

MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DÉPARTEMENT : GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGÉNIEUR D'ÉTAT

THEME

BATIMENT R + 8 avec S. SOL
A USAGE D'HABITATION

Proposé par :

SORECAL

Etudié par :

Y. AIT AMAR

M. BELHARET

I. MERIDJA

Dirigé par :

MECHICHE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DÉPARTEMENT : GÉNIE - CIVIL

PROJET DE FIN D'ÉTUDES
EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR D'ETAT

THEME

BATIMENT R + 8 avec S. SOL
A USAGE D'HABITATION

Proposé par :

SORECAL

Etudié par :

Y. AIT AMAR
M. BELHARET
L. MERIDJA

Dirigé par :

MECHICHE

PROMOTION JANVIER 1984

TABLE DES MATIERES

chapitre 1:	présentation de l'ouvrage	1
	Caractéristiques mécaniques des matériaux	4
chapitre 2:	Descente de charge	8
	Centre de masse	15
chapitre 3:	Etude de l'acrotère	27
	Calcul de l'escalier	32
	Calcul des dalles	45
chapitre 4:	Etude au vent	59
chapitre 5:	Etude parasismique	63
	Etude statique	64
	Etude dynamique	70
chapitre 6:	Inerties équivalentes	85
	Centre de torsion	90
	Efforts dans les refends	94
chapitre 7:	Repartition des efforts horizontaux dans les refends	
	Exposé de la méthode	96
	Repartition des efforts	100
chapitre 8:	Superposition des sollicitations	109
chapitre 9:	Ferraillage des linteaux	122
	Ferraillage des voiles	127
	chaînage	138
	Ferraillage du voile périphérique	141
chapitre 10:	Déformations (étude)	142
chapitre 11:	Etude du radiér	148

REMERCIEMENTS ET DEDICACES

Nous tenons à remercier dans cet ouvrage tous les enseignants de l'Ecole Nationale Polytechnique d'El-Harrach, qui ont contribué à notre formation, ainsi que notre promoteur: M^r MECHICHE. De même, nous tenons à remercier vivement les responsables et personnels des P.T.T pour les efforts qu'ils ont déployé pour nous faciliter le tirage, auprès de leur école centrale d'El-Harrach et tous ceux qui nous ont aidé de loin ou de près, sans oublier la sorécal.

Je dédie cette thèse de fin d'étude:

- A mon père et ma mère.
- A mes frères et soeurs.
- A mes grands-parents.
- A ma famille toute entière.
- Ainsi qu'à tous mes amis.

Idris MERIDJA



Je dédie ce modeste travail:

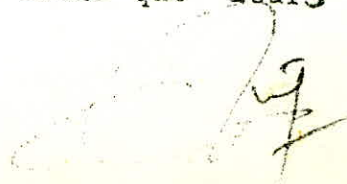
- A la mémoire de mon père.
- A la mémoire de ma mère.
- A la mémoire de mes frères.
- A la mémoire de mes soeurs.
- A mes deux soeurs
- A toute la famille , à tous mes amis.

Makhlouf BELHARET



Je dédie ce modeste travail: aux mémoires de mon père et ma mère, à ma femme et mes enfants, à mes frères et soeurs ainsi que leurs enfants respectifs.

Youssef AIT-AMAR



PRESENTATION DE L'OUVRAGE

introduction:

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui présente une dissymétrie dans les deux sens, et ayant pour dimensions en plan $20.47\text{ m} \times 18.945\text{ m}$ et pour hauteur 25.25 m . L'ossature de notre bâtiment est composée de voiles en béton armé d'épaisseur 15 cm et 20 cm .

Les voiles du sous-sol ont une hauteur de 2.85 m et présentent des ouvertures identiques à celles du Rez de chaussée.

La hauteur entre plancher du R.D.C et plancher étage courant est de 2.85 m . La hauteur entre deux planchers "étage courant" est de 2.80 m .

Notre bâtiment est ^{un}R+8 avec sous-sol ; Rez de chaussée à usage commercial et muni d'un cage d'ascenseur.

Les planchers sont en dalles pleines de 16 cm d'épaisseur.

Les voiles et les planchers d'étage courant sont réalisés par un coffrage dit « tables et banches », Et celui du Rez de chaussée par un coffrage traditionnel.

On utilise les banches munies de passerelles pour le coffrage des voiles et les tables munies d'un étaielement contreventé pour le coffrage des planchers.

Le coffrage en tables et banches permet un temps d'exécution faible, un parement de meilleure qualité et assure la sécurité des ouvriers.

Le sol sur lequel repose notre bâtiment est un sol de consistance moyenne. La force portante $\bar{\sigma}_s$ est évaluée à 2.5 Kg/cm^2 . Le bâtiment sera implanté à BOUIRA Zone de moyenne sismicité.

CARACTERISTIQUES MECANICOUES & CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX UTILISES

I - Béton :

Le béton est dosé à 350 Kg/cm^2 de ciment CPA 325, à contrôle atténué.
La résistance nominale de compression à 28 jours est $\sigma_n = 275 \text{ Kg/cm}^2$
et dans le cas de traction $\sigma_n = 23,7 \text{ Kg/cm}^2$.

Du point de vue mécanique, le béton est défini par sa résistance à la compression, à 28 jours d'âge.

a - Contrainte de compression admissible

Elle est égale à une fraction de sa résistance à 28 jours.

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

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

- α : dépend de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β : dépend de l'efficacité du contrôle. $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
- δ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats. pour $\delta = 1$ ($C_g = 5/15$).
- ϵ : dépend de la nature de la sollicitation :
 - Compression simple : $\epsilon = 0,30$
 - Flexion simple : $\epsilon = 0,60$
 - Flexion composée : $\epsilon = 0,60$ (si N est une traction)

$$\delta = \begin{cases} 0,3(1 + e_0/3e_1) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$$

(si N est une compression)

- e_0 : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.
- e_1 : distance limite au noyau central du centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.
- E : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

$E = 1$ dans le cas de la compression quelque soit la forme de la section et dans le cas d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple ou composée avec traction.

Est déterminé par la condition $F'_b/B' \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ dans les autres cas.

F'_b : résultante des forces de compression.

B' : section du béton comprimé.

Remarque:

On a défini ci dessus, la contrainte de compression admissible pour le calcul des éléments pour la sollicitation SP1.

Par ailleurs vu que notre ossature en béton armé, est contreventée par des voiles en béton, on définira ultérieurement la contrainte de compression admissible sous SP1 et sous SP2 relative à chaque voile conformément au document technique unifié (D.T.U)

En ce qui concerne la vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables, cette contrainte sera majorée de 25% conformément aux compléments des « règles parasismiques » élaborées par le C.T.C.

Compression simple:

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_n = 1.5/6 \cdot 1.0 \cdot 3 \cdot 1.275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 68,8 \text{ kg/cm}^2$$

Flexion simple: $\bar{\sigma}'_{bI} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_n = 1.5/6 \cdot 1.0 \cdot 6 \cdot 1.275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_{bII} = 1,25 \cdot 137,5 = 171,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{bI} = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP1)}$$

$$\bar{\sigma}'_{bII} = 171,88 \text{ kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

b. Contrainte de référence en traction:

Comme le béton est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible, mais de contrainte de référence désigné par:

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma'_n = \alpha \beta \cdot \theta \cdot \delta \sigma'_n$$

α, β, δ sont les coefficients sans dimensions, qui ont les mêmes significations et mêmes valeurs que pour la contrainte de compression admissible.

$$\theta = 0,018 + 2,1/\sigma'_n = 0,018 + 2,1/270$$

$$\bar{\sigma}_{bI} = 1.5/6 \cdot 1 \cdot (0,018 + 2,1/270) \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bII} = 1,25 \cdot 5,8 = 7,25 \text{ bars} = 7,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{bI} = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP1}$$

$$\bar{\sigma}_{bII} = 7,4 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP2}$$

2. ACIERS

Les aciers utilisés sont classés en 3 catégories.

a. Aciers doux:

Ils sont de nuance FeE24 dont la limite d'élasticité nominale est fixée à $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2}$$

b. Aciers à haute adhérence.

Ce sont des armatures qui ont subies un traitement mécanique leur conférant une limite d'élasticité élevée.
la haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature ou par torsion d'un profil circulaire ou par les 2 procédés à la fois.

Les aciers H.A sont de nuance Fe E 40 A dont la limite d'élasticité nominale est :

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm.}$$

Les contraintes admissibles sont :

$$\phi \leq 20 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = (2/3) \bar{\sigma}_{en} = 2/3 \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{array} \right.$$

$$\phi > 20 \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = (2/3) \cdot \bar{\sigma}_{en} = (2/3) \cdot 4000 = 2667 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous SP2} \end{array} \right.$$

c. Treillis soudés

les treillis soudés sont des grillages en fils écrouis se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement.

les caractéristiques mécaniques des treillis soudés formés de fils lisses bruts de trefilages sont donnés ci-dessous pour $\eta = 1$
 η : coefficient de fissuration

Diamètre ϕ (mm)	$\bar{\sigma}_{en}$ ou $\bar{\sigma}_{en}$	
	bars	Kg/cm ²
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	4500

3. Condition de fissuration du béton (C.C.B.A 68 Art. 4.9)

La théorie de fissuration permet le calcul de répartition et d'ouvertures des fissures en flexion et en traction supposées normales à la direction de l'armature.

- Fissuration systématique:

-7-

Lors de la mise en traction, l'effort transmis au béton est supérieur à son effort de rupture.

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

$\tilde{\omega}_f$: pourcentage de fissuration.

$$\tilde{\omega}_f = A/B_f$$

A: section d'acier.

B_f : section de béton tendu.

Coefficient de fissuration: η

$\eta = 1$ ronds lisses.

$\eta = 1,6$ haute adhérence.

ϕ : Diamètre nominale de la plus grosse barre tendue (en mm).

K: Coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

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

$K = 1,0 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable.

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

- Fissuration accidentelle:

Elle est due aux effets de retrait et de variation de température.

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

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton en bars.

4 - Coefficient d'équivalence:

Les règlements CCBA 68 fixent pour un béton moyen, le coefficient d'équivalence

$$\eta = 15$$

DESCENTE DE CHARGE

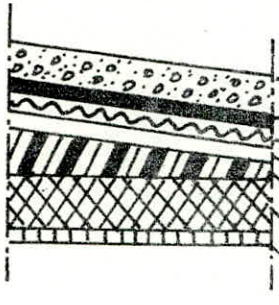
Chaque élément porteur (refend) reprend :

- Son poids propre.

- La part de charge et de surcharges que lui transmettent les planchers

Elle est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture du béton à 45°.

TERRASSE



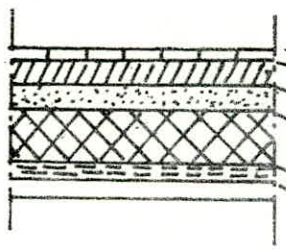
Gravier de protection	$0,05 \cdot 1,8 = 0,09 \text{ t/m}$
Étanchéité multicouche	= 0,02
Liege (4 cm)	$0,04 \cdot 0,25 = 0,01$
Pare-vapeur	= 0,005
Forme de pente ($e_{max} = 12 \text{ cm}$)	$0,12 \cdot 2,2 = 0,264$
Dalle pleine (16 cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,400$
Enduit	$0,015 \cdot 1,3 = 0,02$

charge permanente $G = 0,839 \text{ t/m}$

Surcharge d'exploitation :

Terrasse inaccessible (sauf entretien) $P = 0,100 \text{ t/m}^2$
 charge sans dégression $G + 1,2 P$ = $0,959 \text{ t/m}^2$
 charge soumise à l'effet du séisme $G + P/5$ = $0,859 \text{ t/m}^2$

ETAGE COURANT



Carrelage (2 cm)	= $0,04 \text{ t/m}^2$
Mortier (2 cm)	= 0,04
Sable (3 cm)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051$
Dalle pleine (16 cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,40$
Isolation phonique (2 cm)	= 0,01
Enduit plâtre	= 0,03
* Cloison	= 0,075

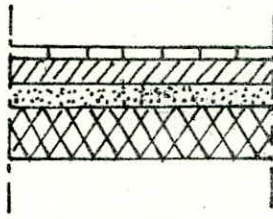
charge permanente

$G = 0,646$
 $G \pm 0,65 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation :

Étage courant pour habitation $P = 0,175 \text{ t/m}^2$
 charge sans dégression $G + 1,2 P = 0,86 \text{ t/m}^2$
 charge avec dégression $G + 1,2 P \left(\frac{3+n}{2n} \right) = 0,79 \text{ t/m}^2$
 avec $n = 9 \text{ étages}$
 charge soumise à l'action sismique $G + P/5 = 0,68 \text{ t/m}^2$

R. D. C (magasin de commerce)



Carrelage (v 2cm)	= 0,04 t/m ²
Mortier (v 2cm)	= 0,04 "
Couche de Sable (v 3cm)	= 0,051 "
Dalle pleine (16cm)	= 0,40 "
<u>charge permanente</u>	<u>G = 0,531 ≈ 0,53 t/m²</u>
<u>Surcharge d'exploitation</u>	

Plancher à usage commercial P = 0,40 t/m²
 charge sans dégression G + 1,2P = 1,01 t/m²
 charge soumise à l'action sismique G + P/5 = 0,61 t/m²

LOGGIAS & SECHOIRS

charge permanente (Etage courant): G = 0,65 t/m²
 Surcharge d'exploitation: P = 0,35 t/m²
 charge sans dégression: G + 1,2P = 1,07 t/m²
 charge avec dégression: G + 1,2P $\frac{(3+n)}{2n}$ = 0,93 t/m²
 charge soumise au séisme: G + P/5 = 0,72 t/m²

ESCALIERS:

palier: Dalle pleine (16cm) 0,25 · 0,16 = 0,4 t/m²
 Revêtement (carrelage + mortier) ≈ 5cm · 0,05 · 2,2 = 0,11 "
charge permanente G = 0,51 t/m²

Surcharge d'exploitation P = 0,25 t/m²
 charge sans dégression G + 1,2P = 0,81 t/m²
 charge avec dégression G + 1,2P $\frac{(3+n)}{2n}$ = 0,71 t/m²
 charge soumise à l'action sismique G + P/5 = 0,56 t/m²

volée: Poids propre de la poutre 2,5 · e / cos α = 25 · 0,20 / 0,803 = 0,623 t/m
 Poids des marches h · 22/2 = 0,175 · 22/2 = 0,193 t/m²
charge permanente G = 0,82 t/m²

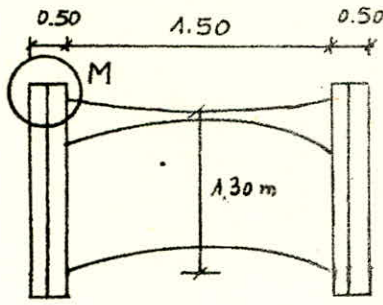
Surcharge d'exploitation: P = 0,25 t/m²
 charge sans dégression G + 1,2P = 1,12 t/m²
 charge avec dégression G + 1,2P $\frac{(3+n)}{2n}$ = 1,02 t/m²
 charge soumise à l'action sismique G + P/5 = 0,87 t/m²

GARDES CORPS: préfa/

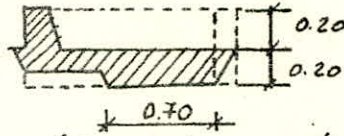
Il existe 3 types de garde-corps préfabriqués:

type A - type B - et type C.

* G.C type A:



Detail: M



chaque étage pair comporte 1 garde-corps du type A.

