,870 \cdot 10^{-3} \times 8EI}{l^4}$$

$$\mu_e = \frac{6,870 \cdot 10^{-3} \times 8 \times 1,55 \times 10^{10}}{(27,65)^4} = 14271 \text{ kg/ml}$$

2° Calcul des périodes propres:

$$T_i = A_i \sqrt{\frac{\mu_e \cdot l^4}{EI}}$$

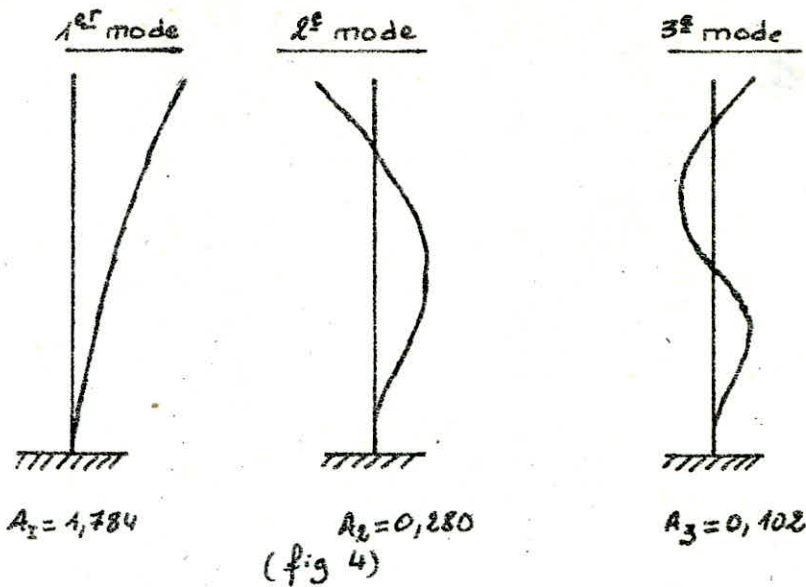
Avec: μ_e : Masse par unité de longueur

l : Longueur de la poutre (en m) $l = 28,20 \text{ m}$

E : Module d'élasticité

I : Moment d'inertie } $EI = 1,55 \cdot 10^{10} \text{ N} \cdot \text{m}^2$

A_i : Coefficients donnés ci-dessous pour les 3 premiers modes (Fig 4)



$$T_2 = A_1 \sqrt{\frac{14,271 \cdot (28,20)^4}{1,55 \cdot 10^{10}}} = 0,763 A_1 = 1,361s > 0,75s \text{ donc le calcul de } T_2 \text{ et } T_3 \text{ sont nécessaires.}$$

$$T_{II} = 0,763 \cdot A_2 = 0,214s$$

$$T_{III} = 0,763 \cdot A_3 = 0,078s$$

CONCLUSION:

Nous avons pris 2 cas extrêmes: 1°. Console avec 3 masses concentrées.
2°. Console avec masse uniformément répartie

Le cas de notre cage d'escalier se situe entre les deux extrêmes
Donc nos périodes seront comprises dans ces intervalles:

$$1,361s < T_1 < 1,676s$$

$$0,214s < T_2 < 0,256s$$

$$0,078s < T_3 < 0,095s$$

Nous allons utiliser cette méthode pour la suite de notre étude.

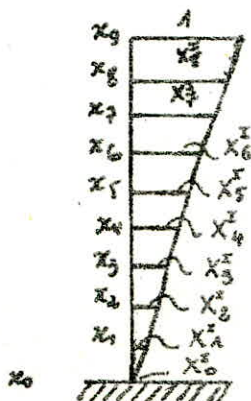
Détermination des coefficients sismiques et des sollicitations d'ensemble:

La déformée est donnée par: $X = A \sin \frac{(2j-1) \pi x}{2l}$

$j = I, II, III, \dots$ (Mode de vibration)

Nous prenons $A = 1$ puisque ce sont les rapports d'amplitudes qui nous intéressent

a-Mode fondamental $j = 1$:



$$\Rightarrow X = \sin \frac{\pi x}{2l} = \sin 0,0557x$$

$$x_0 = 0 \rightarrow X_0^I = 0$$

$$x_1 = 2,9m \rightarrow X_1^I = 0,1608$$

$$x_2 = 5,8m \rightarrow X_2^I = 0,3475$$

$$x_3 = 8,7m \rightarrow X_3^I = 0,4658$$

$$x_4 = 11,6m \rightarrow X_4^I = 0,6021$$

$$x_5 = 14,5m \rightarrow X_5^I = 0,7227$$

$$x_6 = 17,4m \rightarrow X_6^I = 0,8244$$

$$x_7 = 20,3m \rightarrow X_7^I = 0,9047$$

$$x_8 = 23,2m \rightarrow X_8^I = 0,9615$$

$$x_9 = 28,2m \rightarrow X_9^I = 1,0000$$

Coefficient de distribution:

$$\delta_i^I = X_i^I \frac{\sum_{k=1}^n m_k X_k^I}{\sum_{k=1}^n m_k (X_k^I)^2} \quad (*)$$

$\delta_0^I = 0,000$	$\delta_5^I = 0,926$
$\delta_1^I = 0,207$	$\delta_6^I = 1,056$
$\delta_2^I = 0,407$	$\delta_7^I = 1,153$
$\delta_3^I = 0,597$	$\delta_8^I = 1,232$
$\delta_4^I = 0,771$	$\delta_9^I = 1,281$

Coefficients α et δ :

$$\alpha = \delta = 1$$

Coefficient de réponse β_I :

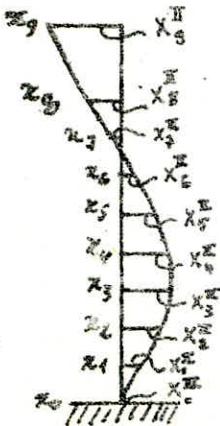
$$\beta_I = \frac{0,09}{\sqrt{T_I^2}} \text{ pour } T_I > 0,263 \Rightarrow \beta_I = \frac{0,09}{\sqrt{(1,361)^2}} = 0,0714$$

$$\text{Donc } \sigma_{HO}(I) = \alpha \beta_I \delta_i^I \delta = 0,0714 \delta_i^I$$

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
δ_i^I	1,281	1,232	1,153	1,056	0,926	0,771	0,597	0,407	0,206	0,000
$\sigma_{HO}(I)$	0,0915	0,0880	0,0828	0,0754	0,0661	0,0550	0,0426	0,0291	0,0147	0,0000
W	39,83	53,22	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	39,94	0,00
H_i^I	3,644	4,683	3,155	2,873	2,518	2,096	1,623	1,103	0,587	0,000

b - 2^{eme} mode d'oscillation : j = 2:

$$X = \sin \frac{3\pi x}{2L} = \sin \frac{3\pi x}{2 \times 28,2} = \sin 0,1671 \pi$$



$x_0 = 0$	\rightarrow	$X_0^II = 0$
$x_1 = 2,9m$	\rightarrow	$X_1^II = 0,4659$
$x_2 = 5,8m$	\rightarrow	$X_2^II = 0,8244$
$x_3 = 8,7m$	\rightarrow	$X_3^II = 0,9932$
$x_4 = 11,6m$	\rightarrow	$X_4^II = 0,9932$
$x_5 = 14,5m$	\rightarrow	$X_5^II = 0,6583$
$x_6 = 17,4m$	\rightarrow	$X_6^II = 0,2318$
$x_7 = 20,3m$	\rightarrow	$X_7^II = -0,2420$
$x_8 = 23,2m$	\rightarrow	$X_8^II = -0,6708$
$x_9 = 28,2m$	\rightarrow	$X_9^II = -1,0000$

Coefficient de distribution δ_i^{II} : (formule (8))

Niveau (i)	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
δ_i^{II}	-0,460	-0,309	-0,114	0,107	0,303	0,430	0,457	0,380	0,214	0,000

Coefficient α et δ

$\alpha = \delta = 1$

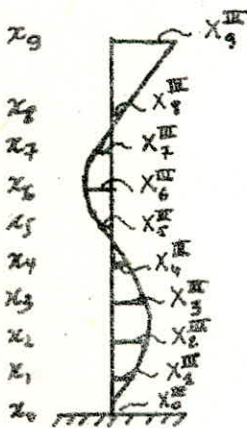
Coefficient β_{II}

$\beta_j = 0,25$ pour $0,2 < \tau_j < 0,26$
 $\tau_2 = 0,2145 \Rightarrow \beta_{II} = 0,25$
 Donc $\sigma_{He}^{II}(z) = \alpha \beta_{II} \delta_i^{II} S = 0,25 \delta_i^{II}$

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
δ_i^{II}	-0,460	-0,309	-0,114	0,107	0,303	0,430	0,457	0,380	0,214	0,000
σ_{He}^{II} (D)	-0,1150	-0,0773	-0,0285	0,0268	0,0758	0,1075	0,1143	0,0950	0,0535	0,0000
W	39,83	53,22	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	39,94	0,00
H_i^{II}	-4,580	-4,114	-1,086	1,021	2,888	4,096	4,355	3,620	2,137	0,000

C. 3^{eme} Mode d'oscillation j=3.

$X = \sin \frac{5\pi z}{2l} = \sin \frac{5\pi z}{2 \times 28,2} = \sin 0,2785\pi z$



$z_0 = 0 \text{ m}$	$\rightarrow X_0^{III} = 0,0000$
$z_1 = 2,9 \text{ m}$	$\rightarrow X_1^{III} = 0,7227$
$z_2 = 5,8 \text{ m}$	$\rightarrow X_2^{III} = 0,9990$
$z_3 = 8,7 \text{ m}$	$\rightarrow X_3^{III} = 0,6583$
$z_4 = 11,6 \text{ m}$	$\rightarrow X_4^{III} = -0,0880$
$z_5 = 14,5 \text{ m}$	$\rightarrow X_5^{III} = -0,7813$
$z_6 = 17,4 \text{ m}$	$\rightarrow X_6^{III} = -0,9941$
$z_7 = 20,3 \text{ m}$	$\rightarrow X_7^{III} = -0,5887$
$z_8 = 23,2 \text{ m}$	$\rightarrow X_8^{III} = 0,1773$
$z_9 = 28,2 \text{ m}$	$\rightarrow X_9^{III} = 1,0000$

Coefficient de distribution δ_i^{III} : [formule (9)]

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
δ_i^{III}	0,224	0,040	-0,132	-0,222	-0,175	-0,020	0,148	0,224	0,162	0,000

Coefficient α et δ

$\alpha = \delta = 1$

Coefficient de reponse β_{III}

$\beta_j = 1,25 T_j$ pour $0 < T_j < 0,2s$

$T_j = 0,078s \Rightarrow \beta_{III} = 1,25 \times 0,078 = 0,0975$

Donc: $\sigma_{H_e(III)} = \alpha \beta_{III} \gamma_i^{III} \delta = 0,0975 \gamma_i^{III}$

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
γ_i^{III}	0,224	0,040	-0,132	-0,222	-0,175	-0,020	0,148	0,224	0,162	0,000
$\sigma_{H_e(III)}$	0,0218	0,0039	-0,0129	-0,0216	-0,0171	-0,0020	0,0144	0,0218	0,0158	0,0000
W	39,83	53,22	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	39,94	0,000
H_i^{III}	0,868	0,208	-0,491	-0,823	-0,652	-0,076	0,549	0,831	0,631	0,000

Superposition quadratique des sollicitations d'ensemble

$H_e^R = H_i(\text{resultant}) = \sqrt{(H_e^I)^2 + \lambda_2 (H_e^II)^2 + \lambda_3 (H_e^{III})^2}$

$\lambda_2 = 4T_1 - 2$ avec: maximum de 1 si $T_1 \geq 0,75s$

$\Rightarrow \lambda_2 = 1$

$\lambda_3 = 4T_1 - 3$ avec: Maximum de 1 si $T_1 \geq 1s$

$\Rightarrow \lambda_3 = 1$

donc $H_e^R = \sqrt{(H_e^I)^2 + (H_e^{II})^2 + (H_e^{III})^2}$

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
H_e^R	5,917	6,237	3,373	3,458	3,887	4,602	4,680	3,876	2,304	0,000

Distribution des efforts extérieurs dans les refends longitudinaux

Effort tranchant

NIVEAU VOILE		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V03	H_e^R	1,284	1,353	0,732	0,685	0,843	0,999	1,046	0,841	0,500	0,000
	T_e	1,284	2,637	3,369	4,055	4,898	5,897	6,942	7,753	8,253	8,253
V04	H_e^R	0,305	0,321	0,174	0,163	0,200	0,237	0,241	0,200	0,119	0,000
	T_e	0,305	0,626	0,800	0,962	1,162	1,399	1,640	1,840	1,959	1,959
V05	H_e^R	1,139	1,201	0,649	0,608	0,748	0,886	0,901	0,746	0,444	0,000
	T_e	1,139	2,340	2,989	3,597	4,345	5,231	6,132	6,878	7,322	7,322
V06	H_e^R	3,189	3,361	1,818	1,702	2,095	2,480	2,522	2,089	1,242	0,000
	T_e	3,189	6,550	8,368	10,069	12,164	14,644	17,166	19,225	20,537	20,495

Moments flechissants:

NIVEAU VOILE	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
$V_{e3} M_i^{ex}$	0,000	5,521	13,169	22,939	34,698	48,902	66,004	86,048	108,532	132,466
$V_{e4} M_i^{ex}$	0,000	1,312	3,127	5,447	8,237	11,607	15,664	20,420	25,756	31,437
$V_{e5} M_i^{ex}$	0,000	4,898	11,684	20,352	30,783	43,384	58,554	76,336	96,283	117,516
$V_{e6} M_i^{ex}$	0,000	13,713	32,708	56,975	86,175	121,451	163,918	213,700	269,539	328,980