Poids du garde-corps
 $(0,70 \cdot 0,40 - 0,50 \cdot 0,20) \cdot 2,10 \cdot 2,5 = 1,89 \text{ t}$

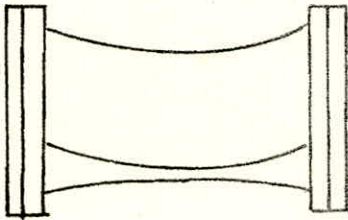
Poids du panneau:

$$1,50 \cdot 0,20 \cdot 1,30 \cdot 2,5 = 0,975 \text{ t}$$

$$G = 1,89 + 0,975 = 2,87 \text{ t}$$

$$G = 2,87 \text{ t}$$

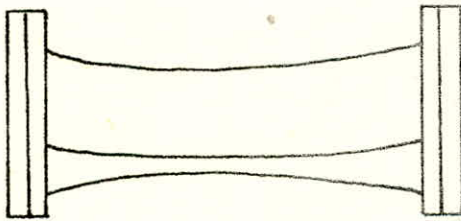
* G.C. type B:



chaque étage impair comporte 1 garde-corps du type B sur une façade. ainsi qu'un garde-corps dans chaque étage courant sur un autre façade.

$$G = 2,87 \text{ t} \text{ (même poids du type A)}$$

* G.C type C

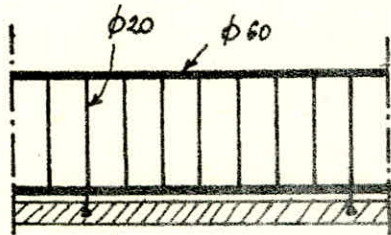


Dans chaque étage on a un garde-corps de ce type A.

$$G = 1,89 + 2,30 \cdot 1,30 \cdot 0,20 \cdot 2,5 = 3,39 \text{ t}$$

$$G = 3,39 \text{ t}$$

* G.C métallique:



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

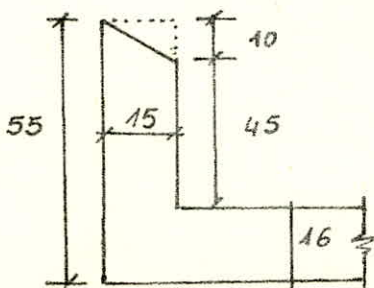
10 barres de $\phi 20 / \text{ml}$

$$2 \cdot 0,03^2 \cdot \pi \cdot 7,85 = 0,044 \text{ t/ml}$$

$$0,02^2 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 0,70 \cdot 7,85 = 0,069 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,113 \text{ t/ml}$$

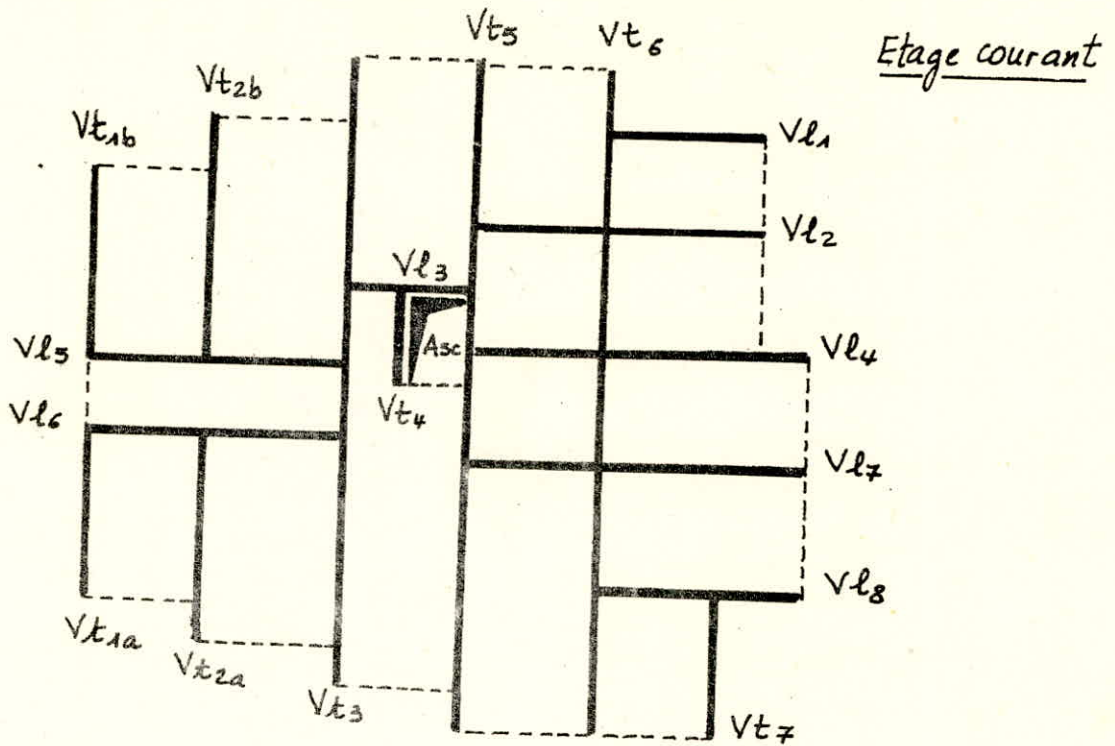
* Acrotère:



Poids propre de l'acrotère

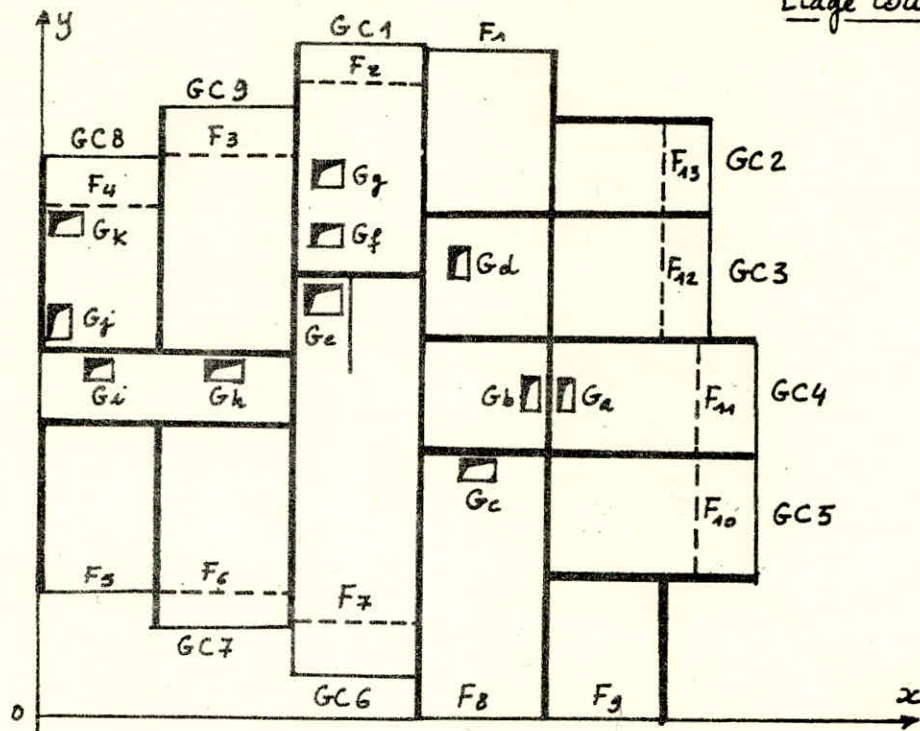
$$G = (0,55 \cdot 0,15 - \frac{0,15 \cdot 0,1}{2}) \cdot 2,5 = 0,188 \text{ t/ml}$$

$$G = 0,19 \text{ t/ml}$$



Poids des voiles:

$$\begin{aligned}
 V_{t1a} &= 3.26 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 3.42 \text{ t} \\
 V_{t1b} &= 5.515 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 5.79 \text{ t} \\
 V_{t2a} &= 4.81 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 5.05 \text{ t} \\
 V_{t2b} &= 6.915 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 7.26 \text{ t} \\
 V_{t3} &= (16.83 \times 2.80 - 1.00 \times 2.17) \times 2.5 \times 0.15 \dots\dots = 16.86 \text{ t} \\
 V_{t4} &= 2.10 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 2.21 \text{ t} \\
 V_{t5} &= (18.80 \times 2.80 - 2.79 \times 2.17) \times 0.20 \times 2.5 = 23.29 \text{ t} \\
 V_{t6} &= (18.645 \times 2.80 - 5.74 \times 2.17) \times 0.20 \times 2.5 = 19.88 \text{ t} \\
 V_{t7} &= 3.315 \times 0.20 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 4.64 \text{ t} \\
 V_{l1} &= 5.07 \times 0.15 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 5.32 \text{ t} \\
 V_{l2} &= (8.82 \times 2.80 - 1.20 \times 2.17) \times 0.15 \times 2.5 = 8.28 \text{ t} \\
 V_{l3} &= 3.00 \times 0.20 \times 2.80 \times 2.5 \dots\dots\dots = 3.15 \text{ t} \\
 V_{l4} &= (2.67 \times 2.80 - 1.00 \times 2.17) \times 0.15 \times 2.5 = 9.34 \text{ t} \\
 V_{l5} &= (7.50 \times 2.80 - 2.20 \times 2.17) \times 0.20 \times 2.5 = 8.11 \text{ t} \\
 V_{l6} &= (7.50 \times 2.80 - 1.80 \times 2.17) \times 0.20 \times 2.5 = 8.55 \text{ t} \\
 V_{l7} &= (9.67 \times 2.80 - 2.20 \times 2.17) \times 0.20 \times 2.5 = 11.15 \text{ t} \\
 V_{l8} &= (5.92 \times 2.80 - 0.90 \times 2.17) \times 0.15 \times 2.5 = 5.48 \text{ t}
 \end{aligned}$$



Poids des Façades au niveau de l'étage courant :

Les façades sont calculées par étage courant, et sont construites en Briques creuses, avec enduit dans les 2 faces (15 mm/face). brique de 15

brique creuse : $14 \cdot 0,15 = 0,21 \text{ t/m}^2$
 Enduit plâtre : $0,021 \cdot 2 = 0,042 \text{ t/m}^2$

$G = 0,25 \text{ t/m}^2$

$$F_1 = F_5 = F_9 = (3,60 \cdot 3,80 - 1,20 \cdot 1,30) \cdot 0,25 = 2,13 \text{ t}$$

$$F_2 = F_{11} = (3,00 \cdot 2,80 - 1,40 \cdot 2,20) \cdot 0,25 = 1,33 \text{ t}$$

$$F_3 = F_6 = F_{10} = F_{12} = (3,60 \cdot 2,80 - 1,80 \cdot 2,20) \cdot 0,25 = 1,53 \text{ t}$$

$$F_4 = (3,60 \cdot 2,80 - 1,40 \cdot 2,20) \cdot 0,25 = 1,75 \text{ t}$$

$$F_7 = (3,00 \cdot 2,80 - 1,80 \cdot 0,40) \cdot 0,25 = 1,92 \text{ t}$$

$$F_8 = (3,80 \cdot 2,80 - 1,80 \cdot 1,30) \cdot 0,25 = 2,08 \text{ t}$$

$$F_{13} = (3,00 \cdot 3,80 - 1,80 \cdot 2,20) \cdot 0,25 = 1,11 \text{ t}$$

Poids des gaines suivant les étages :

$$G_a = G_g = \begin{cases} \text{R.D.C} \div 4^{\text{e}} \text{ étage} * (101,934 - 9128,907 \cdot 4) \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,21 \text{ t} \\ 5^{\text{e}} \text{ étage} \div \text{Terrasse} * (1485,934 - 911,907 \cdot 7) \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,80 \text{ t} \end{cases}$$

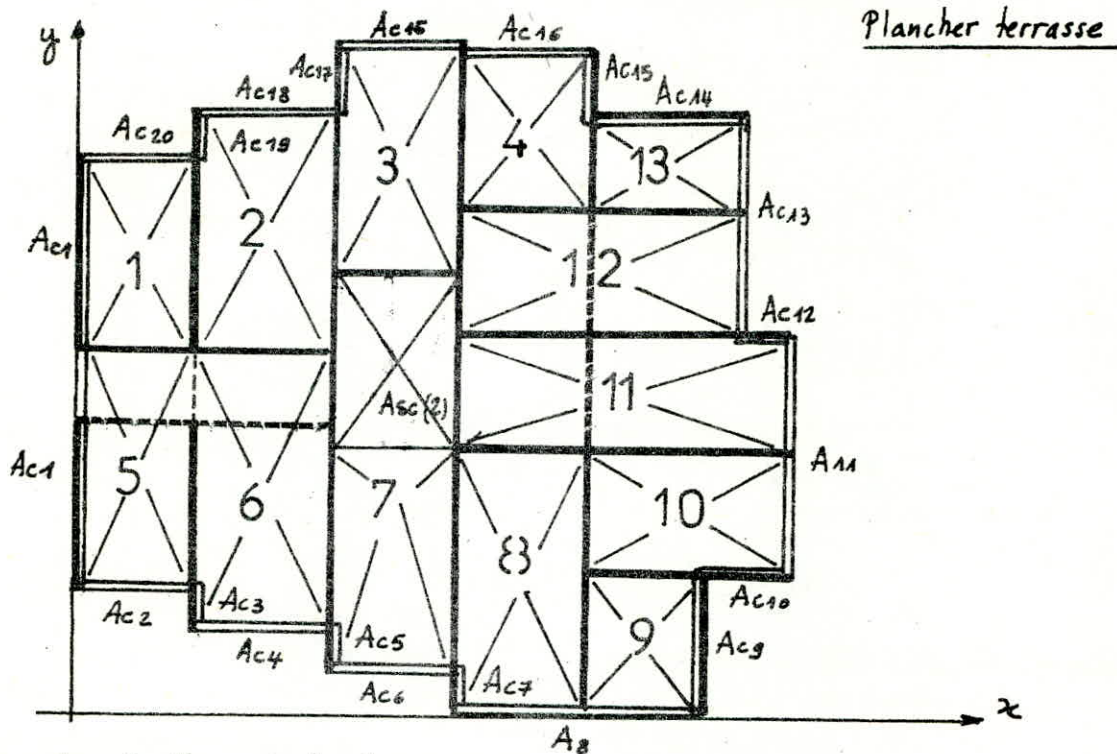
$$G_b = G_f = \begin{cases} * (116,934 - 912,5 \cdot 0,14) \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,28 \text{ t} \\ * 1,28 \text{ t} \end{cases}$$

$$G_c = G_h = \begin{cases} * (969,950 - 91,9195 \cdot 4) \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,05 \text{ t} \\ * 996,950 - 9187,916 \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,44 \text{ t} \end{cases}$$

$$G_e = \begin{cases} * (2 \cdot 1,08 \cdot 0,1 + 0,3 \cdot 0,14 + 91,912 \cdot 2) \cdot 2,80 \cdot 1,4 = 1,41 \text{ t} \\ * 1,41 \text{ t} \end{cases}$$

$$G_U = G_K = \begin{cases} * (0.5 \times 0.34 - 0.1 \times 0.07 \times 2) \times 2.80 \times 1.4 = 0.61 \text{ t} \\ * (0.74 \times 0.34 - 0.113 \times 0.07 \times 3) \times 2.80 \times 1.4 = 0.89 \text{ t} \end{cases}$$

$$G_{A_i} = \begin{cases} * (1.14 \times 0.5 - 0.1 \times 0.13 \times 8) \times 2.80 \times 1.4 = 1.73 \text{ t} \\ * (1.41 \times 0.5 - 0.1 \times 0.162 \times 10) \times 2.80 \times 1.4 = 2.13 \text{ t} \end{cases}$$



Poids des Dalles de la terrasse ($G + 1,2P$) = $0,94 \text{ t/m}^2$

- Dalle 1 = $5.515 \times 3.60 \times 0.94 = 18.66 \text{ t}$
- " 2 = $6.915 \times 3.60 \times 0.94 = 23.40 \text{ t}$
- " 3 = $7.755 \times 3.00 \times 0.94 = 21.87 \text{ t}$
- " 4 = $4.48 \times 3.60 \times 0.94 = 15.16 \text{ t}$
- " 5 = $5.18 \times 3.60 \times 0.94 = 17.53 \text{ t}$
- " 6 = $6.73 \times 3.60 \times 0.94 = 22.77 \text{ t}$
- " 7 = $4.415 \times 3.00 \times 0.94 = 12.45 \text{ t}$
- " 8 = $7.065 \times 3.60 \times 0.94 = 23.91 \text{ t}$
- " 9 = $3.315 \times 3.60 \times 0.94 = 11.22 \text{ t}$
- " 10 = $5.07 \times 3.00 \times 0.94 = 14.30 \text{ t}$
- " 11 = $8.82 \times 3.60 \times 0.94 = 29.85 \text{ t}$
- " 12 = $9.67 \times 3.00 \times 0.94 = 27.27 \text{ t}$
- " 13 = $5.92 \times 3.60 \times 0.94 = 20.03 \text{ t}$
- " Asc(2) = $3.30 \times 4.05 \times 0.94 = 12.56 \text{ t}$

Poids de l'acrotère (A_{c_i}) $G = 0.19 \text{ t/ml}$

- Acrotère 1 = $10.695 \times 0.19 = 2.03 \text{ t}$
- Ac 2 = Ac 4 = Ac 18 = Ac 20 = $3.75 \times 0.19 = 0.71 \text{ t}$
- Ac 3 = Ac 19 = $1.40 \times 0.19 = 0.27 \text{ t}$
- Ac 5 = $0.71 \times 0.19 = 0.13 \text{ t}$

$$\begin{aligned} Ac 6 &= 3.15 \times 0.19 \\ Ac 7 &= 2.12 \times 0.19 \\ Ac 8 &= 7.65 \times 0.19 \\ Ac 9 &= 3.315 \times 0.19 \\ Ac 10 &= Ac 17 = 2.17 \times 0.19 \\ Ac 11 &= Ac 16 = 7.05 \times 0.19 \\ Ac 12 &= 0.85 \times 0.19 \\ Ac 13 &= 6.90 \times 0.19 \\ Ac 14 &= 4.92 \times 0.19 \\ Ac 15 &= 1.53 \times 0.19 \end{aligned}$$

Poids du Palier 1: $1.93 \times 3.00 \times 0.81 = 4.69 t$.
 Poids du Palier 2: $1.55 \times 3.00 \times 0.81 = 3.77 t$
 Poids de la volée: $1.34 \times 2 \times 1.89 \times 1.12 = 5.67 t$

Poids des séchoirs et loggias

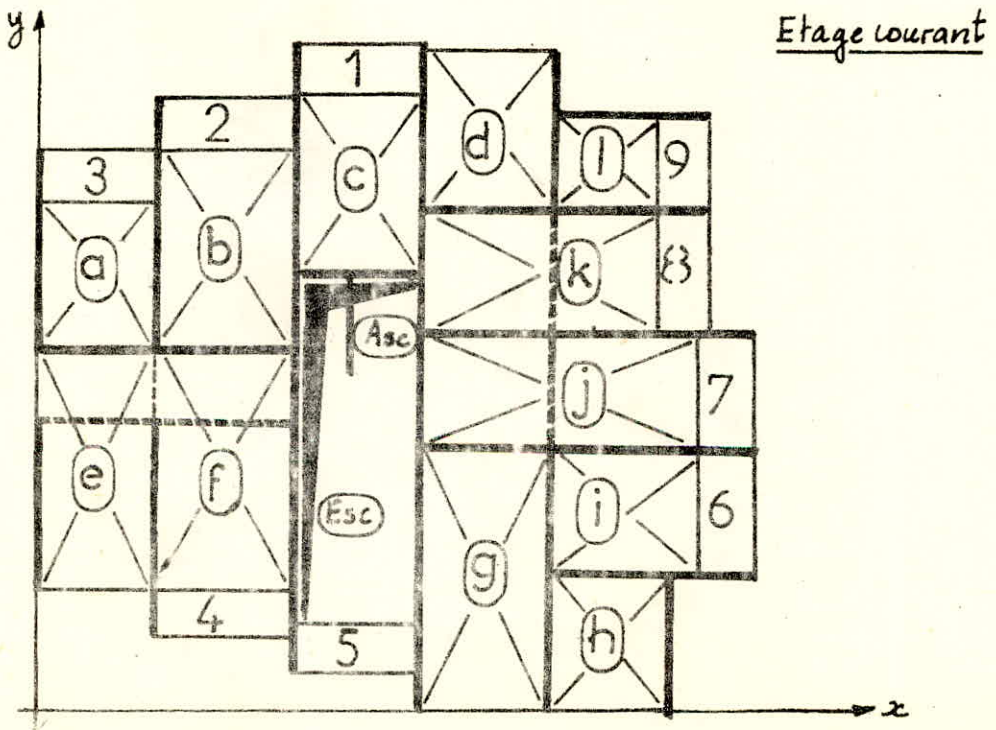
Séchoir 1 = loggia 5 = Séchoir 7 = Séchoir 9 = $1.40 \times 3.00 \times 0.86 =$
 loggia 2 = Séchoir 3 = loggia 4 = Séchoir 6 = Séchoir 8 = $1.40 \times 3.60 \times 0.86 =$

Poids des murs du local machine (Ascenseur).

mur A = $3.70 \times 0.15 \times 2.70 \times 2.5 = 3.75 t$
 mur B = $(3.30 \times 0.15 \times 2.70 - 1.00 \times 2.2 \times 0.15) \times 2.5 = 2.52 t$
 mur C = $3.75 t$
 mur D = $(2.70 \times 3.30 - 0.30 \times 1.00) \times 0.20 \times 2.5 = 4.305 t$

Poids des dalles du local machine (Ascenseur)

Dalle Asc(1) = $3.30 \times 4.05 \times 6.94 = 92.75 t/m^2$ ($P = 5 t/m^2$)
 $G + 1.2 P = 0.82 + 1.2 \times 5 = 6.82$ on prend $6.94 t/m^2$
 Dalle Asc(2) = $3.30 \times 4.05 \times 0.94 = 12.56 t$.



centre de masse des voiles:

Voiles	Mi (t)	xi	yi	Mi.xi	Mi.yi
Vt1a	3.42	0.075	11.19	0.26	38.27
Vt1b	5.79	0.075	7.14	0.41	41.34
Vt2a	5.05	3.83	12.12	19.34	61.21
Vt2b	7.26	3.83	6.29	27.81	45.67
Vt3	16.86	7.58	10.68	127.80	180.06
Vt4	2.21	8.98	9.97	19.85	22.03
Vt5	23.29	10.73	9.55	249.90	222.42
Vt6	19.88	14.48	9.47	287.86	188.26
Vt7	4.64	18.23	1.81	84.59	8.40
Vl1	5.32	17.09	17.34	90.92	92.25
Vl2	8.28	15.21	14.19	125.94	117.49
Vl3	3.15	9.15	11.09	28.82	34.93
Vl4	9.34	15.64	10.44	146.08	97.51
Vl5	8.11	3.90	9.64	31.630	78.18
Vl6	8.55	3.90	7.72	33.35	66.01
Vl7	11.15	15.64	7.29	174.39	81.28
Vl8	5.48	17.51	3.54	95.95	19.40
Σ	147.78			1544.89	1394.72

$$x_G = \frac{\Sigma M_i x_i}{\Sigma M_i} \quad x_G = 10.45 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\Sigma M_i y_i}{\Sigma M_i} \quad y_G = 9.44 \text{ m}$$

Centre de masse des gardes-corps

Gardes-corps	Mi (t)	xi	yi	Mi.xi	Mi.yi
GC1	2.87	9.15	19.05	26.26	54.67
GC2	0.34	19.62	15.77	6.67	5.36
GC3	0.41	19.62	12.28	8.04	5.03
GC4	2.87	20.57	8.87	59.03	25.46
GC5	3.39	20.57	5.43	69.73	18.41

.../...

GC6	0.34	9.15	2.12	3.11	0.72
GC7	0.41	5.70	2.83	2.38	1.16
GC8	0.41	1.90	15.23	0.78	6.24
GC9	0.41	5.70	16.63	2.34	6.82
Σ	11.45			178.31	123.88

$$x_G = 15.57 \text{ m}$$

$$y_G = 10.82 \text{ m}$$

Centre de masse des gaines du 5^e étage à la terrasse :

Gaines	M _i (t)	x _i	y _i	M _i ·x _i	M _i ·y _i
Gaine a	1.80	15.69	9.51	28.24	17.12
" b	1.28	14.32	9.69	18.33	12.40
" c	1.44	12.93	6.97	18.62	10.04
" d	1.44	12.26	12.64	17.65	18.20
" e	1.41	8.32	10.65	11.73	15.02
" f	1.28	8.39	12.35	10.74	16.58
" g	1.80	8.65	14.44	15.57	25.99
" h	1.05	5.38	9.31	5.65	9.78
" i	0.89	2.31	9.19	2.06	8.18
" j	2.13	0.71	10.42	1.49	22.20
" k	0.89	0.52	13.40	0.46	11.93
Σ	15.41			130.54	167.42

$$x_G = 8.47 \text{ m}$$

$$y_G = 10.86 \text{ m}$$

Centre de masse des gaines du R.d.C au 4^e étage :

Gaines	M _i (t)	x _i	y _i	M _i ·x _i	M _i ·y _i
Gaine a	1.21	15.68	9.47	18.97	11.46
" b	1.28	14.31	9.45	18.32	12.10

Garie c	1.05	12.70	6.97	13.34	7.32
" d	1.05	12.25	11.81	12.86	12.40
" e	1.41	8.36	8.77	11.79	12.37
" f	1.28	8.67	12.96	11.10	16.59
" g	1.21	8.73	14.44	10.56	17.47
" h	1.05	5.52	9.31	5.80	9.78
" i	0.61	2.31	9.31	1.41	5.68
" j	1.73	0.70	10.28	1.21	17.78
" k	0.61	0.40	13.40	0.24	8.17
Σ	12.49			105,60	131,11

$x_G = 8.45 \text{ m}$ $y_G = 10.50 \text{ m}$

Centre de masse des murs (façades) des étages courants:

façades	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i x_i$	$M_i y_i$
F1	2.13	12.68	18.87	27,01	40.19
F2	1.33	9.15	17.47	12.17	23.24
F3	1.53	5.70	15.15	8.72	23.18
F4	1.75	1.95	13.75	3.41	24.06
F5	2.13	1.88	4.31	4.00	9.18
F6	1.53	5.70	4.31	8.72	6.59
F7	1.92	9.15	3.60	17.57	6.91
F8	2.08	12.64	0.075	26.29	0.16
F9	2.13	16.39	0.075	34.91	0.16
F10	1.53	19.00	5.42	29.07	8.29
F11	1.33	19.00	8.87	25.27	11,80
F12	1.53	18.15	12.32	27.77	18.85
F13	1.11	18.15	15.77	20.15	17.51
Σ	22,03			245,06	190,12

$x_G = 11.12 \text{ m}$ $y_G = 8.63 \text{ m}$

Centre de masse des dalles de la terrasse :

Dalles	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
Dalle 1	18.66	1.95	12.67	36.39	236.42
" 2	23.40	5.70	13.17	133.38	308.18
" 3	21.87	9.15	15.07	200.11	329.58
" 4	15.16	12.60	16.53	191.02	250.60
" 5	17.53	1.95	6.97	34.18	122.18
" 6	22.77	5.70	6.20	129.79	141.17
" 7	12.45	9.15	4.63	113.92	57.64
" 8	23.91	12.60	3.68	301.27	87.99
" 9	11.22	16.35	1.81	183.45	20.31
" 10	14.30	17.09	15.77	244.39	225.51
" 11	29.85	15.21	12.32	454.02	367.75
" 12	27.27	15.64	8.87	426.50	241.89
" 13	20.03	17.36	5.42	347.72	108.56
Σ	258.42			2796.13	2497.78

$x_G = 10.82 \text{ m}$
$y_G = 9.67 \text{ m}$

Centre de masse de l'acrotère de la terrasse

Acrotères	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
Ac 1	2.03	0.075	9.73	0.15	19.75
Ac 2	0.71	1.88	4.31	1.34	3.06
Ac 3	0.27	3.83	3.68	1.03	0.99
Ac 4	0.71	5.63	2.91	3.99	2.07
Ac 5	0.14	7.58	2.63	1.06	0.368
Ac 6	0.60	9.08	2.20	5.45	1.32
Ac 7	0.40	10.73	1.21	4.29	0.48
Ac 8	1.45	14.48	0.075	20.99	0.20
Ac 9	0.63	18.23	1.81	11.49	1.14

.../...

Ac 10	0.41	19.24	3.54	7.89	1.45
Ac 11	1.34	20.40	6.99	23.34	9.37
Ac 12	0.16	19.90	10.44	3.18	1.67
Ac 13	1.31	19.55	13.97	25.61	18.30
Ac 14	0.94	17.01	17.34	15.99	16.30
Ac 15	0.29	14.48	18.03	4.20	5.23
Ac 16	1.34	11.03	18.87	14.78	25.29
Ac 17	0.41	7.58	17.71	3.11	7.26
Ac 18	0.71	5.63	16.70	3.99	11.86
Ac 19	0.27	3.83	15.78	1.03	4.26
Ac 20	0.71	1.88	15.15	1.34	10.76
Σ	14.83			158.26	141.03

$$x_G = 10.67 \text{ m}$$

$$y_G = 9.51 \text{ m}$$

Centre de masse du local ascenseur y compris la dalle des machines :

	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
mur A	3.75	7.58	9.14	28.43	34.28
mur B	2.52	9.15	7.22	23.06	18.19
mur C	3.75	10.73	9.14	40.24	34.28
mur D	4.305	9.15	11.09	39.39	47.74
Dalle Asc(2)	12.56	9.15	9.17	114.92	115.18
Dalle Asc(1)	92.75	9.15	9.17	848.69	850.55
	119.624			1094.73	1100.22

$$x_G = 9.15 \text{ m}$$

$$y_G = 9.20 \text{ m}$$

Centre de masse des dalles de l'étage courant :

Dalles	M _i (t)	x _i	y _i	M _i · x _i	M _i · y _i
Dalle a	12.74	1.95	11.77	24.84	149.95
" b	17.09	5.70	12.47	97.41	213.11
" c	16.40	9.15	14.37	150.06	235.67
" d	13.87	12.60	16.53	174.76	229.27
" e	16.04	1.95	6.97	31.28	111.80
" f	16.50	5.70	6.97	94.05	115.01
" g	21.87	12.60	3.68	275.56	80.48
" h	10.26	16.35	1.81	167.75	18.57
" i	13.99	16.81	5.42	235.17	75.83
" j	21.34	14.94	8.87	318.82	189.29
" k	27.31	14.48	12.32	395.45	336.46
" l	13.08	16.39	15.77	214.38	206.27
Sechoir 1	4.49	9.15	18.25	41.08	81.94
loggia 2	5.39	5.70	15.93	30.72	85.86
Sechoir 3	5.39	1.95	14.53	10.51	78.32
loggia 4	5.39	5.70	3.53	30.72	19.03
" 5	4.49	9.15	2.82	41.08	12.66
Sechoir 6	5.39	19.77	5.42	106.56	29.21
" 7	4.49	19.77	8.87	88.77	38.03
" 8	5.39	18.92	12.32	101.99	66.41
" 9	4.49	18.92	15.77	84.95	70.81
Σ	245,40			2715,92	2443,98

$$x_G = 11.07 \text{ m}$$

$$y_G = 9.96 \text{ m}$$

Centre de masse des murs (façades) du R.DC :

Ce sont des murs utilisés, parmi lesquels il existe certains murs provisoir. pour la réalisation des rideaux, pour les ouvertures des commerces

Elements	Mi (t)	x_i	y_i	Mi. x_i	Mi. y_i
F1	2.276	12.60	18.87	34.78	42.95
F2	1.88	9.15	18.87	17.20	35.48
F3	2.276	5.70	16.55	12.97	37.67
F4	2.276	1.95	15.15	4.44	34.48
F5	2.376	1.95	4.46	4.63	10.60
F6	0.528	5.70	4.31	3.01	2.28
F7	1.8	9.15	3.67	16.47	6.61
F8	2.376	12.6	0.23	29.94	0.55
F9	2.376	16.35	0.23	38.85	0.55
F10	2.376	20.4	5.42	48.47	12.88
F11	1.98	20.4	8.87	40.39	17.56
F12	2.376	19.55	12.32	46.45	29.27
F13	1.98	19.55	15.77	38.71	31.09
Σ	26.88			336.31	261.94

$$x_G = 12.51m$$

$$y_G = 9.75m$$

Centre de masse des dalles du R.D.C :

Dalles	Mi (t)	x_i	y_i	Mi. x_i	Mi. y_i
Dalle 1	20.05	1.95	12.67	39.10	250.03
" 2	25.14	5.70	13.27	143.30	331.09
" 3	23.50	9.15	15.07	215.03	364.15
" 4	16.29	12.60	16.53	205.25	269.27
" 5	18.84	1.95	6.95	36.74	130.94
" 6	24.47	5.70	6.20	139.48	151.71
" 7	5.09	9.15	2.82	46.57	14.35
" 8	25.69	12.60	3.68	323.69	94.54
" 9	12.05	16.35	1.81	197.02	21.81
" 10	15.36	17.09	15.77	262.50	242.23
" 11	32.07	15.21	12.32	487.79	395.10
" 12	29.30	15.64	8.87	458.25	259.89
" 13	21.51	17.36	5.42	276.41	116.57
Σ	267.36			2928.13	2635.71