B. SEISME TRANSVERSAL:

$$T_e = 0,08 \cdot \frac{28,20}{\sqrt{8,37}} \sqrt{\frac{28,20}{8,97+28,20}} = 0,656s$$

$T_e > 0,5s$. Nous ne pouvons tenir compte de la période fondamentale seule. Nous considérons, outre le mode fondamental, le 2^{ème} mode (PS69 Art 3.114.11)

Nous utiliserons la méthode de la console de section constante et de masse uniformément répartie

1. Détermination de la masse uniformément répartie équivalente:

$$E = 3,43 \cdot 10^{10} \text{ N/m}^2; \quad I = I_{e6} + I_{e7} + I_{e8} = 3,482 + 0,266 + 8,276 = 12,024 \text{ m}^4$$

$$EI = 4,124 \cdot 10^{11} \text{ Nm}^2$$

1.1. flèche due aux masses concentrées:

$$\begin{aligned} f_{g1} &= 1,087 \cdot 10^{-5} \text{ g} & f_{g4} &= 1,478 \cdot 10^{-4} \text{ g} & f_{g7} &= 3,975 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f_{g2} &= 3,996 \cdot 10^{-5} \text{ g} & f_{g5} &= 2,216 \cdot 10^{-4} \text{ g} & f_{g8} &= 6,417 \cdot 10^{-4} \text{ g} \\ f_{g3} &= 8,653 \cdot 10^{-5} \text{ g} & f_{g6} &= 3,056 \cdot 10^{-4} \text{ g} & f_{g9} &= 6,885 \cdot 10^{-4} \text{ g} \end{aligned}$$

$$f_p = 2,582 \cdot 10^{-3} \text{ g} \quad g = 981 \text{ m/s}^2$$

$$f_g = \frac{q \cdot g \cdot l^4}{8EI} = f_p = 2,582 \cdot 10^{-3} \text{ g} \Rightarrow q = \mu_e = \frac{2,582 \cdot 10^{-3} \times 8EI}{l^4}$$

$$\mu_e = \frac{2,582 \cdot 10^{-3} \times 8 \times 4,124 \times 10^{11}}{(27,65)^4} = 14570 \text{ kg/ml}$$

$$T_j = A_j \sqrt{\frac{\mu_e l^4}{EI}} \quad \text{Avec } A_1 = 1,784 \text{ pour le 1}^{\text{er}} \text{ mode}$$

$$T_1 = 1,784 \sqrt{\frac{14570 \times (27,65)^4}{4,124 \times 10^{11}}} = 0,267s < 0,5s$$

Donc le calcul du 2^{ème} mode n'est pas nécessaire (cette formule est exposée dans le PS69 pour un prisme à section constante avec $A_1 = 1,79$. Et pour un tronc de cône avec $A_1 = 1,73$ pour $a/L = 1$ voir page 217).

1.1.1 Coefficient d'intensité:

$$\alpha = 1 \quad (\text{Voir PS69})$$

1.1.2 Coefficient de reponse

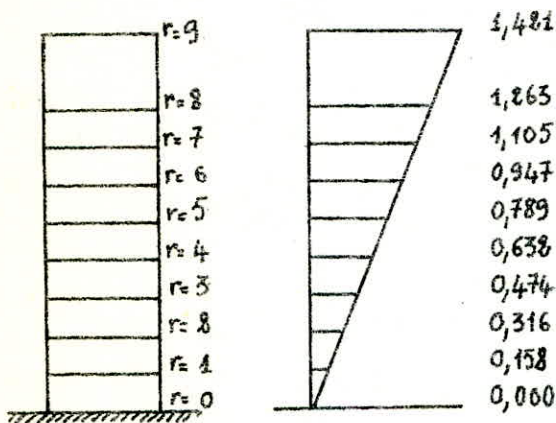
Amortissement normal $\beta = \frac{0,065}{\sqrt{T}}$ $0,050 \leq \beta \leq 0,100$

$$\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,867}} = 0,1009 \approx 0,101$$

1.1.3 Coefficient de distribution $\gamma_i = \gamma_r$

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

r : rang du plancher
 n : nombre de planchers $n = 9$



1.1.4 Coefficient de fondation δ .

{ Terrain de consistance moyenne
 - bâtiment fondé sur radier général } $\Rightarrow \delta = 1$ (PS 69)

1.1.5 Coefficient sismique transversal.

$$\sigma_{Ht} = \alpha \beta_t \gamma_t \delta = 1 \times 0,101 \times 1 \times 1 = 0,101$$

Niveau	Seisme horizontal	
	sens transversal σ_{Ht}	
Terrasse	0,144	
8	0,128	
7	0,106	
6	0,096	
5	0,080	
4	0,064	
3	0,048	
2	0,032	
1	0,016	
RDC	0,000	

Efforts horizontaux à chaque niveau engendré par le seisme transversal:

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1
$W(t)$	39,83	53,22	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	39,94
σ_{HE}	0,144	0,128	0,106	0,096	0,080	0,064	0,048	0,032	0,016
H_e	5,736	6,812	4,039	3,658	3,048	2,438	1,829	1,219	0,639
T	5,736	12,548	16,548	20,244	23,292	25,730	27,559	28,778	29,417

Distribution des sollicitations dans les refends transversaux: "Seisme transversal"

1. Efforts tranchants: (t)

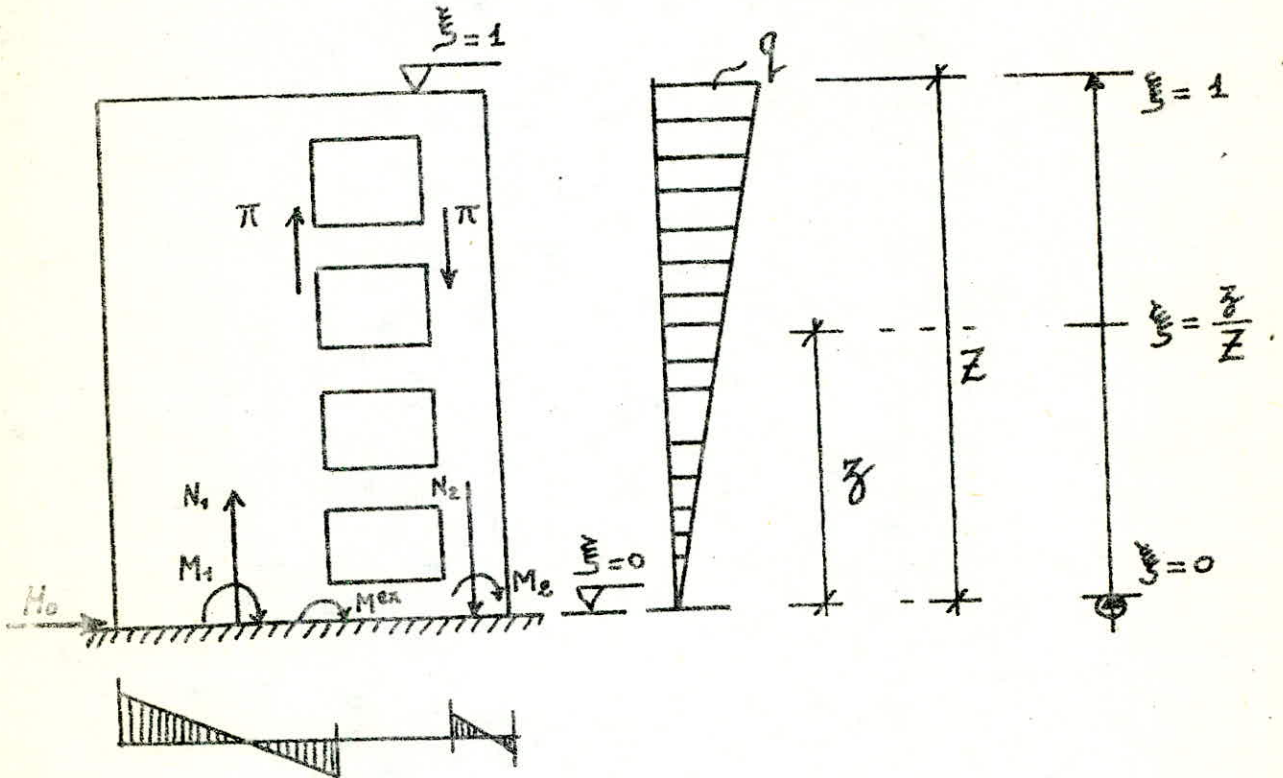
NIVEAU VOILE		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_{e6}	H_i	0,949	1,127	0,668	0,605	0,504	0,403	0,303	0,202	0,106	0,000
	T_i	0,949	2,076	2,744	3,349	3,853	4,256	4,559	4,761	4,869	4,869
V_{e7}	H_i	0,107	0,127	0,075	0,068	0,057	0,045	0,034	0,023	0,012	0,000
	T_i	0,107	0,234	0,309	0,377	0,434	0,479	0,513	0,536	0,548	0,548
V_{e8}	H_i	4,677	5,555	3,293	2,983	2,485	1,988	1,491	0,994	0,521	0,000
	T_i	4,677	10,232	13,525	16,508	18,993	20,987	22,472	23,466	23,987	23,987

2. Moments flechissants: (t.m)

NIVEAU VOILE		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V_{e6}	M^e	0,000	4,223	10,243	18,201	27,913	39,087	51,429	64,650	78,457	92,577
V_{e7}	M^e	0,000	0,476	1,155	2,051	3,144	4,403	5,792	7,280	8,834	10,423
V_{e8}	M^e	0,000	20,313	50,485	89,703	137,581	192,661	253,506	318,675	386,726	456,788

Calcul des voiles:Voiles à une file d'ouvertures:

Pour le calcul des voiles à une file d'ouvertures nous consultons la méthode de M^r ALBIGÉS exposée dans l'ouvrage de M^r DIVER et dans les annales de l'ITTP



Cas général $1 < \alpha < 10$

$$M^{ex}(\xi) = H_0 \xi (1 - \xi)^2 \frac{(2 + \xi)}{3}$$

$$\bullet \pi = \frac{H_0 m h}{I} \phi \quad \phi: \text{donné par abaque "M. DIVER" (charge triangulaire).}$$

$$\bullet N = \sum \pi$$

$$\bullet M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \xi \left\{ (1 - \xi)^2 \frac{(2 + \xi)}{3} - \frac{2m\xi}{I} \psi \right\}$$

$$\bullet M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \xi \left\{ (1 - \xi)^2 \frac{(2 + \xi)}{3} - \frac{2m\xi}{I} \psi \right\}$$

ψ : donné par abaque "M. DIVER" (Charge triangulaire)

Cas particulier

$$\alpha \gg 10 \quad (\alpha \rightarrow \infty)$$

$$M_1 = M_2 = 0$$

$$\pi = \frac{H_0 m h}{I} (1 - \xi)$$

$$N = \frac{M^{ex}}{2c}$$

Voile transversal

Voile V_{L7} $H_0 = T_0 = 23,987t$

NIVEAU	ξ	ϕ	π	$(1) = (1 - \xi)^2$	$(2) = \frac{2 + \xi}{3}$	ψ	$(3) = \frac{2m \cdot \psi}{\pi}$	$(1) \cdot (2)$	$(1) \cdot (2) - (3)$	M_1	M_2	N
9	1,000	0,0000	0,000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
8	0,833	0,2964	4,942	0,0259	0,9464	0,0231	0,0190	0,0245	0,0055	1,011	2,636	4,207
7	0,734	0,4714	5,307	0,0708	0,9114	0,0669	0,0551	0,0645	0,0094	1,729	4,506	10,254
6	0,629	0,6071	6,834	0,1376	0,8763	0,1210	0,0996	0,1206	0,0210	3,862	10,066	17,089
5	0,524	0,7314	8,121	0,2266	0,8413	0,1956	0,1610	0,1906	0,0296	5,444	14,122	25,210
4	0,419	0,8285	9,327	0,3376	0,8063	0,2830	0,2329	0,2722	0,0393	7,228	18,838	34,537
3	0,314	0,9035	10,171	0,4706	0,7713	0,3706	0,3050	0,3630	0,0580	10,667	27,801	44,708
2	0,209	0,9607	10,815	0,6241	0,7367	0,4755	0,3913	0,4598	0,0685	12,598	32,834	55,523
1	0,104	0,9928	11,176	0,8028	0,7013	0,5877	0,4836	0,5630	0,0794	14,602	38,059	66,700
0	0,000	1,0000	11,258	1,0000	0,6667	0,6600	0,5431	0,6667	0,1236	22,731	59,246	77,957

Verification à la base du refend: équilibre extérieur.

$$M_{L8}^{ex} = 456,288 \text{ t.m}$$

$$M_{L8}^{ex} = M_1 + M_2 + N(2c)$$

$$= 22,731 + 59,246 + 77,957 \times 5,085 = 478,388 \text{ t.m}$$

$$E = \frac{\Delta M}{M} = \frac{478,388 - 456,288}{478,388} = 4,6\%$$

Étage		ϕ	π	(1) = (1- ϕ)	(2) = $\frac{2+7}{3}$	ψ	(3) = $\frac{2+7}{3}$	(1) x (2)	(1) x (3) - (2)	M_1	M_2	N
5	4,000	0,0000	0,000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
4	0,830	0,8964	0,520	0,0259	0,8463	0,0231	0,0088	0,0245	0,0162	0,002	2,475	0,500
3	0,934	0,8744	0,558	0,0708	0,9113	0,0669	0,0240	0,0645	0,0405	0,004	5,043	1,077
2	0,629	0,8074	0,748	0,1376	0,8763	0,1210	0,0453	0,1206	0,0773	0,007	10,200	1,755
1	0,524	0,7514	0,853	0,2266	0,8413	0,1956	0,0700	0,1906	0,1206	0,011	16,285	2,640
0	0,148	0,8285	0,920	0,3376	0,8063	0,2230	0,1013	0,2722	0,1709	0,016	22,993	3,638
0	0,314	0,9035	1,069	0,4706	0,7713	0,3706	0,1327	0,3630	0,2303	0,021	30,983	4,697
0	0,209	0,9667	1,136	0,6241	0,7367	0,4755	0,1703	0,4598	0,2898	0,027	38,948	5,833
0	0,104	0,9928	1,174	0,8028	0,7013	0,5877	0,2104	0,5630	0,3526	0,033	47,437	7,007
0	0,000	1,0000	1,184	1,0000	0,6667	0,6600	0,2363	0,6667	0,4304	0,040	57,904	8,190

Verification à la base du refend de l'équilibre extérieur.

$$M_{EG}^{ex} = 92,577 \text{ t.m}$$

$$M_1 = 0 \quad M_2 = 57,904$$

$$M_{EG}^{ex} = M_1 + M_2 + N \times (20)$$

$$= 0 + 57,904 + 8,190 \times 4,275 = 92,916 \text{ t.m}$$

$$E = \frac{\Delta M}{M} = \frac{92,916 - 92,577}{92,916} = 0,4\%$$

Remarque concernant les voiles longitudinaux:

La repartition des sollicitations d'ensemble dans les refends avec ouvertures se fait grâce aux méthodes données par M. DIVERS.