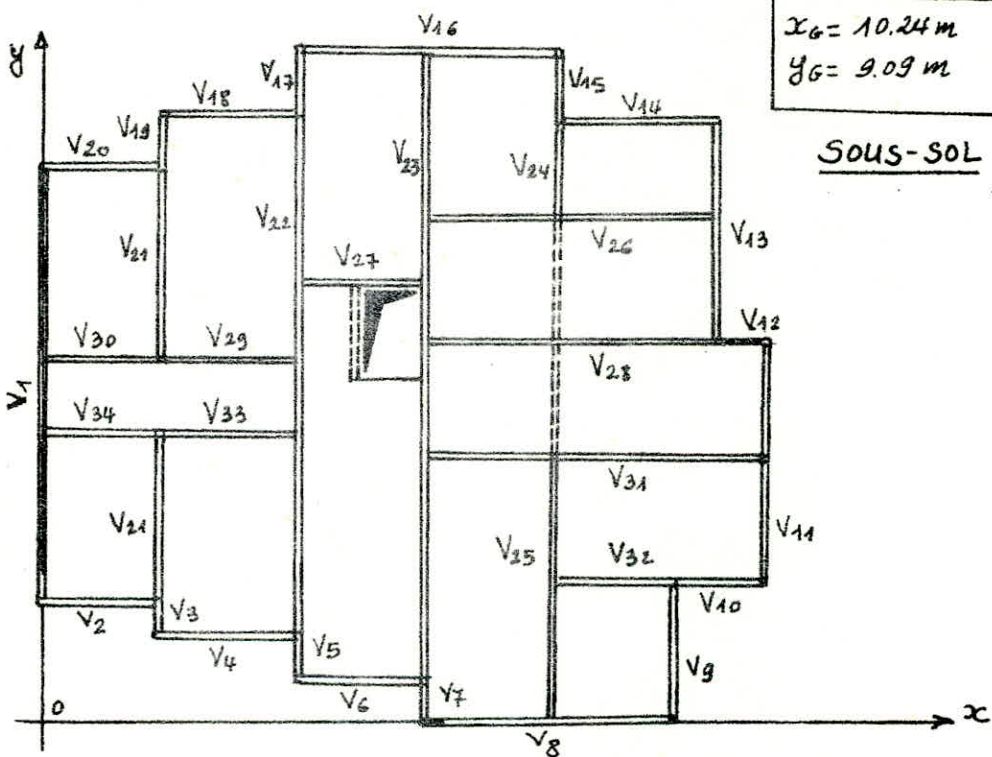
$$x_G = 10.95 \text{ m}$$

$$y_G = 9.83 \text{ m}$$

Centre de masse des voiles du sous-sol:

Voiles	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
V ₁	15.39	0.10	9.73	1.54	149.75
V ₂	5.25	2.08	4.33	10.55	22.73
V ₃	1.96	3.85	3.53	7.55	6.92
V ₄	5.25	5.83	2.93	30.61	15.38
V ₅	0.99	7.55	2.48	7.48	2.46
V ₆	4.41	9.23	2.22	40.70	9.79
V ₇	2.76	10.70	1.14	29.53	3.15
V ₈	10.29	14.48	0.25	149.99	2.57
V ₉	4.86	18.25	1.86	88.70	9.04
V ₁₀	2.97	19.41	3.37	57.65	15.95
V ₁₁	9.45	20.37	6.99	192.50	66.06
V ₁₂	1.33	20.05	10.47	26.67	13.93
V ₁₃	9.60	19.52	13.82	187.39	132.67
V ₁₄	7.03	17.11	17.37	120.28	122.11
V ₁₅	2.35	2.50	18.11	5.88	42.56
V ₁₆	9.45	11.03	18.85	104.23	178.13
V ₁₇	3.53	7.57	17.69	26.72	62.45
V ₁₈	4.97	5.68	16.53	28.23	82.15
V ₁₉	2.24	3.80	15.83	8.51	35.46
V ₂₀	4.90	1.95	15.13	9.56	74.14
V ₂₁	10.10	3.88	9.73	39.19	98.27
V ₂₂	13.25	7.63	9.73	101.10	128.92
V ₂₃	15.13	10.78	8.45	163.10	127.85
V ₂₄	2.42	14.53	15.77	35.16	38.16
V ₂₅	6.20	14.48	3.78	89.78	23.14
V ₂₆	8.07	10.89	14.19	87.88	114.51
V ₂₇	3.15	9.20	11.09	28.98	343.00
V ₂₈	8.24	10.89	10.44	89.73	86.03

V29	2.97	5.75	9.64	17.08	28.63
V30	2.80	2.00	9.64	5.60	26.99
V31	9.21	15.54	7.29	143.12	67.14
V32	9.27	16.35	3.54	151.57	32.82
V33	3.05	5.75	7.72	17.54	23.55
V34	3.05	2.00	7.72	6.10	23.55
Σ	205.89			2109.19	1870.68



Centre de masse de la terrasse:

	$M_i (t)$	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
acrotère	14.83	10.67	9.51	158.24	141.03
Plancher. t.	258.42	10.82	9.67	2796.10	2498.92
Local asc	119.64	9.15	9.20	1094.71	1100.69
1/2 des Voiles	73.89	10.45	9.44	772.15	697.52
1/2 façades	11.02	11.12	8.63	122.54	95.10
1/2 gaines	15.41	8.47	10.86	130.52	167.35
gaines sup.	7.71	8.47	10.86	65.30	83.73
Σ	500.92			5139.56	4784.34

-24-

$x_G = 10.26 \text{ m}$
$y_G = 9.55 \text{ m}$

Centre de masse : niveau 8^e étage :

Elements	M _i (t)	x _i	y _i	M _i · x _i	M _i · y _i
façades	22.03	11.12	8.63	244.97	190.12
voiles	147.78	10.45	9.44	1544.30	1395.04
Palier 1	4.69	9.15	7.93	42.91	37.19
1/2 Palier 2	1.89	9.15	4.30	17.29	8.13
1/2 Volée	2.84	9.97	6.02	28.31	17.09
Plancher + Log + séch	245.4	11.07	9.96	2716.58	2444.18
Gardes corps	11.45	15.57	10.82	178.28	123.89
Gainés	15.41	8.47	10.86	130.52	167.35
Σ	451.49			4903.17	4383.00

$x_G = 10.86 \text{ m}$
$y_G = 9.71 \text{ m}$

Centre de masse : Niveau 7^e, 6^e et 5^e étage :

	M _i (t)	x _i	y _i	M _i · x _i	M _i · y _i
Plancher + log + séch.	245.4	11.07	9.96	2716.58	2444.18
façades	22.03	11.12	8.63	244.97	190.12
voiles	147.78	10.45	9.44	1544.30	1395.04
palier 1	4.69	9.15	7.93	42.91	37.19
palier 2	3.77	9.15	4.30	34.50	16.21
Volée	5.67	9.15	6.02	51.88	34.13
Gainés	15.41	8.47	10.86	130.52	167.35
Gardes- corps	11.45	15.57	10.82	178.28	123.89
Σ	456.20			4943.94	4408.11

$x_G = 10.84 \text{ m}$
$y_G = 9.66 \text{ m}$

Centre de masse: Niveau 4^e, 3^e et 2^e étage:

	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
Plancher+log+Sech	245.40	11.07	9.96	2716.58	2444.18
façades	22.03	11.12	8.63	244.97	190.12
voiles	147.78	10.45	9.44	1544.30	1395.04
palier 1	4.69	9.15	7.93	42.91	37.19
palier 2	3.77	9.15	4.30	34.50	16.21
Volée	5.67	9.15	6.02	51.88	34.13
Gaines	12.49	8.45	10.50	105.54	131.15
Gardes-Corps	11.45	15.57	10.82	178.28	123.89
Σ	453.28			4918.96	4371.91

$$x_G = 10.85 \text{ m}$$

$$y_G = 9.65 \text{ m}$$

Centre de masse du 1^{er} étage

Plancher+log+Sech	245.40	11.07	9.96	2716.58	2444.18
1/2 du mur sup	11.02	11.12	8.63	122.54	95.10
1/2 du mur inf	13.44	12.51	9.75	168.13	131.04
1/2 voiles sup	73.89	10.45	9.44	772.15	697.52
1/2 " inf*	73.89	10.45	9.44	772.15	697.52
Palier 1	4.69	9.15	7.93	42.91	37.19
Palier 2	3.77	9.15	4.30	34.50	16.21
Volée	5.67	9.15	6.02	51.88	34.13
gaines	12.49	8.45	10.50	105.54	131.15
Gardes-Corps	11.45	15.57	10.82	178.28	123.89
Σ	455.71			4964.66	4407.93

$$x_G = 10.89 \text{ m}$$

$$y_G = 9.67 \text{ m}$$

* on a suppose que les voiles du R.D.C ont la même hauteur que ceux du 1^{er} étage (2.85 et 2.80) pour faciliter le calcul de l'étude statique.

Centre de masse du niveau R.D.C:

	M_i (t)	x_i	y_i	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
Plancher R.d.c	267.36	10.95	9.83	2927.59	2628.15
1/2 mur Sup	13.44	12.51	9.75	168.13	131.04
1/2 mur inf	102.95	10.24	9.09	1054.21	935.82
1/2 voiles sup	73.89	10.45	9.44	772.15	697.52
Palier 1	4.69	9.15	7.93	42.91	37.19
Palier 2	3.77	9.15	4.30	34.50	16.21
Voleé	5.67	9.15	6.02	51.88	34.13
Gaines	12.49	8.45	10.50	105.54	131.15
Σ	484.26			5156.31	4611.21

$$x_G = 10.65 \text{ m}$$

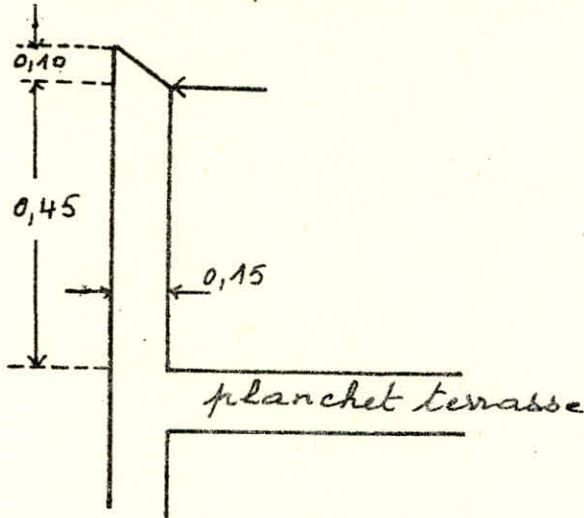
$$y_G = 9.52 \text{ m}$$

Centre de masse de chaque étage:

	M_G (t)	x_G (m)	y_G (m)
Niveau Terrasse	500.92	10.26	9.55
" 8 ^e étage	451.49	10.86	9.71
" 7 ^e "	456.20	10.84	9.66
" 6 ^e "	456.20	10.84	9.66
" 5 ^e "	456.20	10.84	9.66
" 4 ^e "	453.28	10.85	9.65
" 3 ^e "	453.28	10.85	9.65
" 2 ^e "	453.28	10.85	9.65
" 1 ^e "	455.71	10.89	9.67
" R.D.C	484.26	10.65	9.52

ETUDE DE L'ACROTÈRE

Schema representant l'acrotère

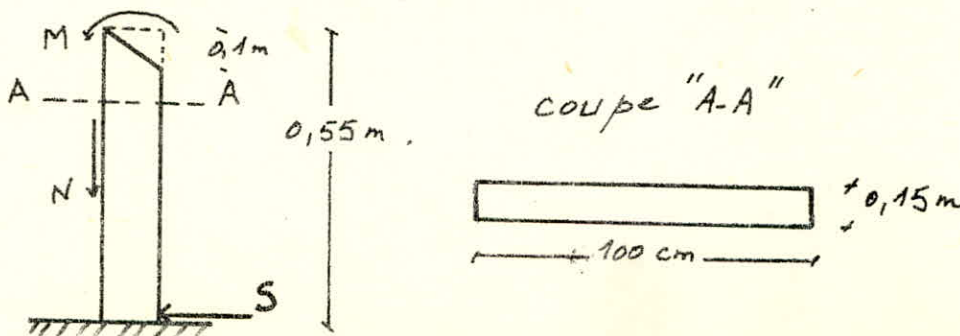


hauteur $h = 0,55 \text{ m}$ épaisseur = $e = 0,15 \text{ m}$
 Poids propre $G = (0,55 - 0,1 \cdot 0,5) \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,19 \text{ t/ml}$
 Surcharge $S = 1,2 \cdot (P = 0,1 \text{ t/ml}) = 1,2 \times 0,1 = 0,12 \text{ t/ml}$
 d'où $G = 0,19 \text{ t/ml}$ $S = 0,12 \text{ t/ml}$

Calcul de l'acrotère

en flexion (M^c P charron) Notre console sera calculée sous l'effet de
 * 1 effort Normal N * 1 moment résultant de t

a) Calcul des efforts :



$$N = G_r = 0,19 \text{ t/ml} = 190 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2 \cdot P \cdot l = 1,2 \times 0,1 \times 0,45 = 0,054 \text{ tm/ml} \\ = 5400 \text{ kgcm/ml}$$

Mode de sollicitation =

La section étant rectangulaire on cherche

- Noyau central

$$e_1 = h_t/6 = 15/6 = 2,5 \text{ cm}$$

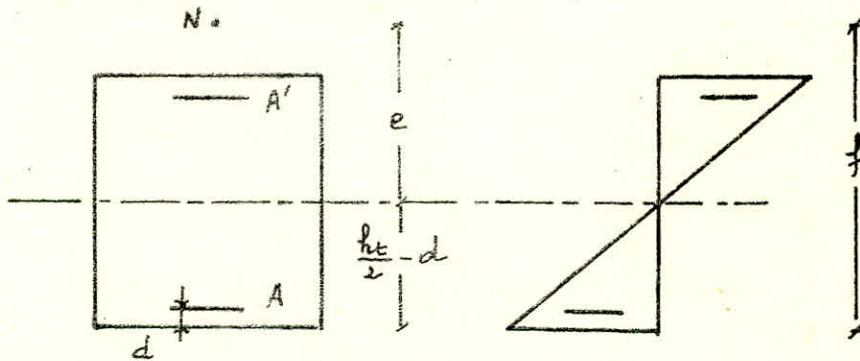
- l'excentricité

$$e_0 = M/N = 0,054/0,19 = 28,5 \text{ cm}$$

→ $e_0 > e_1$ donc

la section est partiellement comprimée.

c. Calcul du moment fictif

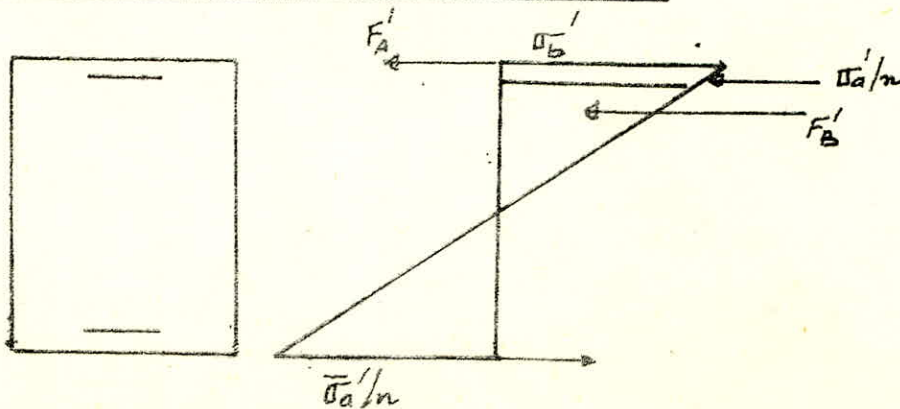


$$M = N \cdot f = N (e + h_t/2 + d) \quad d \approx h_t/10 = 1,5 \text{ cm}$$

$$M = 0,19 [28,5 + 15/2 + 1,5] \times 10^{-2} = 65,55 \text{ tm} \times 10^{-2}$$

$$M = 65,55 \cdot 10^{-2} \text{ tm} = 65,55 \text{ kg.m.}$$

Moment résistant du béton



$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}_b' (h - y/2) \quad \text{avec}$$

$$y = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h = \frac{15 \cdot 135}{15 \cdot 135 + 2800} \times (15 - 1,5) = 5,7 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}, \quad h = h_t - d = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 5,7 \cdot 135 (13,5 - 5,7/3) = 444081,3 \text{ kg cm}$$

$\Rightarrow M_{RB} > M_{\text{fictif}}$ \Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

Ferraillage de l'acrotère

* Flexion simple = $A_1 = M_f / \epsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a$ avec

$$N = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 65,55 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13,5)^2} = 0,02$$

abaque $\rightarrow \{ k = 2,33, \quad \epsilon = 0,9799 \}$

$$A_1 = 6555 / 0,9799 \cdot 13,5 \cdot 2800 = 0,177 \text{ cm}^2$$

* Flexion composée $A = A_1 - N / \bar{\sigma}_a$

$$A = 0,177 - 190 / 2800 = 0,11 \text{ cm}^2$$

* Section d'acier minimale relative à la condition de non fragilité (Règl. C.C.BA 68)

$$A_{\text{min}} \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b / \bar{\sigma}_{\text{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot 5,9 / 4200 = 1,31 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow A < A_{\text{min}}$ on adopte alors $A_{\text{min}} = 1,31 \text{ cm}^2$

$$\Rightarrow \boxed{7T5 = 1,37 \text{ cm}^2}$$

Espacement = Conformément aux Règles C.C.BA 68 Art. 57.33.

$$l \leq (3h_t, 33 \text{ cm}) = (45 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$$

On prévoit également des armatures \perp aux armatures principales, vu que l'acrotère est exposé aux intempéries pour empêcher des ouvertures excessives des fissures, ce sera des armatures de peau. on adopte

$$\boxed{4T5 = 0,78 \text{ cm}^2}$$

Verification à la fissuration

$$\tilde{w}_f = A/B_f = A/2.d.B = 1,37/2.1,5.100 = 46.10^{-4}$$

$$\sigma_1 = k.n.\tilde{w}_f / \phi (1 + \tilde{w}_f.10)$$

$k = 10^6$ fissuration préjudiciable

$n = 1,6$ haute adhérence

$\phi = 5\text{mm}$

$\tilde{w}_f = 46.10^{-4} < 0,01$ pas de fissuration systématique

$$\sigma_2 = 2,4 [n.k.\bar{\sigma}_b / \phi]^{1/2}$$

$$\sigma_1 = 10^6.1,6.46.10^{-4} / 5 (1 + 46.10^{-3}) = 1407,26 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_2 = 2,4 [1,6.10^6.5,9/5]^{1/2} = 3297,71 \text{ kg/cm}^2$$

$\Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3297,71 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_x = \sigma_2$

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

--- Pas de fissuration ---

Verification des contraintes.

$$\sigma_a = \sigma_f / A.E.k = 6555 / 1,37.13,5.0,9799 = 361,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / k = 361,7 / 233 = 1,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Verification à l'effort tranchant:

on doit vérifier $A.\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$

$$T + M/z = 120 \text{ kg} - 5400 / 7.13/8 = -354,72 \text{ kg} < 0$$

La condition est donc vérifiée par conséquent les armatures tendues ne seront soumises à aucun effort de traction et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage de ces armatures.

Vérification au séisme

L'acrotère sera soumise à une force sismique horizontale supposée agissant de la forme

$$F_H = \alpha \cdot W.$$

$$F_H = [0,20 + 0,10 \alpha] G. \quad \alpha = 1$$
$$= (0,20 + 0,10) \cdot 190 = 5,7 \text{ kg/ml} \quad G = 190 \text{ kg/ml}$$

$$5,7 \text{ kg/ml} > 1,2 P = 1,2 \times 0,1 = 120 \text{ kg/ml}$$

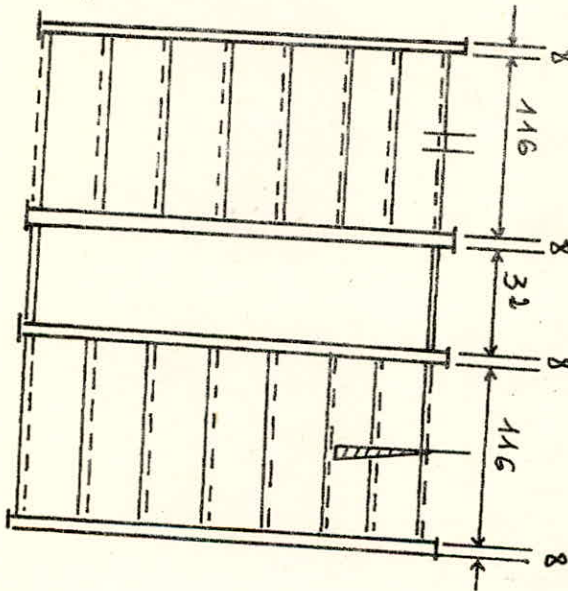
- cette force est bien reprise par l'acrotère qui est calculée pour reprendre une force de 120 kg/ml \Rightarrow séisme vérifié.

CALCUL DE L'ESCALIER

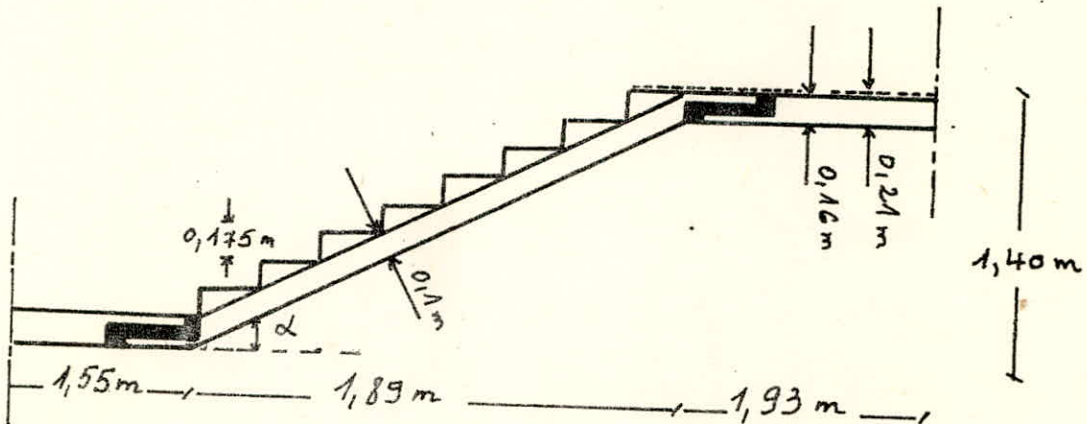
Generalités =

L'escalier de notre bâtiment est constitué de deux paliers et d'une paillasse. Le calcul se fera en considérant séparément la paillasse et les paliers.

Vue en plan



Coupe



A Calcul de la volée

1. Épaisseur de la pailleasse

$$\operatorname{tg} \alpha = 140/180 = 0,74 \Rightarrow \alpha = 36,53$$

$$\cos \alpha = 0,803$$

$$AB/30 \leq e \leq AB/20$$

$$AB = AC / \cos \alpha = 189 / 0,803 = 235 \text{ cm}$$

$$235/30 \leq e \leq 235/20$$

$\Rightarrow (7,8 \leq e \leq 11,75) \text{ cm}$ on prend pour toute la pailleasse

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

Predimensionnement :

$$n = 1,4 / 0,17 = 8,23 \quad \text{on suppose } h = 0,17 \text{ m}$$

on prend $n = 8$ et on calcul la vraie valeur de h .

$$h = 1,4 / 8 = 0,175 \text{ m} \quad g = 1,89 / 7 = 0,27 \text{ m}$$

* Formule de Blondel

$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 2 \cdot 0,175 + 0,27 = 0,62 \leq 0,66$$

La formule est bien vérifiée

Evaluation des charges et surcharges

on procede /m de projection et /m de demarchement

a) Pailleasse

- Poids propre de la pailleasse

$$2,5 \cdot e / \cos \alpha = 2,5 \cdot 0,10 / 0,803 = 0,31 \text{ t/ml}$$

- Poids propre des marches

$$2,2 \cdot h / 2 = 2,2 \cdot 0,175 / 2 = 0,193 \text{ t/ml}$$

- Poids propre total

$$G = 0,503 \text{ t/ml}$$

- Surcharge d'exploit totale

$$P = 0,25 \text{ t/ml}$$

$$q_1 = G + 1,2P = (0,503 + 1,2 \cdot 0,25) \text{ t/ml}$$

$$q_1 = 0,803 \text{ t/ml}$$

B Palier

- Poids propre du palier
 $0,16 \cdot 2,5 = 0,4 \text{ t/ml}$
- Revêtement (mortier + carrel $\approx 5 \text{ cm}$)
 $0,05 \times 2,2 = 0,11 \text{ t/ml}$
- Poids propre total $G_1 = 0,51 \text{ t/ml}$
- Surcharge d'exploit $S = 0,25 \text{ t/ml}$

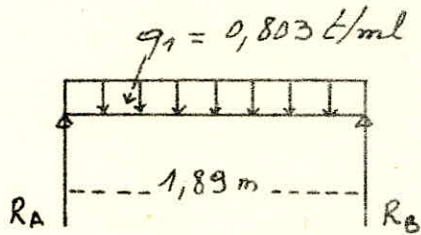
$$q_2 = G_1 + 1,2P = (0,51 + 1,2 \cdot 0,25) \text{ t/ml}$$

$$q_2 = 0,81 \text{ t/ml}$$

1.) on considère la volée appuyée sur 2 appuis les paliers.

A) Pailleasse

évaluation des efforts :



$$R_A = R_B = q_1 \cdot l / 2 = 0,803 \cdot 1,89 / 2$$

$$R_A = R_B = 0,759 \text{ t} = T_{\max}$$

$$q_1 \cdot l^2 / 8 = 0,803 \cdot 1,89^2 / 8 = M_0$$

$$= 0,358 \text{ tm} = M_{\max}$$

Moment en travée

détermination de la combinaison la plus défavorable

$$1^\circ) \left. \begin{array}{l} G_1 = 0,503 \text{ t/ml} \\ P = 0,100 \text{ t/ml} \end{array} \right\} \begin{array}{l} S = G_1 + 1,2P = 0,503 + 1,2 \cdot 0,1 \\ = 0,623 \text{ t/ml} = q'_1 \\ M_{10} = q'_1 l^2 / 8 = 0,623 \cdot 1,89^2 / 8 = 0,278 \text{ tm} \end{array}$$

$$2^\circ) 0,803 = S = q'_2$$

$$0,85 M_{20} = 0,85 \cdot 0,803 \cdot 1,89^2 / 8 = 0,3586 \text{ tm}$$

$\Rightarrow 0,85 M_{20} > M_{10} \Rightarrow$ on prend

$$M_{tra} = 0,85 M_{20} = 0,304 \text{ tm}$$

$$M_{app} = (1,25 - 0,85) / 2 = 0,2 M_{20} = 0,2 \cdot 0,358$$

$$= 0,0716 \text{ tm}$$

Ferraillage

① en travée :

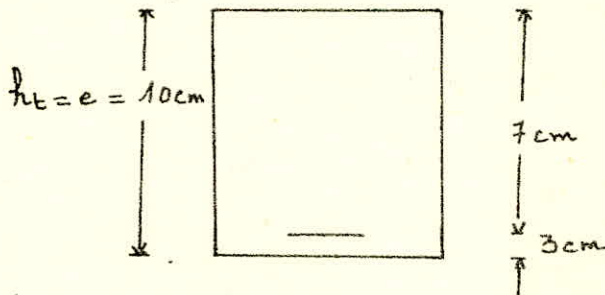
$$M_t = 0,3043 \text{ tm}$$

Pour éviter la fissuration on doit avoir

$$\phi \leq e / 10 = 10 / 10 = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm}$$

on adopte des T8 (8 < 10) mm

données Acier Tor FeE40
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
 CPA 325 dose' a 350 kg/cm^2
 $n = 15$
 $\bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$



$$h = h_t - (d + \phi/2) = 10 - (2,6 + 0,4) = 7 \text{ cm}$$

$$\nu = n M_t / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 15 \cdot 30430 / 2800 \cdot 100 \cdot 7^2 = 333 \cdot 10^{-4}$$

$$\Rightarrow (\varepsilon = 0,9216 \quad \kappa = 48,8)$$

$$A_t = M_t / \bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h = 30430 / 2800 \cdot 0,9216 \cdot 7 = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \boxed{4T8 = 2,01 \text{ cm}^2}$$

$$\kappa = \bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_b' = 2800 / 137 = 20,43 < \kappa = 48,8$$

\Rightarrow Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

② Aux appuis: $M_{af} = 0,0716 \text{ tm}$

$$\nu = 15 M_{af} / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 15 \cdot 7160 / 2800 \cdot 100 \cdot 7^2 = 7828 \cdot 10^{-6}$$

$$(\varepsilon = 0,96 \quad \kappa = 110)$$

$$A_{aff} = M_a / \bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h = 7160 / 2800 \cdot 0,96 \cdot 7 = 0,38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \bar{\sigma}_b' / \bar{\sigma}_{br} = 0,6785 \text{ cm}^2 > 0,38 \text{ cm}^2$$

on adopte $A_{min} \Rightarrow \boxed{2T8 = 1 \text{ cm}^2}$

Verification des contraintes

* En travée

$$\bar{\omega}_f = 100 \cdot A_t / B_f = 100 \cdot 2,01 / 100 \cdot 7 = 0,287$$

$$(\varepsilon = 0,9155 \quad \kappa = 44,2)$$

$$\bar{\sigma}_a = M_t / A_t \cdot \varepsilon \cdot h = 30430 / 2,01 \cdot 0,9155 \cdot 7 =$$

$$2362,38 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / k = 2362,38 / 44,2 = 53,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* Arx appuis

$$\tilde{\omega}_f = 100 \cdot A / B_f = 100 \cdot 1 / 100,7 = 0,144$$

($\varepsilon = 0,9375$ $\kappa = 65$)

$$\sigma_a = M / A \cdot \varepsilon \cdot h = 17900 / 1,0 \cdot 9375 \cdot 7 = 2727,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / \kappa = 2727,62 / 65 = 41,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

- Verification à la fissuration

$$\tilde{\omega}_f = A / B_f = A / 2 \cdot d \cdot b = 2,01 / 2 \cdot 2,6 \cdot 100 = 38 \cdot 10^{-4}$$

($\varepsilon = 0,9890$ $\kappa = 440$)

$$\sigma_1 = k \cdot n \cdot \tilde{\omega}_f / \phi (1 + 10 \cdot \tilde{\omega}_f) \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 [k \cdot n \cdot \sigma_b' / \phi]^{1/2}$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible}$$

$$n = 1,6 \text{ Acier Tor} \quad \phi = 8 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 38 \cdot 10^{-4} / 8 (1 + 38 \cdot 10^{-3}) = 1098,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 [1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 / 8]^{1/2} = 3192,93 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = M / A \cdot \varepsilon \cdot h = 17900 / 2,01 \cdot 0,9890 \cdot 7 = 1286,36 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min [\max (\sigma_1, \sigma_2), 2800 \text{ kg/cm}^2] = 2800 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_a$$

⇒ Pas de risque de fissuration

- Verification à l'effort tranchant

$$\tau_b = T / b \cdot z = T / b (7/8) \cdot h = 759 / 100 \times (7/8) \cdot 7$$

$$= 1,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Armatures de repartition

$$1,68 / 4 = 0,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{on prend } A_r = A_t / 4 =$$

$$1T8 = 0,5 \text{ cm}^2$$

Adherence :

$\bar{\tau}_b =$ contrainte admissible vis à vis de l'entraînement.