Mais les méthodes de M DIVERS considère que les sollicitations extérieures sont sous forme de charge rectangulaire (ou triangulaire) uniformément réparties.

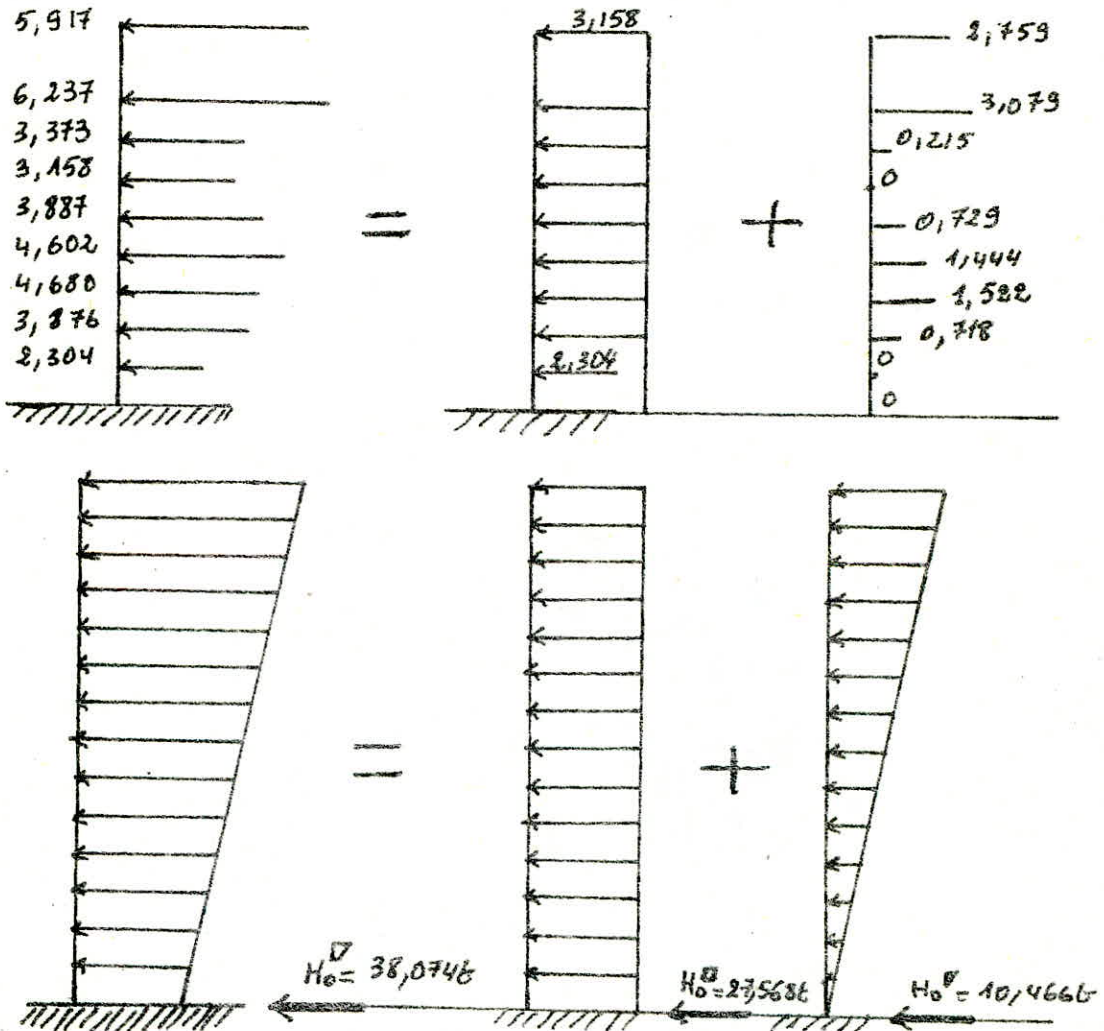
Notre cas de charge ne peut être assimilé ni à une charge rectangulaire, ni avec une charge triangulaire

Si nous supposons que notre charge est rectangulaire : l'effort équilibré par le refend n'est que de 92% de l'effort extérieur. Par conséquent, nous sommes en déca de la sécurité de 8%. si

Si par contre nous supposons que notre charge peut être assimilée à une charge triangulaire, l'effort équilibré par le refend peut atteindre 119% de l'effort extérieur ce qui entraîne un surdimensionnement et un surferraillage.

Conclusion:

Nous allons supposer que notre charge est une superposition de 2 charge l'une rectangulaire, l'autre triangulaire.



Repartition de H_0 sur les refends:

CHARGE VOILE	$H_0^{\square} = 27,568$	$H_0^{\nabla} = 10,466$	$H_0^{\circ} = 38,034$
Ve4	1,420	0,532	1,959
Ve5	5,307	2,015	7,322
Ve6	14,856	5,640	20,497

La methode de calcul des efforts dans les trumeaux et les linteaux sous la charge triangulaire etant deja exposee pour le calcul des voiles transversaux

Pour le calcul des voiles sous la charge rectangulaire, nous donnons les formules qui permettent de calculer les efforts.

$$T = \frac{H_0^{\square} \times m \times l}{I} \quad \phi \quad N_k = \sum_{i=1}^k T_i \quad \text{effort normal au niveau } k.$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2m \phi \psi}{I} \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2m \phi \psi}{I} \right]$$

ϕ et ψ sont respectivement donnes par les abaques n° B19 et n° B20

1° Calcul sous la charge rectangulaire uniformement repartie:

Les calculs sont resumes dans les tableaux qui suivent:

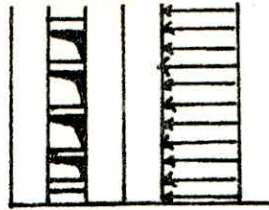
Tableaux: T_1, T_2, T_3

2° Calcul sous la charge triangulaire uniformement repartie:

Les calculs sont resumes dans les tableaux suivants:

Tableaux: T'_1, T'_2, T'_3 .

Tableau T₂



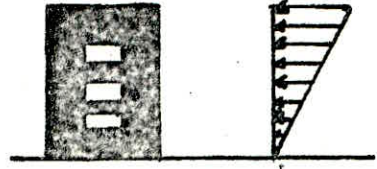
Voile V₂₄

$H_0 = 1,420t$

205

NIVEAU	ξ	ϕ	π_{\square}	(1) = $\frac{(1-\xi)^2}{2}$	ψ	(2) = $\frac{2mc \cdot \xi}{I}$	(1) - (2)	M ₁ [■]	M ₂ [■]	N [■]
9	1,000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
8	0,839	0,1571	0,692	0,0130	0,0132	0,0131	-0,0001	-0,002	-0,002	0,692
7	0,734	0,2750	0,816	0,0354	0,0330	0,0228	0,0026	0,051	0,051	1,508
6	0,629	0,4036	1,193	0,0688	0,0660	0,0657	0,0031	0,061	0,061	3,706
5	0,524	0,4726	1,421	0,1133	0,1122	0,1116	0,0017	0,033	0,033	4,127
4	0,419	0,5221	1,728	0,1688	0,1667	0,1658	0,0030	0,059	0,059	5,855
3	0,314	0,6857	2,036	0,2353	0,2360	0,2358	0,0005	0,010	0,010	7,891
2	0,209	0,7393	2,343	0,3121	0,3102	0,3086	0,0035	0,069	0,069	10,234
1	0,104	0,8929	2,651	0,4014	0,3993	0,3973	0,0041	0,080	0,080	12,885
0	0,000	1,0000	2,969	0,5000	0,5000	0,4974	0,0026	0,051	0,051	15,854

Tableau T_1

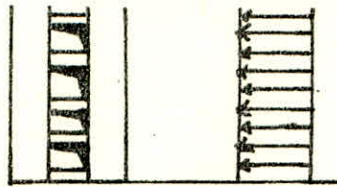


voile v_{e4} : $H_0^v = 0,539E$

206

NIVEAU	ξ	ϕ	π_v	(1) $=(1-\xi)^2$	(2) $=\frac{2+\xi}{3}$	ψ	(3) $\frac{2 \sin \psi}{\pi}$	(1) $v(2)$	(1) \times (2) - (3)	M_1^v	M_2^v	N^v
9	1,000	0,0000	0,000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
8	0,839	0,2864	0,495	0,0259	0,9463	0,0239	0,0230	0,0245	0,0045	0,044	0,044	0,495
7	0,734	0,4714	0,531	0,0708	0,9113	0,0663	0,0666	0,0645	-0,0024	-0,046	-0,046	1,027
6	0,629	0,6071	0,684	0,1376	0,8763	0,1210	0,1204	0,1206	0,0002	0,002	0,002	1,711
5	0,524	0,7214	0,813	0,2266	0,8413	0,1956	0,1946	0,1906	-0,004	-0,030	-0,030	2,524
4	0,419	0,8285	0,934	0,3376	0,8063	0,2830	0,2801	0,2722	-0,0079	-0,059	-0,059	3,457
3	0,314	0,9035	1,018	0,4706	0,7713	0,3706	0,3687	0,3630	-0,0057	-0,042	-0,042	4,475
2	0,209	0,9607	1,083	0,6241	0,7367	0,4755	0,4734	0,4598	-0,0135	-0,059	-0,059	5,558
1	0,104	0,9928	1,119	0,8022	0,7013	0,5877	0,5847	0,5630	-0,0217	-0,162	-0,162	6,677
0	0,000	1,0000	1,127	1,0000	0,6667	0,6600	0,6566	0,6667	0,0101	0,075	0,075	7,804

Tableau T₂

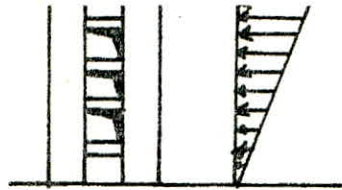


Voile V₅ H₀ = 5,307

207

NIVEAU	ξ	ϕ	π	$u_1 \frac{(1-\xi)^2}{2}$	ψ	$(2) = \frac{2mc\psi}{I}$	(1)-(2)	M ₁	M ₂	N
9	1,000	0,0000	0,000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
8	0,839	0,1571	2,494	0,0130	0,0132	0,0125	0,0005	0,037	0,037	2,494
7	0,734	0,2750	2,044	0,0354	0,0330	0,0312	0,0042	0,308	0,308	5,438
6	0,629	0,4036	4,321	0,0688	0,0660	0,0624	0,0064	0,470	0,470	9,759
5	0,524	0,4786	5,124	0,1133	0,1122	0,1062	0,0071	0,521	0,521	14,883
4	0,419	0,5821	6,232	0,1688	0,1667	0,1577	0,0111	0,814	0,814	21,116
3	0,314	0,6857	7,341	0,2353	0,2360	0,2233	0,0120	0,880	0,880	28,457
2	0,209	0,7893	8,451	0,3121	0,3102	0,2935	0,0186	1,365	1,365	36,908
1	0,104	0,8929	9,560	0,4014	0,3993	0,3778	0,0236	1,732	1,732	46,468
0	0,000	1,0000	10,706	0,5000	0,5000	0,4731	0,0269	1,974	1,974	57,174

Tableau T₂



Voile V₅:

$H_0 \nabla = 2,015t$

NIVEAU	ξ	ϕ	$\pi \nabla$	(1) = $(1-\xi)^2$	(2) = $\frac{2+\xi}{3}$	Ψ	(3) = $\frac{2m_c \Psi}{I}$	(1) · (2)	(1) · (2) - (3)	M ₁ ∇	M ₂ ∇	N ∇
9	1,000	0,0000	0,000	0,0000	1,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,000	0,000	0,000
8	0,839	0,2964	1,787	0,0259	0,9463	0,0231	0,0219	0,0245	0,0026	0,072	0,072	1,787
7	0,734	0,4714	1,916	0,0708	0,9113	0,0663	0,0663	0,0645	0,0012	0,033	0,033	3,703
6	0,629	0,6071	2,468	0,1376	0,8763	0,1210	0,1145	0,1206	0,0061	0,170	0,170	6,171
5	0,524	0,7214	2,933	0,2266	0,8413	0,1956	0,1851	0,1906	0,0055	0,153	0,153	9,103
4	0,419	0,8285	3,368	0,3376	0,8063	0,2830	0,2677	0,2722	0,0045	0,125	0,125	12,471
3	0,314	0,9035	3,673	0,4706	0,7713	0,3706	0,3506	0,3630	0,0124	0,345	0,345	16,144
2	0,209	0,9607	3,905	0,6241	0,7367	0,4755	0,4499	0,4598	0,0099	0,276	0,276	20,049
1	0,104	0,9928	4,036	0,8028	0,7013	0,5877	0,5560	0,5630	0,0070	0,195	0,195	24,085
0	0,000	1,0000	4,065	1,0000	0,6667	0,6600	0,6244	0,6667	0,0423	1,178	1,178	28,150

208

Superposition des efforts (efforts resultants)

$$\begin{aligned}\pi &= \pi_B + \pi_F \\ M_1 &= M_1^B + M_1^F \\ M_2 &= M_2^B + M_2^F \\ N &= N_B + N_F\end{aligned}$$

NIVEAUX VOILES		9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V _{e4}	π	0,000	1,187	1,347	1,882	2,234	2,662	3,054	3,426	3,770	4,096
	N	0,000	1,187	2,534	4,416	6,650	9,312	12,366	15,792	19,562	23,658
	M ₁	0,000	0,009	0,035	0,063	0,003	0,000	-0,032	-0,030	-0,082	0,126
	M ₂	0,000	0,009	0,035	0,063	0,003	0,000	-0,032	-0,030	-0,082	0,126
V _{e5}	π	0,000	4,281	4,860	6,789	8,057	9,600	11,014	12,356	13,596	14,771
	N	0,000	4,281	9,141	15,930	23,987	33,587	44,601	56,957	70,553	85,324
	M ₁	0,000	0,109	0,341	0,640	0,674	0,939	1,225	1,641	1,927	3,152
	M ₂	0,000	0,109	0,341	0,640	0,674	0,939	1,225	1,641	1,927	3,152
V _{e6}	π	0,000	4,162	4,726	6,602	7,835	9,335	10,711	12,016	13,221	14,364
	N	0,000	4,162	8,888	15,490	23,325	32,660	43,371	55,387	68,608	82,972
	M ₁	0,000	0,002	0,006	0,011	0,016	0,024	0,033	0,043	0,054	0,067
	M ₂	0,000	4,221	11,453	21,891	34,326	50,131	68,505	89,494	112,638	140,491

Verification de l'équilibre à la base des refends:

Voile V_{e4}:

$$M_0^{ex} = 31,4376 \text{ m} \quad \alpha \gg 10 \rightarrow M_1^0 = M_2^0 = 0$$

$$N_0 = 23,6586 \quad 2c = 1,38 \text{ m}$$

$$(2c)N_0 + M_1 + M_2 = 1,38 \times 23,658 = 32,6486 \text{ m}$$

$$E = \frac{\Delta M}{M} = \frac{32,648 - 31,4376}{32,648} = 3,7\%$$

Voile V_{e5}:

$$M_0^{ex} = 117,516 \text{ t.m} \quad M_1^0 = M_2^0 = 3,152 \text{ t.m}$$

$$N_0 = 85,3246 \quad 2c = 1,36$$

$$(2c)N_0 + M_1 + M_2 = 2 \times 3,152 + 1,36 \times 85,324 = 122,345 \text{ t.m}$$

$$E = \frac{\Delta M}{M} = \frac{122,345 - 117,516}{122,345} = 3,9\%$$

Voile V_{e6}:

$$M_0^{ex} = 328,9806 \text{ m} \quad M_1^0 = 0; M_2^0 = 140,491 \text{ t.m}$$

$$N_0 = 82,9726 \quad 2c = 2,265 \text{ m}$$

$$N_0 \times (2c) + M_1^0 + M_2^0 = 2,265 \times 82,9726 + 140,491 = 328,4236 \text{ m}$$

$$E = \frac{\Delta M}{M} = \frac{328,980 - 328,423}{328,980} = 0,17\%$$

B. Seisme vertical.

$$S_v = \pm \sigma_v \cdot W$$

1. Coefficiente sismique vertical.

l'article 3.114.112 des règlements PS69 donne: $\sigma_v = \frac{1}{\sqrt{\alpha}} (\sigma_H)_1$
 $(\sigma_H)_1$ désigne le plus grand des coefficients sismiques trouvés dans les diverses directions horizontales, pour le mode fondamental d'oscillation. Pour les valeurs de α inférieures à 1, σ_v peut être pris égal à $(\sigma_H)_1$.

$$\text{Ceci revient à écrire: } \sigma_v = \max \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \{ (\sigma_{H\ell})_1 ; (\sigma_{Ht})_1 \}$$

$$\text{Nous avons: } (\sigma_{Ht})_1 = 0,101 \delta_r = \bar{\sigma}_{Ht}$$

$$(\sigma_{H\ell})_1 = 0,0714 \delta_i^I$$

$$\alpha = 1$$

$$\text{Donc: } \sigma_v = \bar{\sigma}_{Ht} = 0,101 \delta_r$$

2. Distribution des forces sismiques verticales.

La force sismique verticale agissant sur un élément de la construction est supposée appliquée au centre de gravité de cet élément.

$F_r = \pm \sigma_{v(r)} \cdot W$ est la force revenant à tous les voiles, au niveau r .
 Pour trouver la force, au niveau r , revenant à chaque voile V_i on utilise la formule:

$$F_i^r = \frac{F_r}{S_T} S_i = \pm \sigma_{v(r)} \cdot W \cdot \frac{S_i}{S}$$

où:

S_i : surface revenant au voile V_i

S_T : surface totale (revenant à tous les voiles)

W : charge soumise à l'action sismique au niveau considéré.

$\sigma_{v(r)}$: coefficient sismique vertical au niveau considéré.

les surfaces revenant à chaque voile V_i ont été calculées précédemment par la méthode des lignes de rupture et sont résumées dans le tableau suivant:

Voiles (V_i)	V_{t6}	V_{t7}	V_{t8}	$V_{\ell 3}$	$V_{\ell 4}$	$V_{\ell 5}$	$V_{\ell 6}$
Surface revenant à chaque voile S_i (m^2)	8,300	1,771	8,335	0,656	0,378	1,640	2,250

$$\text{surface totale: } S_T = 23,328 m^2.$$

Efforts sismiques verticaux à chaque niveau.

NIVEAU	9	8	7	6	5	4	3	2	1
W_r (t)	39,83	53,22	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	38,10	33,94
$\sigma_{v(r)}$	0,144	0,128	0,106	0,096	0,080	0,064	0,048	0,032	0,016
F_r (t)	5,736	6,812	4,039	3,658	3,048	2,438	1,829	1,219	0,639
$S_v = F_{cumulée}$	5,736	12,548	16,586	20,244	23,292	25,730	27,559	28,778	29,417

Distribution des efforts sismiques verticaux dans les refends.

NIVEAU		9	8	7	6	5	4	3	2	1
voiles		Voiles longitudinaux								
V_{l3}	F_r (t)	0,161	0,192	0,114	0,103	0,086	0,069	0,051	0,034	0,018
	S_v (t)	0,161	0,353	0,466	0,569	0,656	0,725	0,776	0,811	0,829
V_{l4}	F_r (t)	0,093	0,110	0,065	0,059	0,049	0,040	0,030	0,020	0,010
	S_v (t)	0,093	0,203	0,269	0,328	0,377	0,417	0,447	0,466	0,477
V_{l5}	F_r (t)	0,403	0,479	0,284	0,257	0,214	0,171	0,129	0,086	0,045
	S_v (t)	0,403	0,882	1,166	1,423	1,638	1,809	1,938	2,023	2,068
V_{l6}	F_r (t)	0,553	0,657	0,390	0,353	0,294	0,235	0,176	0,118	0,062
	S_v (t)	0,553	1,210	1,600	1,953	2,247	2,482	2,658	2,776	2,837
NIVEAU		Voiles transversaux								
voiles										
V_{t6}	F_r (t)	2,041	2,424	1,437	1,302	1,084	0,867	0,651	0,434	0,227
	S_v (t)	2,041	4,465	5,902	7,203	8,288	9,155	9,806	10,229	10,457
V_{t7}	F_r (t)	0,435	0,517	0,307	0,278	0,231	0,185	0,139	0,093	0,049
	S_v (t)	0,435	0,953	1,259	1,537	1,768	1,953	2,092	2,185	2,234
V_{t8}	F_r (t)	2,049	2,433	1,443	1,307	1,089	0,871	0,653	0,435	0,228
	S_v (t)	2,049	4,482	5,925	7,232	8,320	9,191	9,845	10,270	10,498

CHARGES

VERTICALES

Charges verticales
Voile avec une file d'ouvertures: V_{16}
 $l = 7,35 \text{ m.}$

Charge	Niveau effort	terrace	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
		Trumeau II $l_2 = 6,35 \text{ m}$									
S _v	F _i	1,736	2,061	1,222	1,107	0,922	0,737	0,554	0,369	0,193	0,000
	N _i	1,736	3,797	5,019	6,126	7,048	7,785	8,339	8,708	8,901	8,901
G	F _i	9,475	14,842	12,189	12,189	12,189	12,189	12,189	12,189	12,189	8,723
	N _i	9,475	24,317	36,506	48,695	60,884	73,073	85,262	97,451	109,189	118,365
P	F _i	0,706	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764	1,764
	N _i	0,706	2,470	4,234	5,998	7,762	9,526	11,290	13,054	14,818	16,582
Trumeau I $l_1 = 1,1 \text{ m}$											
S _v	F _i	0,305	0,362	0,215	0,195	0,162	0,130	0,097	0,065	0,034	0,000
	N _i	0,305	0,667	0,882	1,077	1,239	1,369	1,466	1,531	1,565	1,565
G	F _i	1,668	2,612	2,145	2,145	2,145	2,145	2,145	2,145	2,145	1,535
	N _i	1,668	4,280	6,425	8,570	10,715	12,860	15,005	17,150	19,295	20,830
P	F _i	0,124	0,311	0,311	0,311	0,311	0,311	0,311	0,311	0,311	0,311
	N _i	0,124	0,435	0,746	1,057	1,368	1,679	1,990	2,301	2,612	2,923

Charges verticales

Voile avec une file d'ouvertures: V_8 $l = 8,97m$

Charge	Niveau effort	Trameau II $l_2 = 5,10m$									
		terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
S _v	F _i	1,165	1,383	0,820	0,743	0,619	0,495	0,371	0,247	0,130	0,000
	N _i	1,165	2,548	3,368	4,111	4,730	5,225	5,596	5,843	5,973	5,973
G	F _i	7,180	12,496	9,515	9,515	9,515	9,515	9,515	9,515	9,515	7,201
	N _i	7,180	19,676	29,191	38,706	48,221	57,736	67,251	76,766	86,281	93,482
P	F _i	0,474	1,529	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	0,993	1,529
	N _i	0,474	2,003	3,996	3,989	4,982	5,975	6,968	7,961	8,954	10,483
Trameau I $l_1 = 3,87m$											
S _v	F _i	0,884	1,050	0,623	0,564	0,470	0,376	0,282	0,188	0,098	0,000
	N _i	0,884	1,934	2,557	3,121	3,591	3,967	4,249	4,437	4,535	4,535
G	F _i	5,449	9,482	7,220	7,220	7,220	7,220	7,220	7,220	7,220	5,464
	N _i	5,449	14,931	22,151	29,371	36,591	43,811	51,031	58,251	65,471	70,935
P	F _i	0,360	1,160	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	0,754	1,160
	N _i	0,360	1,520	2,274	3,028	3,782	4,536	5,290	6,044	6,798	7,958

Charges verticales

Voiles avec une file d'ouvertures : V_{5} et V_{6} .