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

$$\tau_d = T / m \cdot p \cdot z$$

$n =$ nombre de barres isolées
 $p =$ perimetre utile de la barre
 $z = (8/7) h$

$$\sigma_d = 759 / 4 \cdot 0,8 \cdot 3,14 \cdot (7/8) \cdot 7 = 12,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq 0,69 \cdot \bar{\sigma}_b' \cdot b \cdot h / \sigma_{en} = 0,69 \cdot 5,9 \cdot 100 \cdot 7 / 4200 = 0,68 \text{ cm}^2$$
$$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,68 \text{ cm}^2, \quad A_a = 1 \text{ cm}^2 > 0,68 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

Vérification à la flèche

$$f = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot EJ$$

$$E = 7000 (\sigma_{28}')^{1/2} = 7000 \sqrt{370}$$
$$= 115021 \text{ bars}$$

$$I = b h^3 / 12 = 100 \cdot 10^3 / 12 = 0,83 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

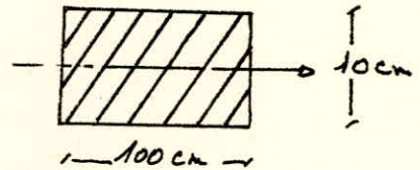
$$f = 5 \cdot 803 \cdot (1,89)^4 \cdot 10^8 / 384 \cdot 115021 \cdot 0,83 \cdot 10^4 \cdot 10^2$$

$$f = 0,140 \text{ cm} < \frac{l}{300} = \frac{189}{300} = 0,63 \text{ cm}$$

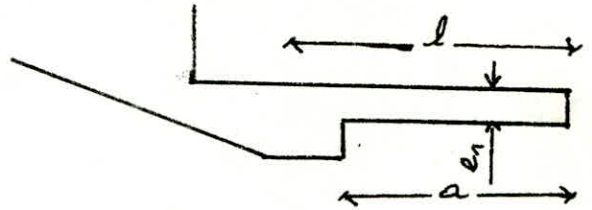
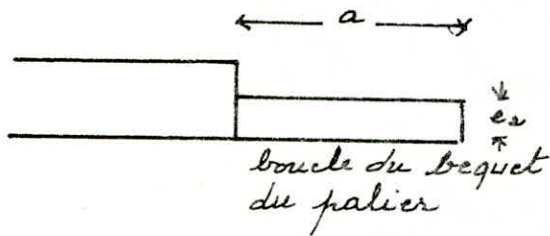
La flèche est vérifiée

Espacement

$$t \leq (3 h t = 30 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \Rightarrow t = 20 \text{ cm}$$



Epaisseur des bequets, des paillasses et des paliers



$e_1 = 8 \text{ cm}$, $e_2 = 7 \text{ cm}$

$8 + 7 = 15 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$ (épaisseur du palier)

$a > 10 \text{ cm} \Rightarrow a = 15 \text{ cm}$

$l = a + \text{encr.} = 17 \text{ cm}$

Calcul des bequets =

- charge linéaire

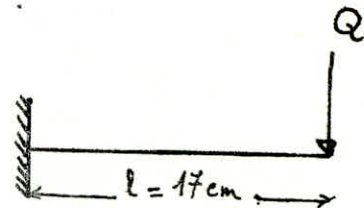
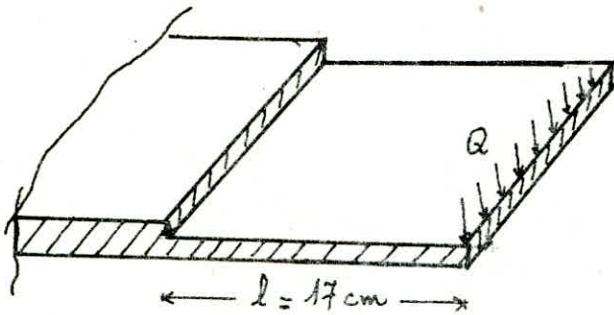
Ils sont calculés sous une charge $Q = \delta q \cdot q_v \cdot L/2$ (kg/ml)

δq = coefficient de comportement expérimental = 1,4

L = longueur horizontale de la paillasse

q_v = charge de calcul de la paillasse.

$Q = 1,4 \cdot 3,00 \cdot 803 / 2 = 1686,3 \text{ kg/ml}$



à l'encastrement on a :

$M = Q \cdot l = 1686,3 \cdot 0,17 = 286,671 \text{ kg.m}$

Determination des armatures

$\phi \leq e/10 = 7/10 = 0,7 \text{ cm} = 7 \text{ mm}$ on prend $\phi = 6 \text{ mm}$

* Armatures principales

$h = e_2 - 2 = 7 - 2 = 5 \text{ cm}$

$A = M / \gamma_s \cdot \bar{\sigma}_a = 28667,1 / (7/8) \cdot 5 \cdot 2800 = 2,34 \text{ cm}^2$

$\rightarrow \boxed{9T6 = 2,54 \text{ cm}^2}$

espacement ne doit pas dépasser $2 \cdot e_2 = 14 \text{ cm}$
on prend ($t = 6 \text{ cm}$)

* Armature de repartition

$A_r = A / 4 = 2,34 / 4 = 0,585 \text{ cm}^2 \rightarrow \boxed{3T6 = 0,84 \text{ cm}^2}$

Verification au cisaillement

La charge à considerer est $Q' = \gamma'_q \cdot q_v \cdot L$ ($\gamma'_q = 1$,

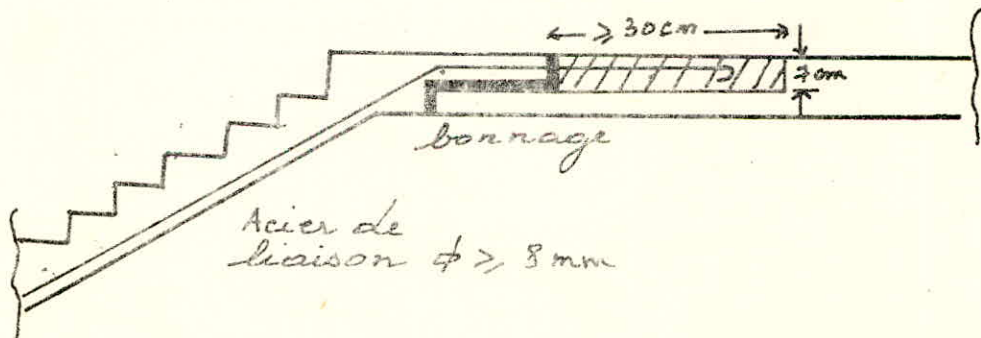
$Q = 1 \cdot 3 \cdot 803 / 2 = 1204,5 \text{ kg/ml}$

$Z_b = T / b \gamma_s = Q \cdot 1 \text{ m} / 100 \cdot (7/8) \cdot 5 = 1204,5 \cdot 1 / 100 \cdot (7/8) \cdot 5 = 2,753 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2 > 2,753 \text{ kg/cm}^2$

Le cisaillement est verifie pas necessaires de disposer de cadres.

Liaisonnement Paillasse - Palier

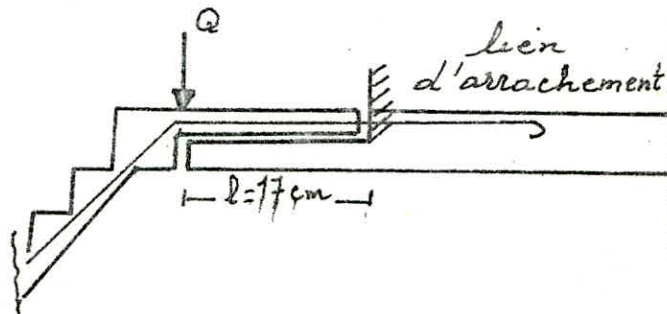


Une liaison systématique par armatures longitudinales doit être établie entre la paillasse et les 2 paliers. Le chaînage est prévu pour reprendre les efforts d'arrachement de la paillasse sur les paliers et également pour éviter tout effondrement en cas de séisme.

A cet effet une bande de palier de 40 cm de largeur et de 7 cm de hauteur ne sera coulée qu'après pose de la paillasse avec les aciers de liaison.

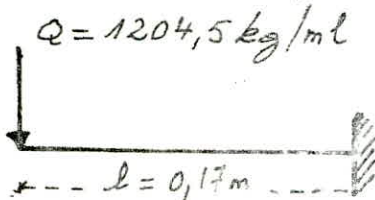
On prévoit avant pose de la paillasse au niveau des bequets un bonnage en mortier de résine ou béton.

Calcul des armatures de liaison



Ces aciers et la section de béton correspondante seront calculés pour reprendre la charge $Q = 1204,5 \text{ kg/ml}$ due au la volée au niveau du bequet.

Schema statique =



Le palier ayant une largeur de 3 m soit :

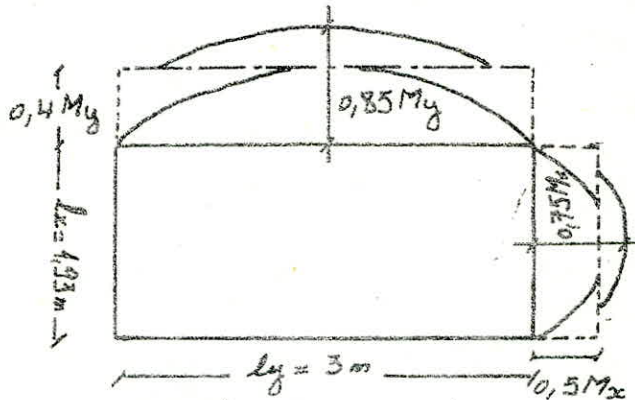
$$M = 0,17 \cdot 1204,5 = 204,765 \text{ kgm}$$

$$A = M / \gamma \cdot \bar{\sigma}_a = 204,76 / (1,25/8) \cdot 15 \cdot 2800 = 0,643 \text{ cm}^2$$

\Rightarrow $3T6 = 0,84 \text{ cm}^2$ /ml pour chaque paillasse afin d'assurer une bonne liaison.

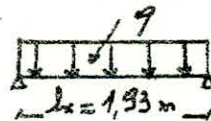
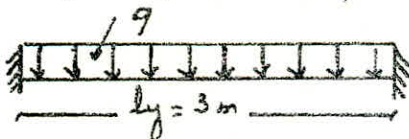
Calcul du Palier

On considère les 2 paliers ayant approximativement les mêmes dimensions.
 On calcule le ferrailage pour le palier le plus défavorable et on adopte le même pour l'autre.
 Ces paliers sont des dalles, plus ou moins encastées, sur 2 côtés, et libre sur les 2 autres, ils seront calculés en conséquence.



Charge revenant au palier

$$q = q_1/2 + q_2 = 0,803/2 + 0,81 = 1,21 \text{ t/ml}$$



$$l_x = 1,93\text{ m} \quad l_y = 3\text{ m} \quad j = l_x/l_y = 0,6433 > 0,4 \text{ et } < 1$$

$$\begin{aligned} j = 0,6 & \longrightarrow \nu_x = 0,0849 & \longrightarrow \nu_y = 0,435 \\ j = 0,7 & \longrightarrow \nu_x = 0,0728 & \longrightarrow \nu_y = 0,550 \end{aligned}$$

$$\nu_x = \frac{1}{2} \cdot 0,6433 \left(\frac{0,0849}{0,6} + \frac{0,0728}{0,7} \right) = 0,079$$

$$\nu_x = 0,079, \quad \nu_y = 0,486$$

Calcul des moments

$$\begin{aligned} M_x &= \nu_x \cdot q \cdot l_x^2 = 0,079 \cdot 1,21 \cdot 1,93^2 = 0,356 \text{ tm} \\ M_y &= \nu_y \cdot M_x = 0,486 \cdot 0,356 = 0,173 \text{ tm} \end{aligned}$$

suivant l_x

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0,75 M_x = 0,75 \cdot 0,356 = 0,267 \text{ tm} \\ M_{ax} &= 0,50 M_x = 0,50 \cdot 0,356 = 0,178 \text{ tm} \end{aligned}$$

suivant by

$$M_{ky} = 0,85 M_y = 0,85 \cdot 0,173 = 0,147 \text{ tm}$$

$$M_{ky} = 0,40 M_y = 0,40 \cdot 0,173 = 0,07 \text{ tm}$$

Determination des armatures (ferraillage)

suivant lx :

* En travée :

$$\nu = 15 M_{tx} / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 15 \cdot 0,267 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 14^2 \cdot 100 = 7,3 \cdot 10^{-1} \Rightarrow (\xi = 0,9615 \quad K = 115)$$

$$A_t = M_{tx} / \bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h = 0,267 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 0,9615 \cdot 14 = 7,08 \cdot 10^{-1} \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot 5,9 / 4200 = 1,357 \text{ cm}^2 > 7,08 \cdot 10^{-1} \text{ cm}^2$$

on ferraillera avec A_{min} .

on adopte

$$5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

* Aux appuis

$$\nu = 15 M_{ax} / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 15 \cdot 0,178 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 14^2 \cdot 100 = 0,00486 \Rightarrow (\xi = 0,9686 \quad K = 144)$$

$$A_a = M_{ax} / \bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h = 0,178 \cdot 10^5 / 2800 \cdot 14 \cdot 0,9686 = 0,463 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,357 \text{ cm}^2$$

on ferraillera avec A_{min}

on adopte

$$5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

suivant ly

avec $A_{min} = 1,357 \text{ cm}^2$ on remarque qu'on doit ferrailler donc :

En travée

on adopte

$$5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Aux appuis

on adopte

$$5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

Verification à la fissuration

$$\omega_f = A / B_f = 1,41 / 2 \cdot d \cdot b = 1,41 / 2 \cdot 2 \cdot 100 = 35,25 \cdot 10^{-4}$$

$$\Rightarrow (\xi = 0,9895 \quad K = 460)$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot n \cdot \omega_f}{\phi} (1 + 10 \omega_f) = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 3525 \cdot 10^{-6} / 6 (1 + 35,25 \cdot 10^{-4})$$

$$= 1362 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{k \cdot n \cdot \omega_f}{\phi} \right)^{1/2} = 2,4 \left(1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9 / 6 \right)^{1/2}$$

$$= 3686,95 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_a = M/A \cdot \varepsilon \cdot h = 0,267 \cdot 10^5 / 1,41 \cdot 0,9895 \cdot 14 = 1367 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ "}$$

La fissuration n'est pas à craindre.

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,01 \cdot b \cdot h = 0,01 \cdot 100 \cdot 14 = 1,4 \text{ cm}^2$$

$$A_{tx} = A_{ax} = A_{ty} = A_{ay} = 1,41 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$$

La condition est vérifiée

Ecartement :

transversalement $t = 20 \text{ cm} \leq (3 h_t = 48 \text{ cm}, 33 \text{ cm},$
longitudinalement $t = 20 \text{ cm} \leq (4 h_t = 64 \text{ cm}, 55 \text{ cm})$

Vérification de l'adhérence

$$\bar{\tau}_d = 2,54 \cdot \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 22,125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_d = T/n \cdot p \cdot z$$

$n = \text{nbre de barres} = 5$

$z = (7/8) h = (7/8) \cdot 14 = 12,25 \text{ cm}$

$p = \text{perimetre} = 0,6 \cdot 3,14 = 1,884 \text{ cm}$

$$\tau_d = 1,815 \cdot 10^3 / 5 \cdot 1,884 \cdot 12,25 = 15,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

L'adhérence est vérifiée

Vérification au cisaillement

$$\tau_b = T/bz = 1,815 \cdot 10^3 / 100 \cdot 12,25 = 1,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b = 1,48 \text{ kg/cm}^2$$

Le cisaillement est vérifié

Vérification des contraintes :

* En travée

$$\omega_f = 100 \cdot A / B_f = 100 \cdot 1,41 / 100 \cdot 14 = 0,1$$

$$\rightarrow \varepsilon = 0,3471$$

$$K = 79,5$$

$$\sigma_a = M/\varepsilon \cdot A \cdot h = 0,267 \cdot 10^5 / 1,41 \cdot 14 \cdot 0,9615 = 1406,74 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ "}$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / K = 1406,74 / 79,5 = 17,69 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

* Aux appuis

$$\rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9471 \\ \kappa = 79,5 \end{cases}$$

$$\tilde{\omega}_f = 100 \cdot A / B_f = 100 \cdot 1,41 / 100 \cdot 14 = 0,1$$

$$= 952 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_a = M / A \cdot \varepsilon \cdot h = 0,178 \cdot 10^5 / 1,41 \cdot 0,9471 \cdot 14 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / \kappa = 952 / 79,5 = 11,97 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche.

$$E = 115021 \text{ bars}$$

$$I = b h^3 / 12 = 100 \cdot 16^3 / 12 = 3,41 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$$

longitudinalement:

$$f_l = q \cdot l^4 / 384 \cdot E I = 1210 \cdot 300^4 / 115021 \cdot 3,41 \cdot 10^6 \\ = 0,065 \text{ cm} < l / 300 = 300 / 300 = 1 \text{ cm}$$

transversalement

$$f_t = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

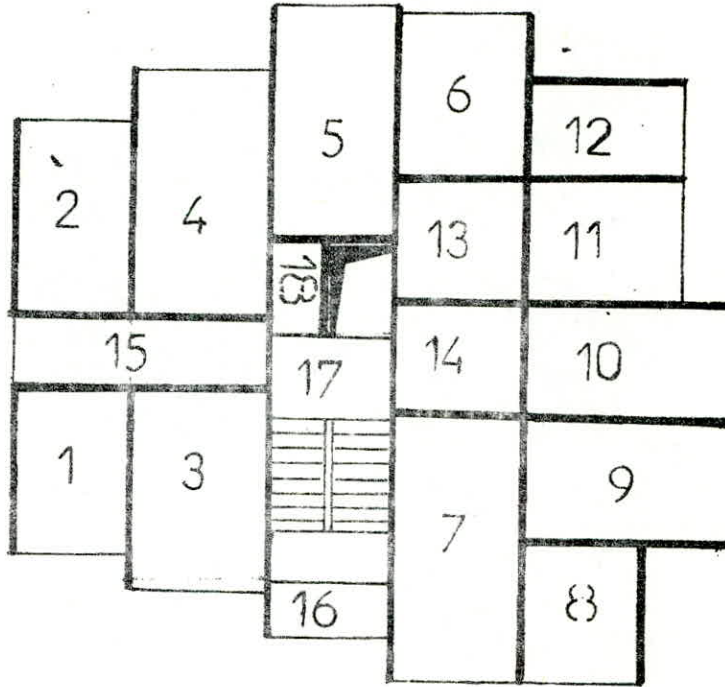
$$= 5 \cdot 0,065 \cdot (1,93 / 3)^4 = 0,055 \text{ cm}$$

$$0,055 \text{ cm} < l / 300 = 193 / 300 = 0,64 \text{ cm}$$

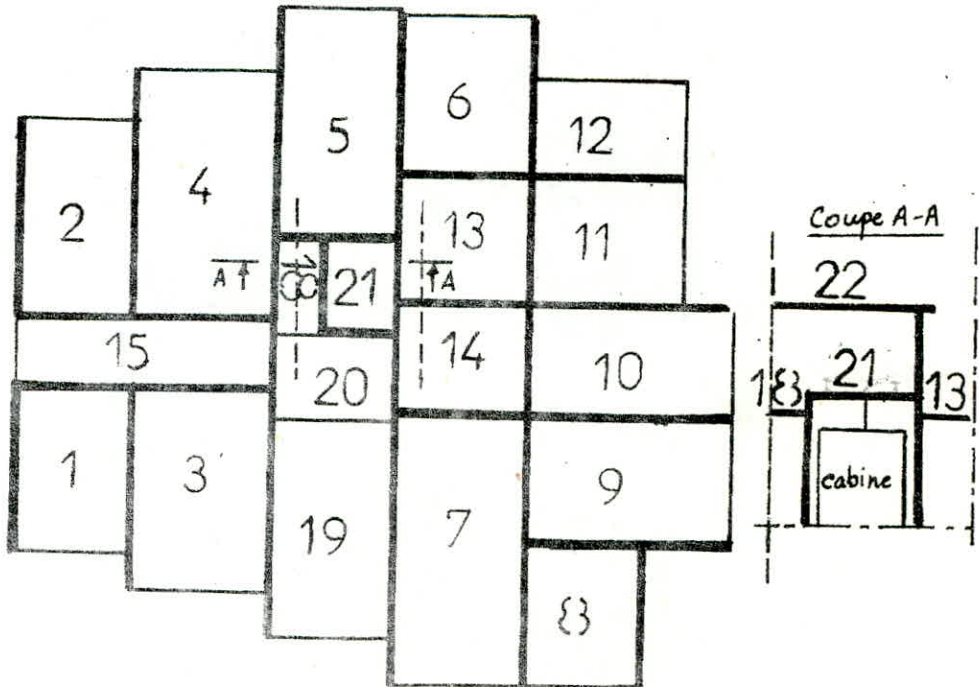
La flèche est vérifiée.

CALCUL DES DALLES

Plancher étage courant et R.D.C.



Plancher terrasse



Vu notre bâtiment qui est très rigide (ossature en voûte) le plancher adopté est celui de dalles pleines. Ce dernier représente une grande rigidité par rapport à celui du plancher hourdis.

On a trois types de planchers qui diffèrent par leur charge qui les sollicitent.

- Plancher terrasse
- Plancher étage courant
- Plancher R.D.C à usage commercial.

I charges et surcharges :

- Plancher terrasse :

Gravier de protection	0,09	t/m ²
Étanchéité multicouche	0,02	"
Liege (4cm)	0,01	"
Pate Vapeur	0,005	"
Forme de pente (emoy = 12cm)	0,264	"
Dalle pleine (16cm)	0,400	"
charge permanente	G = 0,819	≈ 0,82 t/m ²

Surcharge d'exploitation :

$St_1 = 0,100 \text{ t/m}^2$ terrasse inaccessible (sauf pour entretien)

$St_2 = 5,00 \text{ t/m}^2$ (local machine)

Les charges et surcharges à considérer dans le calcul :

- $qt_1 = G + 1,2 St_1 = 0,94 \text{ t/m}^2$

$qt_2 = G + 1,2 St_2 = 6,94 \text{ t/m}^2$

- Plancher étage courant :

Carrelage (2cm)	0,040	t/m ²
Mortier (2cm)	0,040	"
Sable (3cm)	0,051	"
Dalle pleine (16cm)	0,400	"
Isolation phonique (2cm)	0,010	"
Enduit plâtre	0,030	"
cloison	0,075	"
charge permanente	G = 0,646	≈ 0,65 t/m ²

Surcharge d'exploitation :

$St_3 = 0,175 \text{ t/m}^2$ (Surcharge d'habitation)

Les charges et surcharges à considérer dans le calcul :

$qt_3 = G + 1,2 St_3 = 0,86 \text{ t/m}^2$

- Plancher R.D.C :

carrelage (2cm)	0,040	t/m ²
Mortier (2cm)	0,040	"
Couche de Sable (3cm)	0,051	"
Dalle pleine (16cm)	0,400	"
charge permanente	G = 0,531	≈ 0,53 t/m ²

Surcharge d'exploitation:

$$St_4 = 0,400 \text{ t/m}^2 \text{ (usage commercial)}$$

Les charges et surcharges à considérer dans le calcul sont:

$$q_{t4} = G + 1,2 St_4 = 1,01 \text{ t/m}^2$$

On considère la charge par mètre linéaire, et la charge la plus défavorable.

pour cela on prend:

pour les dalles de la terrasse, l'étage courant et le R.D.C une charge

$$q_{t4} = 1,01 \text{ t/m}^2 \text{ (ou } q_{t4} = 1,01 \text{ t/ml)}$$

pour le local machine: $q_{t2} = 6,94 \text{ t/m}^2$ (ou $q_{t2} = 6,94 \text{ t/ml}$)

Ferraillage:

Nous allons considérer les charges du R.D.C vu que les charges ici sont plus grandes et pour faciliter l'exécution sur chantier

on a 4 types de dalles à calculer avec $q = 1,01 \text{ t/ml}$:

(A) Dalles portant dans 2 sens encastrees sur 4 cotés:
ce sont les dalles (13) et (14)

(B) Dalles portant dans 2 sens encastrees sur 3 cotés et le 4^e étant libre:
ce sont les dalles (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 15, 18)

Remarque: les dalles (5) et (15) sont des dalles portant dans 1 seul sens.

(C) Dalles portant dans 1 sens encastrees sur 2 cotés:
ce sont les dalles (16, 17, 19+20),

(D) Dalle portant dans 2 sens appuyée sur 4 cotés: Dalle (22) = (18)+(20)+(21)

On a un seul type de dalle à calculer avec $q = 6,94 \text{ t/ml}$.

c'est la dalle portant dans 2 sens encastree sur 4 cotés. dont le n° est (21)

Etude des dalles:

Dans chaque type de dalle on choisit la dalle la plus chargée. on calcule tous les coefficients μ et on détermine les moments ainsi que les flèches par l'utilisation des tables de M² BARÉS. Ensuite on ferraillie le même type de dalle par le même ferraillage.

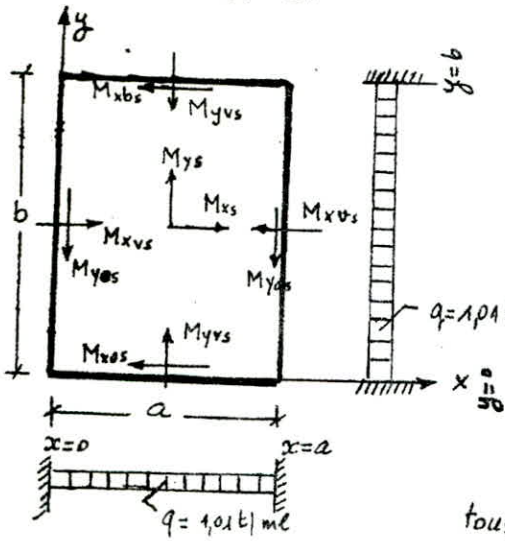
(A) Dalle portant dans 2 sens encastrees sur 4 cotés:

$$\mu = 0,15$$

$$M_{xos} = M_{xbs} = \mu M_{yrs}$$

$$M_{yos} = M_{yas} = \mu M_{xrs}$$

Voir table de Barés (1-12)



On choisit pour le calcul la dalle (13) et on ferraille les autres dalles: (14), de la même manière.

$q = 1,01 \text{ t/ml}$

$a = 3,55 \text{ m} ; b = 3,60 \text{ m} ; \nu = a/b = 0,99.$

$qa^2 = 12,7285 \text{ t.m} \quad qb^2 = 13,0896 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$

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

$b = 100 \text{ cm.}$

$h = h_t - d = 13 \text{ cm.}$

$h_t = 16 \text{ cm.}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h}$

tous les calculs sont donnés dans le tableau suivant et vu que le coeff. $\nu = 0,99$ n'existe pas dans la table on fait une interpolation linéaire donnée par la formule :

$x = \alpha x_1 + \beta x_2$

avec $\alpha = \frac{\nu - \nu_2}{\nu_1 - \nu_2}$ et $\beta = \frac{\nu - \nu_1}{\nu_2 - \nu_1}$

avec $\nu = 0,99 ; \nu_1 = 0,95 ; \nu_2 = 1,00$

	W_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}	M_{xos}	M_{yos}	M_{yas}	M_{xos}
F.m	qa^4/Eh^3	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qa^2	qa^2	qb^2
$\nu = 0,99$	0,0152	0,0206	0,0523	0,0198	0,0508	0,0076	0,0078	0,0078	0,0076
M (t.m)	x	0,2622	0,6657	0,2592	0,6650	0,0995	0,0993	0,0993	0,0995
μ	x	0,0006	0,0044	0,0005	0,0014	0,0021	0,0021	0,0021	0,0021
E	x	0,9887	0,9827	0,9897	0,9827	0,9787	0,9787	0,9787	0,9787
A (cm ² /ml)	x	0,73	1,86	0,72	1,86	0,28	0,28	0,28	0,28

Moments maximums : $A_{xvs} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_{xap}$ et $A_{xt} = 0,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_{yvs} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{ml} = A_{yap}$ et $A_{yt} = 0,72 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte suivant: la petite portée $478/\text{ml} = A_{ox} = 2,01 \text{ cm}^2$ (en travée et en appui)
 la grande portée $478/\text{ml} = A_{oy} = 2,01 \text{ cm}^2$ (en travée et en appui)

Verification :

A - Condition de non fragilité :

soit A_0 : Section d'armature longitudinale suffisante pour résister aux sollicitations calculées.

A_1 : section d'armature évaluée pour résister dans les mêmes conditions que A_0 et aux mêmes sollicitations, majorée par 20%
 $A_1 = 1,2 A_0$

A_2 : section d'armature permettant d'équilibrer la sollicitation de fissuration ou de rupture par traction du béton supposé non fissuré et non armé.

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \text{ multiplié par } \frac{(2-\beta)}{2} \text{ pour les armatures disposées selon le petit côté } l_x$$

$$\text{et par } \frac{(1+\beta)}{4} \text{ " " " " " " grand côté } l_y$$

avec $\beta = l_x/l_y$.

La section d'armature (A) longitudinale susceptible d'être tendue d'une partie ou d'une plaque rectangulaire doit être au moins égale à :

- d'une part à la section A_0
- d'autre part à la plus petite des valeurs des sections A_1 et A_2

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$$

En outre, en aucun cas le rapport de la section des armatures de chaque direction à la section totale du béton ne doit être inférieur à :

0,0008 (pour les ronds lisses).

0,0006 (pour les H.A)

Application: $A_{0x} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A_{0y} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_1 = 1,2 A_0 = 2,412 \text{ cm}^2 \quad (A_{1x} = A_{1y})$$

$$A_{2x} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \frac{(2-\beta)}{2} ; \beta = l_x/l_y = 0,99 \quad A_{2x} = 0,95 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \frac{(1+\beta)}{4} = 0,94 \text{ cm}^2$$

$$A \geq \begin{cases} A_0 = 2,01 \\ \min(A_1, A_2) = 0,94 \end{cases}$$

d'où $A \geq 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$. (Vérifié)

Vérification de la flèche (Art 61 22 CCBA 68).

On peut admettre qu'il est inutile de donner une justification des flèches si les conditions suivantes sont réalisées :

$$1) \frac{h_0}{l_x} > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x}$$

M_t : moment en travée calculé

M_x : Moment max en travée, comme si la dalle était non encastree et non continue, par bande de largeur unité dans le sens de l_x .

$$M_x = \mu_x q l_x^2$$

$$\mu_x = 1/8 (1 + 2\beta^2)$$

avec $M_t > 0,75 M_x$

Application: $h_0 = 0,16 \text{ m}$; $l_x = 3,55 \text{ m}$; $M_t = 0,2622 \text{ t.m}$; $M_x = \mu_x l_x^2 q$.

$$\mu_x = 0,043 ; M_x = 0,5473 \text{ t.m}$$

$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{355} = 0,045 < \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,024$ (non vérifiée) donc il faut faire une justification de flèche.

Justification de la flèche : $w_s = 0,0152$

$$f_s = w_s \cdot \frac{7q^4}{Eh^3} ; q = 1,01 \text{ (t/m}^2) ; a = 3,55 \text{ m} ; E = 2 \cdot 10^5 ; h = 13 \text{ cm}$$

$$f_s = 0,0152 \cdot \frac{1,01 \cdot (3,55)^4 \cdot 10^3 \cdot 10^4}{2 \cdot 10^5 \cdot (13)^3} = 0,055 \text{ cm.}$$

$$f_{ad} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm.}$$

$$f_s = 0,055 < f_{ad} = 0,71 \text{ cm. (Vérifiée)}$$

Condition de non fissuration

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

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B\phi}$$

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

Si $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (pas de fissuration).

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\eta = 1,6 \text{ (3 barre H.A)}$$

$$\phi = 0,8 \text{ cm.}$$

$$\bar{w} = A/B\phi = 2,01/100 \cdot 6 = 0,0034 = A/b \cdot 2d$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta \bar{w}_f}{\phi (1+10\bar{w}_f)} = 372,42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 (K\eta \bar{\sigma}_b / \phi)^{1/2} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$ pas de fissuration.