Voile V_5 . $l = 1,92m$		le trumeau I ne répond pas aux conditions du CTC (51) Tous les efforts sont repris par : le : trumeau II											
Trumeau I et Trumeau II sont identiques. $l_1 = l_2 = 0,96m$		charge	Niveau effort	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
S _v	F _i	0,202	0,240	0,142	0,129	0,107	0,086	0,065	0,043	0,023	0,000		
	N _i	0,202	0,442	0,584	0,713	0,820	0,906	0,971	1,014	1,037	1,037		
G	F _i	1,177	1,795	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	1,037	
	N _i	1,177	2,972	3,799	4,626	5,453	6,280	7,107	7,934	8,761	9,588		
P	F _i	0,082	0,353	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,123	0,353	
	N _i	0,082	0,435	0,558	0,681	0,804	0,927	1,050	1,173	1,296	1,649		

Voile V_6 . $l = 3,30m$.		le trumeau I ne répond pas aux conditions du CTC (51) Tous les efforts sont repris par : le : trumeau II											
charge	Niveau effort	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC		
S _v	F _i	0,553	0,657	0,390	0,353	0,294	0,235	0,176	0,118	0,062	0,000		
	N _i	0,553	1,210	1,600	1,953	2,247	2,482	2,658	2,776	2,837	2,837		
G	F _i	4,740	6,268	4,737	4,737	4,737	4,737	4,737	4,737	4,737	6,653	3,698	
	N _i	4,740	10,988	15,725	20,462	25,199	29,936	34,673	39,410	46,063	49,761		
P	F _i	0,225	0,563	0,563	0,563	0,563	0,563	0,563	0,563	0,563	1,058	0,563	
	N _i	0,225	0,788	1,351	1,914	2,477	3,040	3,603	4,166	5,224	5,787		

COMBINAISON
DES
SOLLICITATIONS
&
FERRAILLAGE
DES VOILES
& DES LINTEAUX

*Pour les détails : (Voir étude des blocs de
logements)*

NIVEAUX Efforts		Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
		Efforts N (t)									
G		1,822	5,179	6,941	8,703	10,465	12,227	13,989	15,751	17,513	19,355
P		0,066	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,525	0,984
S_v		0,161	0,353	0,466	0,569	0,656	0,725	0,776	0,811	0,829	0,829
G+P		1,888	5,704	7,466	9,228	10,990	12,752	14,514	16,276	18,038	20,339
G+1,2P		1,901	5,809	7,571	9,333	11,095	12,857	14,619	16,381	18,143	20,530
G+0,5P		1,931	5,967	7,789	9,491	11,253	13,015	14,777	16,539	18,301	20,792
$G + \frac{P}{5} + S_v$		1,574	4,931	6,580	8,239	9,914	11,607	13,318	15,045	16,789	18,783
G+P+S _v		2,049	6,057	7,932	9,757	11,646	13,477	15,290	17,087	18,867	21,168
Moment: S_H t.m		0,000	5,521	13,169	22,939	34,698	48,902	66,004	86,048	108,532	132,466

NIVEAUX EFFORTS		Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Efforts normaux N (t)	G	3,330	9,595	13,855	16,115	19,375	22,635	25,895	29,155	32,415	35,982
	P	0,177	1,225	1,331	2,437	1,543	1,649	1,755	1,861	1,967	3,015
	S_v	0,435	0,953	1,259	1,537	1,768	1,953	2,092	2,185	2,233	2,233
	G+P	3,507	10,820	14,186	17,552	20,918	24,284	27,650	31,016	34,382	38,997
	G+1,2P	3,542	11,065	14,452	17,839	21,227	24,614	28,001	31,388	34,775	39,600
	G+1,5P	3,595	11,433	14,852	18,271	21,689	25,109	28,528	31,947	35,366	40,505
	G+P+S _v ↓	3,942	11,773	15,445	19,089	22,686	26,287	29,742	33,201	36,625	41,230
	G+ $\frac{P}{5}$ +S _v ↑	2,930	8,827	11,862	14,865	17,916	21,012	24,154	27,342	30,575	34,352
	Effort: S _H (t.m)	0,000	0,329	1,048	1,997	3,155	4,489	5,960	7,536	9,183	10,866

Trumeau II	Niveaux efforts										
		Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Efforts normaux (t)	G	9,475	24,317	36,506	48,695	60,884	73,073	85,262	97,451	109,640	118,363
	P	0,706	2,470	4,234	5,998	7,762	9,526	11,290	13,054	14,818	16,582
	Sv	1,736	3,797	5,019	6,126	7,068	7,785	8,339	8,708	8,901	8,901
	G+1,8P	10,322	27,281	41,587	55,893	70,193	84,504	98,810	113,116	127,422	132,261
	G+P+S _H [→] +S _v [↓]	11,947	31,104	46,836	62,614	78,343	94,012	109,588	125,046	140,366	152,036
	G+P+S _H [←] +S _v [↓]	11,947	30,064	44,682	59,024	73,045	86,756	100,194	113,380	126,352	135,656
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H [→] +S _v [↓]	7,880	21,534	33,411	45,564	58,037	70,821	83,878	97,177	110,710	120,968
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H [←] +S _v [↓]	7,880	20,494	31,257	41,974	52,739	63,565	74,484	85,521	96,696	104,588
Moment S _H (tm)	0,000	2,179	5,449	10,400	16,225	22,992	30,983	38,948	47,437	57,904	

Trumeau I	Niveaux efforts										
		Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Efforts normaux (t)	G	1,668	4,280	6,425	8,570	10,715	12,860	15,005	17,150	19,295	20,830
	P	0,124	0,435	0,746	1,057	1,368	1,679	1,990	2,301	2,612	2,923
	Sv	0,305	0,667	0,882	1,077	1,239	1,369	1,466	1,531	1,565	1,565
	G+1,8P	1,817	4,802	7,320	9,838	12,357	14,875	17,393	19,911	22,429	24,338
	G+P+S _H [→] +S _v [↓]	2,097	5,902	9,130	12,499	15,971	19,536	23,158	26,815	30,479	33,508
	G+P+S _H [←] +S _v [↓]	2,097	4,862	6,976	8,909	10,673	12,280	13,764	15,149	16,465	17,128
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H [→] +S _v [↓]	1,322	4,22	6,769	9,499	12,399	15,455	18,634	21,912	25,255	28,045
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H [←] +S _v [↓]	1,322	3,180	4,615	5,909	7,101	8,199	9,240	10,246	11,215	11,610
Moment S _H (t.m)	0,000	0,002	0,004	0,007	0,011	0,016	0,021	0,027	0,033	0,040	

		Niveaux Efforts	Ferrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Trameau II	Efforts normaux (t)	G	7,180	19,676	29,191	38,706	48,221	57,736	67,251	76,766	86,281	93,482
		P	0,474	2,003	2,996	3,989	4,982	5,975	6,968	7,961	8,954	10,483
		Sv	1,165	2,548	3,368	4,111	4,730	5,225	5,596	5,843	5,973	5,973
		G+1,2P	7,749	22,080	32,786	43,493	54,199	64,906	75,613	86,319	97,026	106,062
		G+P+S _H +S _V	8,819	28,534	45,809	63,895	83,143	103,473	124,523	146,093	167,908	185,895
		G+P+S _H +S _V	8,819	19,980	25,301	29,717	32,723	34,399	35,107	35,047	34,508	32,981
		G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _V	6,110	21,836	36,676	52,482	69,697	88,243	107,757	128,038	148,759	167,563
		G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _V	6,110	13,222	16,162	18,304	19,277	19,169	18,341	16,982	15,349	11,649
Moments S _H (t.m)		0,000	2,636	4,506	10,066	14,188	18,838	27,801	32,824	38,059	52,246	

Trameau I	Efforts normaux (t)	G	5,449	14,931	22,151	29,371	36,591	43,811	51,031	58,251	65,471	70,935
		P	0,136	1,520	2,274	3,028	3,782	4,536	5,290	6,044	6,798	7,958
		Sv	0,884	1,934	2,557	3,121	3,591	3,967	4,249	4,437	4,535	4,535
		G+1,2P	5,881	16,755	24,880	33,005	41,129	49,254	57,379	65,504	73,629	80,485
		G+P+S _H +S _V	6,693	22,692	37,236	52,609	69,174	86,851	105,272	124,255	143,504	161,385
		G+P+S _H +S _V	6,693	14,078	16,728	18,431	18,754	17,777	15,862	13,209	10,104	5,471
		G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _V	4,637	17,608	30,303	43,945	58,966	75,288	92,548	110,546	128,996	145,949
		G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _V	4,637	8,994	9,795	9,767	8,546	6,214	3,132	-0,500	-4,404	-9,965
Moment S _H (t.m)		0,000	1,011	1,729	3,862	5,444	7,228	10,667	12,598	14,602	22,731	

Combinaison des sollicitations : Voile à une file d'ouvertures: V16

Trumeau II

Niveaux efforts		Terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Efforts normaux (t)	G	9,475	24,317	36,506	48,695	60,884	73,073	85,262	97,451	109,640	118,363
	P	0,706	2,470	4,234	5,998	7,762	9,526	11,290	13,054	14,818	16,582
	Sv	1,736	3,797	5,019	6,126	7,048	7,785	8,339	8,708	8,901	8,901
	G+1,2P	10,322	27,221	41,587	55,893	70,198	84,504	98,810	113,116	127,422	138,261
	G+P+S _H +S _v	11,917	31,104	46,836	62,614	78,343	94,012	109,588	125,046	140,366	152,036
	G+P+S _H +S _v	11,917	30,064	44,682	59,024	73,045	86,756	100,194	113,380	126,352	135,656
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _v	7,880	21,534	33,411	45,564	58,037	70,821	83,278	97,197	110,710	120,968
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _v	7,880	20,494	31,257	41,974	52,739	63,565	74,484	85,521	96,696	104,528
Moment S _H (t.m)	0,000	2,179	5,449	10,400	16,225	22,992	30,583	38,948	47,437	57,904	

Trumeau I

Efforts normaux (t)	G	1,668	4,280	6,425	8,570	10,715	12,860	15,005	17,150	19,295	20,830
	P	0,124	0,435	0,746	1,057	1,368	1,679	1,990	2,301	2,612	2,923
	Sv	0,305	0,667	0,882	1,077	1,239	1,369	1,466	1,531	1,565	1,565
	G+1,2P	1,817	4,808	7,320	9,832	12,357	14,875	17,393	19,911	22,429	24,338
	G+P+S _H +S _v	2,097	5,902	9,130	12,499	15,971	19,536	23,158	26,815	30,479	33,502
	G+P+S _H +S _v	2,097	4,862	6,976	8,909	10,673	12,280	13,764	15,149	16,465	17,128
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _v	1,388	4,22	6,769	9,499	12,399	15,455	18,634	21,912	25,259	28,040
	G+ $\frac{P}{2}$ +S _H +S _v	1,388	3,180	4,615	5,909	7,101	8,199	9,240	10,246	11,245	11,660
Moment S _H (t.m)	0,000	0,002	0,004	0,007	0,011	0,016	0,021	0,027	0,033	0,040	

Combinaison des sollicitations: Voile à 1 file d'ouvertures

Voile V₅

Trumeau I = Trumeau II

Efforts normaux (t)	Niveaux											
	efforts	terrasse	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C	
G	0,177	2,972	3,799	4,626	5,453	6,280	7,107	7,934	8,761	9,588		
P	0,082	0,435	0,558	0,681	0,804	0,927	1,050	1,173	1,296	1,419		
Sv	0,202	0,442	0,584	0,713	0,820	0,906	0,971	1,014	1,037	1,037		
G+1/2P	1,225	3,494	4,469	5,443	6,418	7,392	8,367	9,342	10,316	11,291		
G+P+S _M +S _V	0,461	8,130	14,082	21,950	31,064	41,400	53,729	67,078	81,647	97,808		
G+P+S _M +S _V	0,461	-0,432	-4,200	-9,910	-16,910	-25,474	-35,473	-46,836	-59,459	-72,840		
G+P+S _M +S _V	-0,009	6,898	12,468	19,979	28,781	39,146	50,947	64,412	78,535	94,415		
G+P+S _M +S _V	-0,009	-1,664	-5,814	-11,881	-19,193	-28,027	-38,255	-49,802	-62,569	-76,233		
G+P+S _M +S _V	0,000	0,109	0,341	0,640	0,674	0,939	1,225	1,641	1,927	3,452		

alloment: S_M
(t/m)

Combinaison des sollicitations : voile à une file d'ouvertures

Trumeau II		Voile V ₆									
Moments S _H (t.m)	Efforts Normaux (t)				Niveaux Efforts						
	G+P+ $\frac{S}{2}$ + $\frac{S_w}{2}$ +S _V	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$ + $\frac{S_w}{2}$ +S _V	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$ +S _V	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$	G	P	S _V	G+ $\frac{P}{2}$	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$ + $\frac{S_w}{2}$	G+ $\frac{P}{2}$ + $\frac{S}{2}$ +S _V
0,000	4,232	4,232	5,518	5,518	4,740	0,825	0,553	5,010	5,518	5,518	5,518
4,221	5,774	14,098	8,224	17,198	10,988	0,788	1,210	11,934	17,198	17,198	17,198
11,453	5,507	23,283	9,788	27,564	15,725	1,351	1,600	17,346	27,564	27,564	27,564
21,891	3,402	34,382	8,835	39,815	20,462	1,914	1,953	22,755	39,815	39,815	39,815
34,326	0,122	46,772	6,592	53,242	25,199	2,477	2,247	28,171	53,242	53,242	53,242
50,131	-4,598	60,722	2,738	62,412	29,936	3,040	2,482	33,584	62,412	62,412	62,412
68,505	-10,635	76,107	-2,437	84,305	34,673	3,603	2,658	38,997	84,305	84,305	84,305
89,494	-17,920	92,854	-9,035	104,739	39,410	4,166	2,776	44,409	104,739	104,739	104,739
112,638	-24,337	112,879	-14,484	124,752	46,063	5,224	2,837	52,332	124,752	124,752	124,752
140,494	-34,891	131,053	-24,587	144,957	49,761	5,787	2,837	56,705	144,957	144,957	144,957

Voile V₆

le trumeau II reprend tous les efforts, car le trumeau I ne répond pas au conditions du C.T.C. (l₁ = 0,15m).

Ferrailage des voiles

Voile plein: V_{L5} ; $l=1,92m$			
	Niveau I	Niveau II	Niveau III
M (t.m)	132,466	66,004	22,939
N_{max} (t)	21,168	15,290	9,797
e_{max} (cm)	625,780	431,680	234,140
e_1 (cm)	32,000	32,000	32,000
nature de la section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	171,870	171,870	171,870
σ'_{b1} (kg/cm ²)	151,080	76,930	28,290
σ'_{b2} (kg/cm ²)	-136,320	-66,310	-21,490
N_{min} (t)	18,723	13,318	8,239
e_{min} (cm)	707,500	495,600	278,420
nature de la section	partiellement comprimée	partiellement comprimée	partiellement comprimée
$A_{calculée}$ (cm ²)	16,71	8,31	2,05
$A'_{calculée}$ (cm ²)	6,197	0	0
τ_b kg/cm ²	4,298	3,600	2,112
longueur de la partie tendue (cm)	90,95	88,77	82,91
longueur de la partie comprimée (cm)	101,05	103,23	109,09
A_{min} (cm ²) m ²	6,82	6,66	6,22
A'_{min} (cm ²) m ²	2,374	2,323	2,455
n et ϕ du potelet	10 HA 16	6 HA 14	4 HA 12
n et ϕ de la partie courante	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²
Dimensions du potelet (cm x cm)	15 x 40	15 x 30	15 x 24
Acier horizontal	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²

Voile plein: V_{L7} ; $l=2,77m$		
Niveau I	Niveau II	Niveau III
10,866	5,960	1,997
41,230	29,742	19,089
26,350	20,040	10,460
46,170	46,170	46,170
Entièrement comprimée	entièrement comprimée	entièrement comprimée
102,286	98,371	92,427
15,590	10,270	5,640
4,258	4,050	3,550
34,352	24,154	14,865
31,630	24,680	13,430
Entièrement comprimée	Entièrement comprimée	Entièrement comprimée
0	0	0
0	0	0
0,200	0,190	0,140
0	0	0
277	277	277
0	0	0
2,25	2,25	2,25
4 HA 12	4 HA 12	4 HA 12
12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²
15 x 24	15 x 24	15 x 24
12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²	12 HA 8/m ²

Ferrailage des voiles

Voile à une file d'ouvertures: Vt6

Trumeau I $l_1 = 1,1m.$			
	Niveau I	Niveau II	Niveau III
M (tm)	0,04	0,021	0,007
Nmax (t)	33,508	23,158	18,499
E _{omax} (cm)	0,120	0,090	0,060
e ₁ (cm)	18,340	18,340	18,340
nature de la section	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	86,120	86,080	86,030
σ'_{b1} (kg/cm ²)	20,440	14,105	7,598
σ'_{b2} (kg/cm ²)	20,180	13,970	7,552
Nmin (t)	11,660	9,240	5,909
E _{omin} (cm)	0,340	0,230	0,120
nature de la section	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée
A calculée (cm ²)	0	0	0
A' calculée (cm ²)	0	0	0
τ_b (kg/cm ²)	0,660	0,620	0,460
longueur de la partie tendue (cm)	0	0	0
longueur de la partie comprimée (cm)	110	110	110
A _{min} (cm ² /ml)	0	0	0
A' _{min} (cm ² /ml)	2,25	2,25	2,25
n et ϕ du potelet.	4 HA 12	4 HA 12	4 HA 12
n et ϕ de la partie courante	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml
Dimensions du potelet (cm x cm)	15 x 24	15 x 24	15 x 24
Aciers horizontaux	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml

Trumeau II $l_2 = 6,25m$		
Niveau I	Niveau II	Niveau III
57,904	30,983	10,400
152,036	109,588	62,614
38,080	28,270	16,610
104,170	104,170	104,170
Entièrement Comprimée	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée
96,410	93,710	90,510
22,150	14,860	7,740
10,290	8,520	5,610
104,588	74,484	41,974
55,360	41,600	24,780
Entière et Comprimée	Entière et Comprimée	Entière et Comprimée
0	0	0
0	0	0
0,660	0,620	0,460
0	0	0
625	625	625
0	0	0
2,25	2,25	2,25
4 HA 12	4 HA 12	4 HA 12
12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml
15 x 24	15 x 24	15 x 24
12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml

Ferrailage des voiles

Voiles à une file d'ouvertures : V_{25} et V_{26}

V_{25} : Trumeau I = Trumeau II $l_1 = l_2 = 0,56m$			
	Niveau I	Niveau II	Niveau III
M (t.m)	3,152	1,225	0,640
N_{max} (t)	97,808	53,729	31,95
$e_{o max}$ (cm)	3,23	2,28	2,32
e_1 (cm)	9,34	9,34	9,34
nature de la section	entière et comprimée	entière et comprimée	entière et comprimée
$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm ²)	96,00	98,93	94,89
σ_{b_1}' (kg/cm ²)	114,26	79,59	34,29
σ_2' (kg/cm ²)	33,85	48,34	17,97
N_{min} (t)	-76,223	-38,255	-11,881
$e_{o min}$ (cm)	4,13	3,20	5,38
nature de la section	Entière et tendue	Entière et tendue	Entière et tendue
$A_{calculée}$ (cm ²)	6,73 11,41	3,38 5,73	1,05 1,78
$A'_{calculée}$ (cm ²)	0	0	0
τ_b (kg/cm ²)	6,54	5,47	3,21
longueur de la partie tendue (cm)	56	56	56
longueur de la partie comprimée (cm)	0	0	0
A_{min} (cm ² /ml)	4,2	4,2	4,2
A'_{min} (cm ² /ml)	0	0	0
n et ϕ du potelet	6 HA 16	4 HA 14	4 HA 12
n et ϕ de la partie courante	—	—	—
Dimensions du potelet (cm x cm)	15 X 24	15 X 24	15 X 24
Aciers horizontaux	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml	12 HA 8 / ml

V_{26} : Trumeau II $l_2 = 4,92m$ Trumeau I négligé		
Niveau I	Niveau II	Niveau III
140,491	68,505	21,891
141,357	84,305	39,819
99,38	81,26	54,98
32	32	32
partielle et comprimée	partielle et comprimée	partielle et comprimée
174,87	158,68	135,15
151,14	77,70	28,18
-77,52	-33,79	-7,45
-34,891	-10,635	3,402
402,66	644,15	643,47
partielle et comprimée	partielle et comprimée	partielle et comprimée
26,16	11,28	2,68
0	0	0
5,12	4,29	2,52
64,85	57,73	39,62
127,15	134,27	152,38
6,48	5,77	3,96
3,81	4,03	4,57
14 HA 16	8 HA 14	4 HA 12
10 HA 8 / ml	10 HA 8 / ml	10 HA 8 / ml
20 X 60	20 X 30	20 X 30
10 HA 8 / ml	10 HA 8 / ml	10 HA 8 / ml

Ferrailage des linteaux

	Voiles	V _{t6}	V _{t8}	V _{t4}	V _{t5}	V _{t6}
caractéristiques géométriques	l (cm)	120	120	123	80	123
	a (cm)	73	73	140	63	140
	b (cm)	15	15	15	15	20
Efforts	π (t)	1,184	11,258	4,096	14,771	14,364
	T _e (t)	2,269	17,380	6,821	22,401	22,223
	M _e (t.m)	1,164	10,231	3,911	8,895	13,389
	M _t (t.m)	0,049	0,049	0,069	0,016	0,069
Ferrailage	A _s (calculée) (cm ²)	0,40	3,77	0,68	3,84	3,20
	A _s (min) (cm ²)	1,64	1,64	3,15	1,42	4,20
	A _s (adoptée)	2 HA12	2 HA16	2 HA16	2 HA16	3 HA14
	l _d (cm)	80	100	115	100	100
	A _i (calculée) (cm ²)	0,011	0,011	0,014	0,006	0,019
	A _i (min) (cm ²)	1,64	1,64	3,15	1,42	4,20
	A _i (adoptée)	2 HA12	2 HA12	2 HA16	2 HA12	3 HA14
	A _r (min) (cm ²)	2,19	2,19	4,20	1,89	5,6
	A _r (adoptée)	4 HA10	4 HA10	6 HA10	4 HA10	6 HA12
	A _t	cadre HA8	cadre HA8	cadre HA8	cadre HA8	cadre + étrier HA8
	espacement (cm)	20	15	20	10	20
	σ_b (kg/cm ²)	2,435	18,651	3,766	27,979	9,202
	Armatures supplémentaires	—	1 HA16	—	1 HA14	—
	L (cm)	—	160	—	140	—

DÉFORMATIONS

&

LARGEUR

DES

JOINTS

Calcul des déformations

d'après la représentation graphique nous avons

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^9 S_i d_i}{EI} = \frac{105,68 R_9 + 93,4 R_8 + 81,3 R_7 + 69,1 R_6 + 56,9 R_5 + 44,7 R_4 + 32,5 R_3}{EI} + \frac{20,32 R_2 + 8,1 R_1}{EI}$$

$$f_2 = \frac{\sum_{i=1}^{17} S_i d_i}{EI} = \frac{406,5 R_9 + 357,7 R_8 + 308,9 R_7 + 260,15 R_6 + 211,4 R_5 + 162,6 R_4}{EI} + \frac{113,8 R_3 + 65,03 R_2 + 20,3 R_1}{EI}$$

$$f_3 = \frac{\sum_{i=1}^{24} S_i d_i}{EI} = \frac{878 R_9 + 768,3 R_8 + 658,5 R_7 + 548,8 R_6 + 439 R_5 + 329,3 R_4 + 219,5 R_3}{EI} + \frac{113,8 R_2 + 32,5 R_1}{EI}$$

$$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^{30} S_i d_i}{EI} = \frac{1495,9 R_9 + 1300,7 R_8 + 1105,6 R_7 + 910,5 R_6 + 715,4 R_5 + 520,3 R_4 + 329,3 R_3}{EI} + \frac{162,6 R_2 + 44,7 R_1}{EI}$$

$$f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{35} S_i d_i}{EI} = \frac{2235,6 R_9 + 1930,8 R_8 + 1625,9 R_7 + 1321,1 R_6 + 1016,2 R_5 + 715,4 R_4 + 439 R_3}{EI} + \frac{211,37 R_2 + 56,9 R_1}{EI}$$

$$f_6 = \frac{\sum_{i=1}^{39} S_i d_i}{EI} = \frac{3073 R_9 + 2634 R_8 + 2195 R_7 + 1756 R_6 + 1321,1 R_5 + 910,5 R_4 + 548,8 R_3}{EI} + \frac{260,1 R_2 + 69 R_1}{EI}$$

$$f_7 = \frac{\sum_{i=1}^{42} S_i d_i}{EI} = \frac{3983,5 R_9 + 3386 R_8 + 2788,5 R_7 + 2195 R_6 + 1625,9 R_5 + 1105,6 R_4 + 658,5 R_3}{EI} + \frac{308,9 R_2 + 81,3 R_1}{EI}$$

$$f_8 = \frac{\sum_{i=1}^{44} S_i d_i}{EI} = \frac{4942,8 R_9 + 4162,4 R_8 + 3386 R_7 + 2634 R_6 + 1930,8 R_5 + 1300,7 R_4 + 768,3 R_3}{EI} + \frac{357,7 R_2 + 93,5 R_1}{EI}$$

$$f_9 = \frac{\sum_{i=1}^{45} S_i d_i}{EI} = \frac{5926,5 R_9 + 4942,8 R_8 + 3983,5 R_7 + 3073 R_6 + 2235,6 R_5 + 1495,9 R_4 + 878 R_3}{EI} + \frac{406,5 R_2 + 105,7 R_1}{EI}$$

Déformations

Déplacements relatifs de niveaux.

$$\delta_k = \frac{f_k - f_{k-1}}{l} ; \quad k = 1, 2, \dots, 9 ; \quad l = 2,90 \text{ m (hauteur d'étage)}.$$

déplacement admissible: (complément aux règlements PS69, (CTC))

$$\bar{\delta} = \frac{1,3 \cdot l}{1000} = \frac{1,3 \times 2,90}{1000} = 37,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$E = 3,48 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Voile V_{66} : $I = 3,482 \text{ m}^4$ Voile V_{67} : $I = 0,2657 \text{ m}^4$

Niveaux	Efforts	$\sum S_i d_i$	f (m)	δ (m)	Efforts	$\sum S_i d_i$	f (m)	δ (m)
1	0,949	363,168	$0,899 \cdot 10^{-4}$	$0,103 \cdot 10^{-4}$	0,107	40,89	$0,442 \cdot 10^{-4}$	$0,15 \cdot 10^{-4}$
2	1,127	1374,505	$1,134 \cdot 10^{-4}$	$0,28 \cdot 10^{-4}$	0,127	154,760	$1,674 \cdot 10^{-4}$	$0,42 \cdot 10^{-4}$
3	0,668	2917,903	$2,408 \cdot 10^{-4}$	$0,44 \cdot 10^{-4}$	0,075	328,538	$3,553 \cdot 10^{-4}$	$0,65 \cdot 10^{-4}$
4	0,605	4888,495	$4,029 \cdot 10^{-4}$	$0,55 \cdot 10^{-4}$	0,068	549,748	$5,946 \cdot 10^{-4}$	$0,83 \cdot 10^{-4}$
5	0,504	7165,179	$5,913 \cdot 10^{-4}$	$0,65 \cdot 10^{-4}$	0,057	806,785	$8,725 \cdot 10^{-4}$	$0,96 \cdot 10^{-4}$
6	0,403	9672,307	$7,982 \cdot 10^{-4}$	$0,71 \cdot 10^{-4}$	0,045	1089,118	$11,779 \cdot 10^{-4}$	$1,05 \cdot 10^{-4}$
7	0,303	12322,608	$10,169 \cdot 10^{-4}$	$0,75 \cdot 10^{-4}$	0,034	1387,559	$15,007 \cdot 10^{-4}$	$1,11 \cdot 10^{-4}$
8	0,202	15049,427	$12,419 \cdot 10^{-4}$	$0,77 \cdot 10^{-4}$	0,023	1694,625	$18,327 \cdot 10^{-4}$	$1,14 \cdot 10^{-4}$
9	0,106	17803,828	$14,628 \cdot 10^{-4}$	$0,76 \cdot 10^{-4}$	0,012	2016,308	$21,806 \cdot 10^{-4}$	$1,20 \cdot 10^{-4}$

Les déplacements calculés ci-dessus sont admissibles.

Déformations

Déplacements relatifs de niveaux.

$$\delta_k = \frac{f_k - f_{k-1}}{l}, \quad k = 1, 2, \dots, 9; \quad l = 2,90 \text{ m (hauteur d'étage)}.$$

déplacement admissible: (complément aux règlements PS69, (CTC))

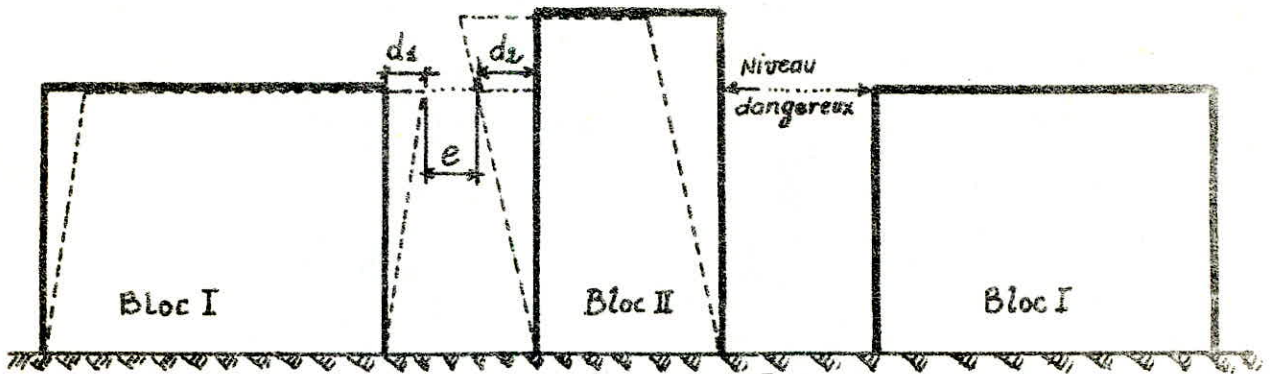
$$\bar{\delta} = \frac{1,3 \cdot l}{1000} = \frac{1,3 \times 2,90}{1000} = 37,7 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$E = 3,48 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$$

Voile V_{t6} : $I = 3,482 \text{ m}^4$					Voile V_{t7} : $I = 0,2657 \text{ m}^4$			
Niveaux	Efforts	$\Sigma S_i d_i$	f (m)	δ (m)	Efforts	$\Sigma S_i d_i$	f (m)	δ (m)
1	0,949	363,168	$0,899 \cdot 10^{-4}$	$0,103 \cdot 10^{-4}$	0,107	40,89	$0,442 \cdot 10^{-4}$	$0,15 \cdot 10^{-4}$
2	1,127	1374,505	$1,134 \cdot 10^{-4}$	$0,28 \cdot 10^{-4}$	0,127	154,760	$1,674 \cdot 10^{-4}$	$0,42 \cdot 10^{-4}$
3	0,668	2917,903	$2,408 \cdot 10^{-4}$	$0,44 \cdot 10^{-4}$	0,075	323,538	$3,553 \cdot 10^{-4}$	$0,65 \cdot 10^{-4}$
4	0,605	4882,495	$4,029 \cdot 10^{-4}$	$0,55 \cdot 10^{-4}$	0,068	549,748	$5,946 \cdot 10^{-4}$	$0,83 \cdot 10^{-4}$
5	0,504	7165,179	$5,913 \cdot 10^{-4}$	$0,65 \cdot 10^{-4}$	0,057	806,785	$8,725 \cdot 10^{-4}$	$0,96 \cdot 10^{-4}$
6	0,403	9672,301	$7,982 \cdot 10^{-4}$	$0,71 \cdot 10^{-4}$	0,045	1089,118	$11,779 \cdot 10^{-4}$	$1,05 \cdot 10^{-4}$
7	0,303	12322,608	$10,169 \cdot 10^{-4}$	$0,75 \cdot 10^{-4}$	0,034	1387,559	$15,007 \cdot 10^{-4}$	$1,11 \cdot 10^{-4}$
8	0,202	15049,427	$12,419 \cdot 10^{-4}$	$0,77 \cdot 10^{-4}$	0,023	1694,625	$18,327 \cdot 10^{-4}$	$1,14 \cdot 10^{-4}$
9	0,106	17803,828	$14,628 \cdot 10^{-4}$	$0,76 \cdot 10^{-4}$	0,012	2016,308	$21,806 \cdot 10^{-4}$	$1,20 \cdot 10^{-4}$

Les déplacements calculés ci-dessus sont admissibles.

Largeur des joints de dilatation



Blocs I : blocs des logements
 Bloc II : cage d'escalier

$$d_1 = \sum_{k=1}^8 \delta_k \quad d_2 = \sum_{k=1}^8 \delta_k$$

Compléments aux règles parasismiques - C.T.C (page 12) :

La largeur des joints doit être calculée à partir des déformations horizontales sous les forces de calcul multipliées par 1,5 pour tenir compte des déformations non linéaires. La largeur minimum admissible est 3cm
 autrement dit : $e = 1,5 \cdot (d_1 + d_2)$

d_1 et d_2 : déplacements effectifs maximaux par rapport à la fondation des éléments de chaque bloc situés au niveau dangereux.

• Dans les blocs I ce sont les voiles V_{ℓ_1} et V_{ℓ_2} qui subissent les déplacements. leurs déplacements sont égaux.

• Dans le bloc II c'est le voile V_{ℓ_6} qui subit les déplacements relatifs maximaux.

$$d_1 = \sum_{k=1}^8 \delta_k = (0,931 + 2,51 + 3,82 + 4,79 + 5,45 + 5,82 + 6,07 + 6,13) \cdot 10^{-4} = 3,55 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,355 \text{ cm}$$

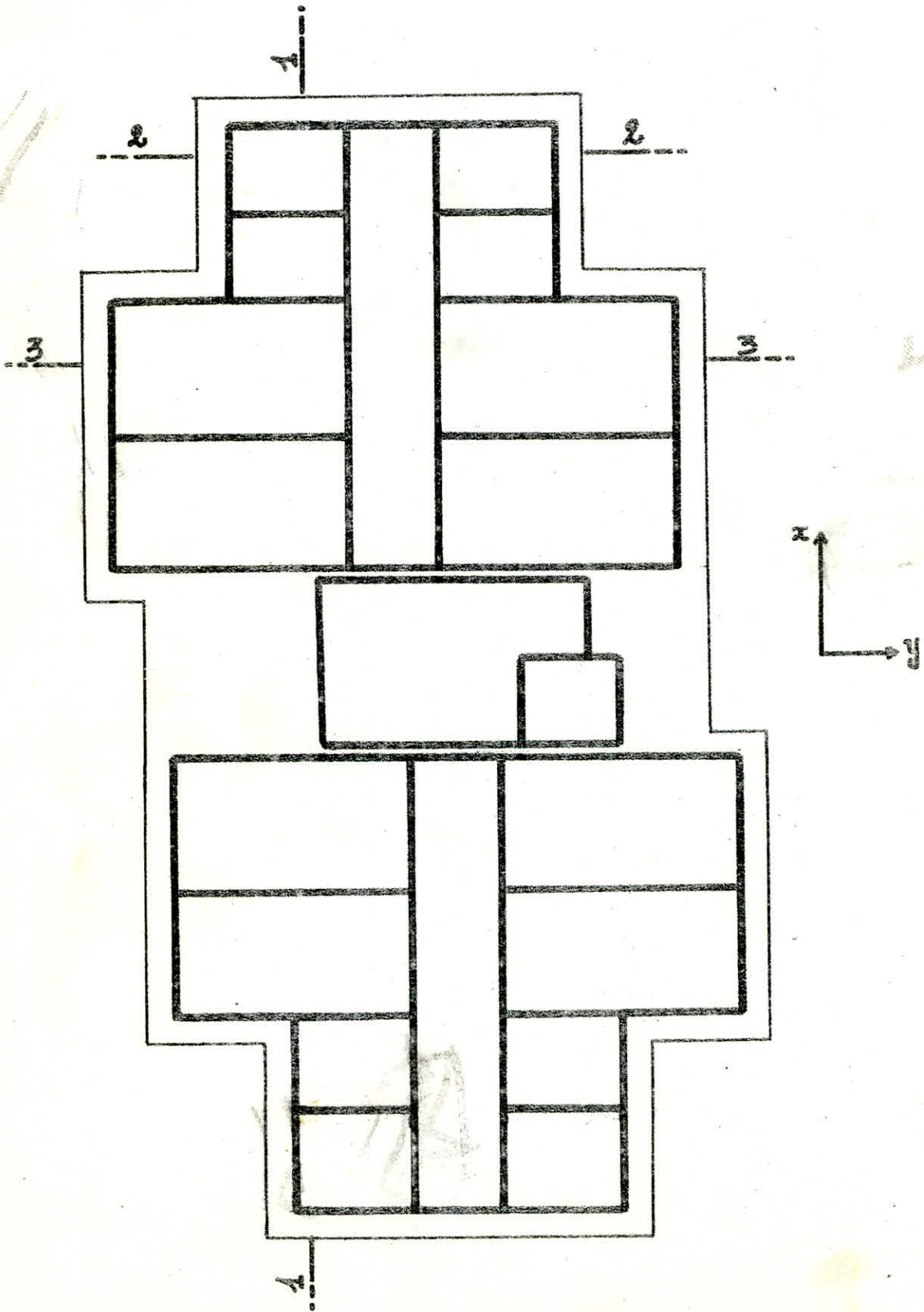
$$d_2 = \sum_{k=1}^8 \delta_k = (4,12 + 11,32 + 17,01 + 21,36 + 24,56 + 26,80 + 28,24 + 29,03) \cdot 10^{-4} = 1,624 \cdot 10^{-2} \text{ m}$$

$$d_2 = 1,624 \text{ cm.}$$

$$\text{d'où la largeur des joints : } e = 1,5 \cdot (0,355 + 1,624) = 2,969 \text{ cm.}$$

Nous prenons $e = 3 \text{ cm}$

FONDATIONS



Fondations

Charge totale transmise au sol par les différents points porteurs de la structure.

- charge permanente : $G = 4085,414 \text{ t}$.
- Surcharge d'exploitation $P = 446,495 \text{ t}$.
- Charge due au seisme vertical $S_v = 337,273 \text{ t}$.

Combinaison du 1er genre:

$$N = G + 1,2P = 4085,414 + 1,2 \times 446,495 = 4621,208 \text{ t}$$

Détermination du type de fondations (Fondations - soutènement - J. Pujailli)

Le rapport du sol conseille des semelles filantes ancrées à 1,50 m de profondeur. Le taux de travail du sol étant de 1,5 bars. le coefficient réducteur tenant compte de l'appareillage utilisé (pénétrömètre dynamique lourd) et de la nature du sol est: $\alpha = 20$. En outre ce même rapport nous avertit qu'à partir de 3 m de profondeur on constate une forte humidité du sol dont l'analyse chimique décèle une forte teneur en sulfates.

Type de fondations:

- Surface de l'emprise de la construction. - $S_0 = 432,18 \text{ m}^2$.
- Surface totale minimale d'assise des fondations: $S = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{4621,208 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 10^4} = 308,1 \text{ m}^2$

$S_0 > S$: La solution par semelles filantes est possible et nous fera gagner quelque $(80 \div 100) \times h \text{ t}$ [m³] de béton armé, mais nous fera perdre en coffrage et en délai. Nous choisissons donc la solution du radier général débordant le voile périphérique de 20 cm.

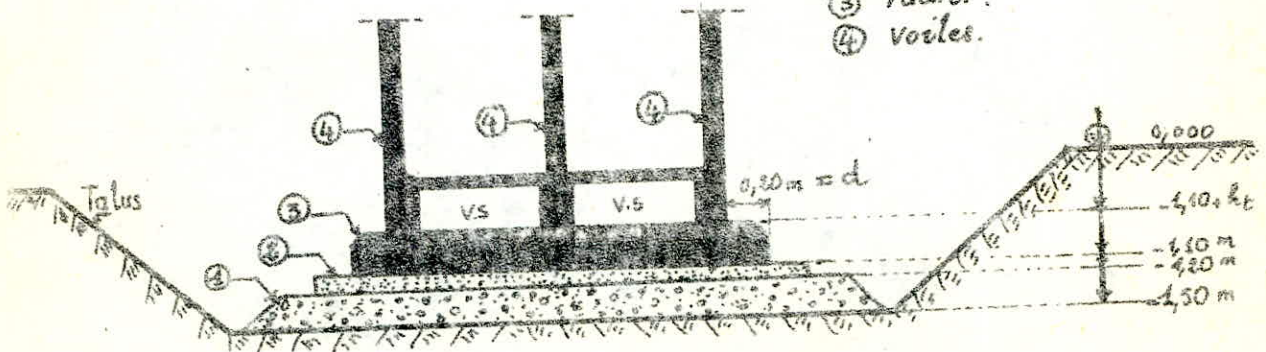
Dispositions à prendre.

1° Il faut que les travaux soient effectués rapidement, afin d'éviter au sol de se décompresser par suite de son déchargement (Terrassement...) et afin d'éviter la saison des intempéries qui sont susceptibles de modifier les caractéristiques du sol.

2° Nous effectuons une fouille de 1,50 m de profondeur, nous y étalons une couche de gravier de 30 cm d'épaisseur afin d'empêcher l'humidité d'atteindre, par capillarité, le béton de la fondation.

3° Le radier sera coulé sur une couche de béton de propreté de 10 cm d'épaisseur. Le béton de propreté et le béton du radier sera dosé au ciment anti-sulfates: ciment H.P.S.

- ① couche de gravier
- ② béton de propreté
- ③ radier.
- ④ voiles.



Fondations

Calcul du radier :

Predimensionnement :

L'épaisseur du radier qui peut reprendre les efforts de cisaillement sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_c \quad (4)$$

La pression sous le radier, le poids de ce dernier n'est pas pris en compte, est :

$$p = \frac{N}{S_r}$$

S_r : Surface du radier.

$$S_r = S_0 + S_d = 432,18 + 19,264 = 451,444 \text{ m}^2$$

avec : S_d : Surface du débord $d = 20 \text{ cm}$.

$$p = \frac{4621,203}{451,444} = 10,236 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2$$

le calcul se fera pour une bande de 1 mètre.

$$T_{\max} = \frac{p l_{\max}}{2} = 10,236 \cdot \frac{3,45}{2} = 17,664 \text{ t/m}$$

T_{\max} : Effort tranchant maximum développé entre deux voiles parallèles distants d'une longueur l_{\max} .

D'après la relation (4) nous avons :

$$z \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 1,15 \bar{\tau}_b} = \frac{17,664 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 5,9 \cdot 100} = 26 \text{ cm.} \quad \text{soit } z = 45 \text{ cm.}$$

$$z = \frac{7}{8} h \quad \Rightarrow \quad h = \frac{8}{7} \cdot 45 = 51,5 \text{ cm.}$$

$$h_t = h + d = 51,5 + 5 = 56,5 \text{ cm} \quad \text{on arrondit à } h_t = 60 \text{ cm.}$$

Remarque :

les tassements sont pris en compte dans l'évaluation du coefficient reducteur $\alpha = 20$. Nous en avons tenu compte en majorant l'épaisseur du radier de sorte qu'il puisse être considéré comme une dalle infiniment rigide.

235 Fondations

Vérification au poinçonnement:

La vérification se fera pour le voile le plus sollicité soit V_{18}

$$G = 164,417t$$

$$P = 12,728t$$

$$l = 8,97m$$

$$N' = G + 1,2P = 179,694t$$

Pour $1m^2$ nous avons:

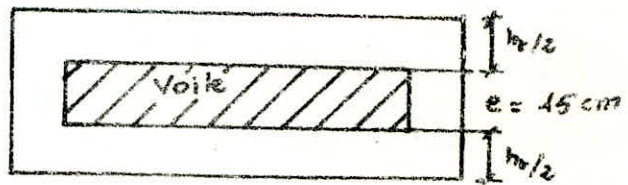
$$N = \frac{179,694}{8,97} = 20,032t/m^2$$

La condition de non poinçonnement est donnée par:

$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

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

Vue en plan



$$P_c = 2 [100 + 15 + 2 \cdot 60] = 470cm$$

$$\frac{1,5 \times 20,032 \times 10^3}{470 \times 60} = 1,065 \text{ kg/cm}^2 \leq 1,15 \times 5,9 = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

La condition est vérifiée.

Vérification de la contrainte sur le sol:

Dans ce cas on tient compte du poids propre du radier:

$$\text{Poids propre du radier: } 451,444 \times 0,6 \times 2,5 = 677,166t$$

$$\text{Poids du bâtiment: } = 4624,208t$$

$$\text{Poids total: } = 5298,374t$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{5298,374}{451,444} = 11,746/m^2 = 1,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 4,5 \text{ kg/cm}^2$$

Stabilité du radier sous les sollicitations du 2^e genre:

La vérification sera, faite en calculant les contraintes du radier sous l'effet du moment de renversement M et de l'effort normal N qui sollicite le radier à sa base:

La combinaison du 2^e genre à considérer est la suivante:

$$N = G + P + S_v$$

$$G = 4035,414 + 677,166 = 4712,580t$$

Fondations

$$I_{xx} = 3059,453 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 31030,448 \text{ m}^4$$

$$U_x = 15,53 \text{ m}$$

$$U_y = 2,09 \text{ m}$$

Rotation autour de x-x:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot U_x}{I_x}$$

$$\sigma_1 = 2,26 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_1 = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 0,89 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_2 = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,92 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_3 = 2,05 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifiée)

Rotation autour de y-y:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot U_y}{I_y}$$

$$\sigma_1 = 1,38 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_1 = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,10 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_2 = 2,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_m = 1,31 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_3 = 2,05 \text{ kg/cm}^2$$

(Vérifiée)

Détermination de la sollicitation la plus défavorable:

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{5546,348 \cdot 1,2 / \bar{\sigma}_m}{4621,208 \cdot \bar{\sigma}_m} = 1,5$$

Donc les sollicitations sous SP_1 sont les plus défavorables.

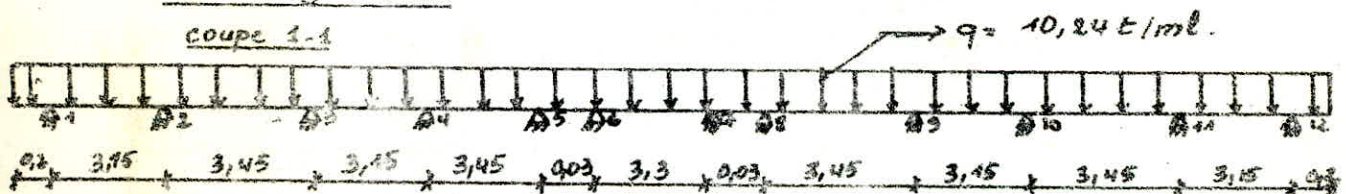
La contrainte à considérer pour le calcul du radier sera celle produite par les sollicitations du 1^{er} genre. (Poids du radier non compris).

Calcul des efforts:

Le radier est constitué de panneaux appuyés sur les cotés. Pour le calculer on considère une poutre continue d'1 mètre de largeur reposant sur 12 appuis (Voiles) suivant le sens longitudinal et sur 4 appuis suivant le sens transversal.

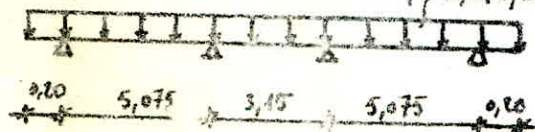
Sens longitudinal:

coupe 1-1



Sens transversal

$q = 10,24 \text{ t/m}$



Coupe 2-2

$q = 10,24 \text{ t/m}$



Coupe 3-3

Fondations

Les moments aux appuis et entrées sont déterminés à partir de la méthode de CAQUOT.

Travées Intermédiaires:

Moments aux appuis:

$$M_a = M_w = M_e = \frac{q_w l_w^3 + q_e l_e^3}{2,5(l_w + l_e)}$$

$$q_w = q_e = 10,24 \text{ t/ml}$$

q_w : La charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur la travée de droite).

l_w : Longueur fictive à gauche de l'appui, elle est égale à $0,8l_w$ ($l_e = 0,8l_e$).

Travées de rive:

Moments à l'appui de rive avec console:

$$M_{w1} = M_{e1}$$

M_{w1} : Moment isostatique de la console au nu de l'appui 1.

Moment au noeud voisin de rive:

$$M_{w2} = M_{e2} = M'_{e2} \cdot \frac{l'_{e2}}{l_{w2} + l'_{e2}} + (M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1}) \cdot \frac{l_{w2}}{l_{w2} + l'_{e2}}$$

$$\text{Avec: } M'_{w1} = \frac{q_w l_0^2}{2,5}$$

$$M'_{e2} = \frac{q_e l_2^2}{2,5}$$

$l'_{e2} = l_{e2}$ si la poutre est limitée à l'appui 3

$l'_{e2} = 0,8l_{e2}$ si la poutre comporte au moins 1 travée au delà de l'appui 3.

Connaissant les moments aux appuis, on détermine les moments en travées par:

$$M_b = M_a - \frac{M_w + M_e}{2}$$

Les tableaux qui donnent les efforts (moments) pour une poutre de 4m de largeur sont:

Sens transversal

Coupe 1-1

Appuis	M_a (t.m)	M_e (t.m)
1	0,205	21,261
2	23,208	
3	23,208	-10,507
4	0,205	21,261

Coupe 2-2

Appuis	M_a (t.m)	M_e (t.m)
1	0,205	32,314
2	35,97	
3	35,97	-23,270
4	0,205	32,314

$$\begin{cases} M_{a \max} = 35,97 \text{ t.m} \\ M_{e \max} = 32,314 \text{ t.m} \end{cases}$$

Fondations

sans longitudinal

Appuis	M_a (k.m)	M_e (k.m)
1	0,205	± 2,298
2	10,60	
3	8,45	5,115
4	8,45	4,85
5	9,097	± 6,47
6	9,32	5,62
7	8,32	- 8,107
8	9,097	- 8,107
9	8,45	± 6,47
10	8,45	4,85
11	10,60	5,115
12	0,205	± 2,298

$$\left. \begin{aligned} M_a^{max} &= 10,60 \text{ k.m} \\ M_e^{max} &= 8,107 \text{ k.m} \end{aligned} \right\}$$

Ferraillage d'acier:

Le ferraillage sera determine a partir des efforts max.

Sens longitudinal:

Appui:

$$M_a = 10,60 \text{ k.m}$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_a} = \frac{10,60 \times 10^5}{10000} = 10,60 \text{ cm}^2$$

$$M_e = 8,107 \text{ k.m}$$

$$A = \frac{M_e}{\sigma_e} = \frac{8,107 \times 10^5}{10000} = 8,107 \text{ cm}^2$$

Soit 6T14 pa m e (A = 9,23 cm²)
 e = 16 cm

Fondations

$$A = \frac{8,707 \times 10^5}{(7/8) \times 55 \times 2800} = 6,46 \text{ cm}^2$$

Soit 5T14/ml ($A = 7,69 \text{ cm}^2$)
($t = 20 \text{ cm}$).

• Sens transversal:

Appuis:

$$M_a = 35,97 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{35,97 \times 10^5}{(7/8) \times 55 \times 2800} = 26,69 \text{ cm}^2$$

Soit 9T20/ml ($A = 28,27 \text{ cm}^2$)

Travée:

$$M_t = 32,314 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{3 \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{32,314 \times 10^5}{(7/8) \times 55 \times 2800} = 24 \text{ cm}^2$$

Soit 8T20/ml ($A = 25,13 \text{ cm}^2$).

• Verification:

1. Condition de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 100 \times 60 \times \frac{5,9}{4200} = 5,8 \text{ cm}^2$$

Toutes les sections trouvées sont vérifiées

2. Verification des contraintes:

• Sens longitudinal:

Appuis:

$$M_a = 10,606 \text{ t.m}$$

$$A = 9,23 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,168$$

$$E = 0,9334$$

$$K = 60$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot A \cdot h} = \frac{10,60 \cdot 10^5}{0,9334 \times 9,23 \times 55} = 2237 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 37,28 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Travée:

$$M_t = 8,707 \text{ t.m} \quad A = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,140 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} E = 0,9383 \\ K = 66 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{E \cdot A \cdot h} = \frac{8,707 \times 10^5}{0,9383 \times 7,69 \times 55} = 2194 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 33,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

• Sens transversal:

* Appuis:

$$M_a = 35,97 \text{ t.m} \quad A = 28,27 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,514 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8922 \\ K = 31,4 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{E.A.h} = 2593 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 82,57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Travée:

$$M_b = 32,314 \text{ t.m} \quad A = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,457 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8973 \\ K = 33,7 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{E.A.h} = 2605,6 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 77,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Conclusion

Ce projet a constitué pour nous la synthèse de nos études supérieures. Nous y avons revu la quasi totalité des modules que nous avons étudiés: la résistance des matériaux, le béton armé, la mécanique rationnelle, la mécanique analytique, l'analyse numérique, les mathématiques etc...

Il est vrai que nous avons acquis des connaissances pendant ces cinq années et qui nous ont permis de faire le calcul d'un bâtiment. Mais il nous reste encore beaucoup à apprendre dans la vie. La vie professionnelle et le cotoiement de personnes expérimentées dans le domaine combleront certainement des lacunes.

Enfin, dans cette étude, nous avons essayé de tenir compte de toutes les contraintes telles qu'elles se présentent, en respectant strictement les règlements en vigueur en Algérie et les conseils donnés par notre promoteur ou certains enseignants de l'ENPA. Mais nous avons, aussi, modifié certains problèmes en simplifiant les données soit par ignorance de la manière qui conduit à la solution exacte, soit à cause de difficultés de calculs qui demandent des moyens automatiques puissants.

«Ce que l'on sait, savoir qu'on le sait. Ce que l'on ne sait pas, savoir qu'on ne le sait pas, Voilà le véritable savoir.»

CONFUCIUS.

BIBLIOGRAPHIE

- Règles C.C.BA 68
- Règles parasismiques 69
- Compléments aux règles parasismiques C.T.C.
- Règles neige et vent 65
- Tables pour le calcul des dalles en béton et des parois (R. BARES)
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé (P. CHARON)
- Calcul pratique des tours en béton armé (M. DIVER).
- aide-mémoire RDM DUNOD
- Traité de béton armé tome 4 (GUERIN)
- L'établissement d'un projet de bâtiment tome 1 (R. BAYON)
- Ouvrage en B.A (H. Renaud et F. LETERTRE).
- Contreventement des bâtiments (ALBIGÈS et GOULET).
- Stage de génie sismique (C.T.C).
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A (A. FUENTES)
- Calcul des ossatures - Torsion, Flambement, oscillations, déformations plastiques (A. FUENTES).
- Ossatures des bâtiments (A. COIN).
- Mécanique des vibrations linéaires (M. LALANNE - P. BERTHIER et J. DER HAGOPIAN).
- Technologie de la construction des bâtiments - Fondations et soutènements (J. PUTATTI).