Vérification des contraintes:

$$\bar{w} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13} = 0,1546 \rightarrow \epsilon = 0,9355 \quad K = 62,5$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,5657 \cdot 10^5}{2,01 \cdot 0,9355 \cdot 13} = 2723,3 \text{ Kg/cm}^2$$

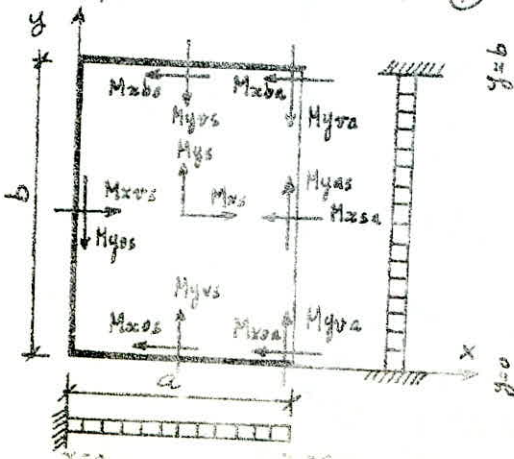
$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2723,3}{62,5} = 43,57 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\sigma'_b = 43,57 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

ⓑ Dalles portant dans 2 sens encastrees sur 3 cotés et le 4^e étant libre:

on choisit pour le calcul la dalle ⑦



$$a = 7,04 \text{ m.}$$

$$b = 3,55 \text{ m}$$

$$\nu = a/b = 1,98 \approx 2,0$$

$$q = 1,01 \text{ t/m}^2 \text{ (travail par bande de 1m)}$$

$$M_{xsa} = -\mu M_{ybs}$$

$$M_{xos} = M_{xbs} = \mu M_{yrs}$$

$$M_{xoa} = M_{xba} = \mu M_{yra}$$

$$M_{yos} = \mu M_{xrs}$$

$$\mu = 0,15$$

$w_s = 0,0018$ et $w_{bs} = 0,0021$

	M_{zs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yas}	M_{yvs}	M_{yva}	M_{xsa}	M_{xos}	M_{xoa}	M_{yos}
F.m	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2	qa^2
$\nu = 2,0$	0,0021	-0,0139	0,0406	0,0450	-0,0830	-0,0845	-0,0068	-0,0125	-0,0127	-0,0021
M	0,1051	-0,6958	0,5168	0,5728	-1,0565	-1,0756	-0,0866	-0,1591	-0,1617	-0,1051
μ	0,0093	0,0221	0,0164	0,0182	0,0335	0,0341	0,0027	0,0050	0,0051	0,0093
E	0,9737	0,9350	0,9433	0,9407	0,9214	0,9208	0,9762	0,9677	0,9673	0,9737
A	0,30	2,04	1,51	1,67	3,15	3,21	0,24	0,45	0,46	0,30

A_{xt} : section en travée suivant x.

A_{yt} : section en travée suivant y.

A_{xa} : section en appui suivant x.

A_{ya} : section en appui suivant y.

$A_{xt} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml} = M_{xos}$

$A_{yt} = 1,67 \text{ cm}^2/\text{ml} = M_{yas}$

$A_{ya} = 3,21 \text{ cm}^2/\text{ml} = M_{yva}$

$A_{xa} = 2,04 \text{ cm}^2/\text{ml} = M_{xvs}$

On choisit pour A_{xt} , et A_{yt} : $4T8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$ (en travée).

A_{xa} , et A_{ya} : $5T10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$ (en appui)

Condition de non fragilité :

$A_{oyt} = A_{oxt} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{yxa} = A_{yaa} = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{2x} = 0,69bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} (2-\beta) = 0$

$A_{2y} = 0,69bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \frac{\sigma_{en}(1+\beta)}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$

$A_{1xt} = 1,2 A_{ot} = 2,41 \text{ cm}^2 = A_{yxt}$

$A_{1ya} = 1,2 A_{oa} = 4,70 \text{ cm}^2 = A_{yaa}$

$A_{xt} \geq \{ A_{ox}; \min(A_{1x}, A_{2x}) \} = 2,01 \text{ cm}^2$ (vérifié)

$A_{yt} \geq \{ A_{oy}; \min(A_{1y}, A_{2y}) \} = 2,01 \text{ cm}^2$ (")

$A_{xa} \geq \{ A_{ox}; \min(A_{1x}, A_{2x}) \} = 3,92$ (")

$A_{ya} \geq \{ A_{oy}; \min(A_{1y}, A_{2y}) \} = 3,92$ (")

Vérification de la flèche :

$\frac{f_o}{l_x} = \frac{16}{355} = 0,045$

et $M_t = 0,5728 \text{ t.m/ml}$; $M_x = \mu_x q l^2$

$\mu_x = 1/8(1+2\beta^3) = 0,100$

$M_x = 1,2728 \text{ t.m/ml}$

$M_t \rightarrow 0,75.M_x = 0,9546$ (non vérifié)

$f = l_y/l_x = 0,50$

Il faut faire une justification de flèche :

$w_s = 0,0018$; $w_{bs} = 0,0021$; $l = 355 \text{ cm}$; $E = 2,6 \cdot 10^5$; $q = 0,101 \text{ Kg/cm}^2$; $h = 13 \text{ cm}$

$f_s = w_s \cdot \frac{q \cdot l^4}{E h^3} = 0,007$

$f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E h^3} = 0,008$

$f_{admissible} = \frac{l}{500} = \frac{355}{500} = 0,71 \text{ cm}$

f_s et $f_{bs} < f_{ad}$ (vérifié)

Condition de non fissuration:

$$\omega_f = M/B_f = 335 \cdot 10^{-3} \text{ (avec } A = 2,01)$$

$$\omega_f = A/B_f = 653 \cdot 10^{-3} \text{ (avec } A = 3,92)$$

① $\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 972,42 \text{ Kg/cm}^2$

avec $\phi = 8 \text{ mm}$; $K = 1,5 \cdot 10^6$; $\eta = 1,6$; $\omega_f = 335 \cdot 10^{-3}$; $\bar{\omega}_f = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K\eta\bar{\omega}_f/\phi} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$; $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifié)

② $\sigma_1 = 1471,13 \text{ Kg/cm}^2$ avec $\phi = 10 \text{ mm}$; $\omega_f = 653 \cdot 10^{-3}$

$\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$; $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$ (vérifié)

Vérification des contraintes:

$\bar{\omega}_1 = \frac{100 A_1}{b h} = 0,155 \rightarrow \epsilon_1 = 0,9355$ et $K_1 = 62,5$; $h = 13 \text{ cm}$.

$\sigma_{a1} = M_1/A_1 \cdot \epsilon_1 \cdot h = 9,5728 \cdot 10^5 / 2,01 \cdot 0,9355 \cdot 13 = 2343,26 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \sigma_{a1}/K_1 = 37,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\omega}_2 = 100 A_2 / b h = 0,302 \rightarrow \epsilon_2 = 0,9137$ et $K_2 = 42,9$; $M_2 = 1,07561 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{cm}$; $A = 3,92 \text{ cm}^2$

$\sigma_{a2} = M_2/A_2 \cdot \epsilon_2 \cdot h = 2310 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma'_b = \sigma_{a2}/K_2 = 53,85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

⑧' Dalles portant dans 1 seul sens encastrees sur 3 cotés le 4^e étant libre:

On choisit pour le calcul la dalle ⑤ et on ferraille ensuite de la même manière la dalle ⑥.

$a = 7,76 \text{ m}$; $b = 2,98 \text{ m}$; $\nu = a/b = 2,60 > 2,0$; $\beta = 1/\nu = 0,38 < 0,5$

$l_x = 2,98 \text{ m}$; $l_y = 7,76 \text{ m}$; $q = 1,01 \text{ t/m}^2$

$M_t = q l_x^2 / 10 = 0,8969 \text{ t}\cdot\text{m}$

$M_{ap} = - q l_x^2 / 20 = -0,4485 \text{ t}\cdot\text{m}$

$\mu_t = 15 M_t / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 0,0284$

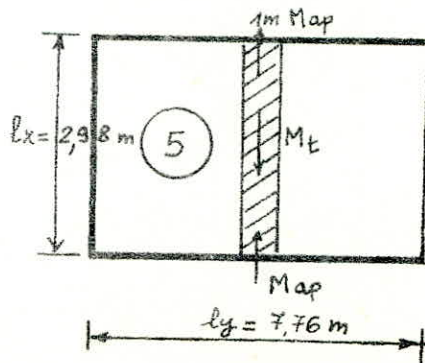
$\epsilon_t = 0,9270$

$\mu_{ap} = 15 M_{ap} / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2 = 0,0142$

$\epsilon_a = 0,9471$

$A_t = M_t / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon_t \cdot h = 2,66 \text{ cm}^2$

$A_{ap} = M_{ap} / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon_a \cdot h = 1,30 \text{ cm}^2$



On adopte en travée: 6T8/ml = 3,01 cm² suivant l_x
 en appui: 4T8/ml = 2,01 cm² " "
 et on adopte suivant l_y en travée: 5T6/ml = 1,41 cm²
 en appui: 5T6/ml = 1,41 cm²

Verification de la condition de non fragilité:

6T8/ml = 3,01 cm² = A₀
 A₁ = 1,2 A₀ = 3,61 cm²
 A₂ = 0,69 b.h. $\bar{\sigma}_b(1+g)/4\bar{\sigma}_{en}$ = 0,65 cm²
 min(A₁, A₂) = 0,65 cm² ; A ≥ {3,01 et 0,65} = 3,01 cm² (vérifié)

4T8/ml = 2,01 cm² = A₀
 A₁ = 1,2 A₀ = 2,41 cm²
 A₂ = 0,69 b.h. $\bar{\sigma}_b(1+g)/4\bar{\sigma}_{en}$ = 0,65 cm²
 min(A₁, A₂) = 0,65 cm² ; A ≥ {2,01 et 0,65} = 2,01 cm² (vérifié)

5T6/ml = A₀ = 1,41 cm²
 A₁ = 1,2 A₀ = 1,69 cm²
 A₂ = 0,69 b.h. $\bar{\sigma}_b(2-g)/2\bar{\sigma}_{en}$ = 1,53 cm²
 min(A₁, A₂) = 1,53 cm² ; A ≥ {1,41 et 1,53} = 1,53 (non vérifié)

donc on change de section d'armature et on utilise 4T8/ml = 2,01 cm²

Verification:

A₀ = 2,01 ; A₁ = 2,41 cm²
 A₂ = 0,65 cm² ; min(A₁, A₂) = 0,65 ; A ≥ {0,65, 2,01} = 2,01 cm² (vérifié)

Verification de la flèche:

M_t = 0,8969 t.m ; M_x = μ x q l² ; μ_x = 1/8(1+2g³) = 0,1126 ; q = 1,01 t/ml

M_x = 1,0099 t.m ; 0,75 M_x = 0,7574 t.m ; M_t = 0,8969 > 0,75 M_x (vérifié)

$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{298} = 0,054 > \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,044$ (la flèche est vérifiée)

Condition de non fissuration:

$\sigma_1 = \frac{K\eta \bar{\omega}_f}{\phi (1+10\bar{\omega}_f)}$; $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$; K = 15.10⁶ ; $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2db}$
 η = 1,6

Pour A = 6T8/ml = 3,01 cm² ; $\bar{\omega}_f = 0,005$

σ₁ = 1433,1 Kg/cm²

σ₂ = 3193,0 Kg/cm² avec φ = 8 mm.

max(σ₁, σ₂) = 3193 > 2800 Kg/cm² pas de fissuration.

Pour A = 2,01 cm² = 4T8/ml ; $\bar{\omega}_f = 0,0034$

σ₁ = 986,46 Kg/cm² et σ₂ = 3193 Kg/cm² avec φ = 8 mm.

σ₂ = max(σ₁, σ₂) = 3193 > 2800 Kg/cm² pas de fissuration.

Vérification des contraintes.

$$\bar{w} = 100 A / bh = A/h \text{ pour } A = 3,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w} = 0,232 \rightarrow \epsilon = 0,9228$$

$$M = 0,8969 \text{ t.m.} \quad K = 49,8$$

$$\sigma_a = M / A \cdot \epsilon \cdot h = 2483,86 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma_a / K = 49,88 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

pour $A = 2,01 \text{ cm}^2$ $\bar{w} = 0,155$; $\epsilon = 0,9355$

$$M = 0,4485 \text{ t.m.} \quad K = 62,5$$

$$\sigma_a = M / A \cdot \epsilon \cdot h = 1834,76 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \sigma_a / K = 29,36 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

Vérification à l'effort tranchant :

$$T = q \cdot \frac{l_x}{2} = 1,01 \cdot 2,98 / 2 = 1,5049 \text{ t.}$$

$$\tau_b = T / b \cdot z = 1,5049 / 100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13 = 1,32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \tau_b = 3,5 \cdot 1,32 = 4,62 < \bar{\tau}'_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (vérifiée)}$$

⊙ Dalles portant dans 2 sens encastrees sur 2 cotés libre sur les 2 autres :

On choisit pour le calcul parmi la (16), (17), et la (20)+(19) la dalle la plus chargée, c'est à dire (19)+(20) qui est une seule dalle continue.

$$M_{xt} = q l_x^2 / 10 = 0,8969 \text{ t.m.}$$

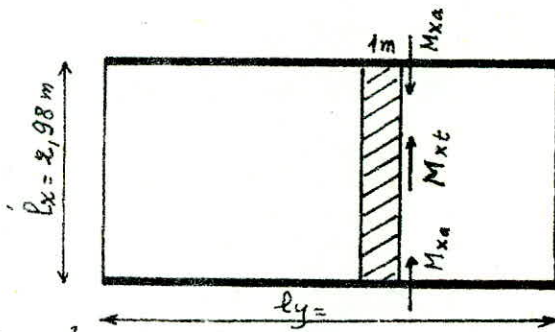
$$M_{xa} = -q l_x^2 / 20 = 0,4485 \text{ t.m.}$$

Même raisonnement que le calcul précédent.

$$A_{tx} = 2,66 \rightarrow 678/\text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{ta} = 1,30 \rightarrow 478/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$$

et pour les armatures de repartitions, sous de y. on adopte $478/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$.



Les conditions de non fragilité, de la fleche, de non fissuration, de verification des contraintes et de l'effort tranchant sont toutes vérifiées auparavant.

⊙ Dalle portant dans 2 sens et appuyée sur 4 cotés.

Etudions la dalle (22)

$$a = 3,15 \text{ m}; b = 3,88 \text{ m}; \nu = a/b = 0,81$$

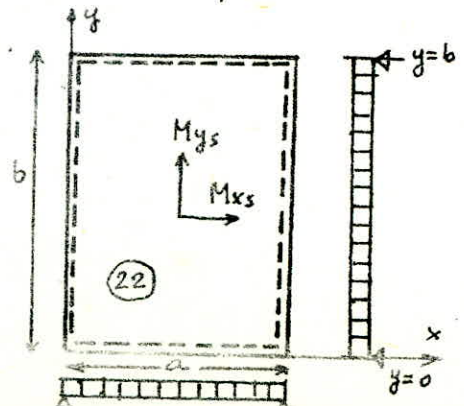
$$\nu = 0,81; \nu_1 = 0,80; \nu_2 = 0,85 \text{ par interpolation}$$

linéaire on trouve :

$$w_s = 0,0695$$

$$M_{xs} = 0,0600$$

$$M_{ys} = 0,0277$$



	W_s	M_{xs}	M_{ys}
F.m	qa^4/Eh^3	qa^2	qb^2
$\gamma = 0,81$	0,0695	0,0600	0,0277
M (t.m)	x	0,6013	0,4212
μ	x	0,0191	0,0134
ϵ	x	0,9393	0,9485
A (cm ²)	x	1,76	1,22

$$qa^2 = 10,021725 \text{ t.m}$$

$$qb^2 = 15,204944 \text{ t.m.}$$

$$A_{xt} = 1,76 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{yt} = 1,22 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$$

Verification à la Condition de non fragilité:

$$A_{0x} = 2,01 \text{ cm}^2 ; A_{0y} = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 2,41 \text{ cm}^2 ; A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 2,41 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{2x} = 0,95 \text{ cm}^2 \\ A_{2y} = 0,94 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A \geq \{ A_0 = 2,01 \text{ et } \min(A_1, A_2) \} = 2,01. \text{ (verifié.)}$$

Verification de la flèche:

$$M_t = 0,6013 \text{ t.m.} ; \mu_x = 0,0606 (\beta = 0,81) ; M_x = \mu_x q l^2 = 0,6073 \text{ t.m.}$$

$$M_t = 0,6013 > 0,75 M_x = 0,4555 \text{ t.m. verifié on continue le calcul}$$

$$\frac{f_0}{l_x} = \frac{16}{315} = 0,051 \neq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} = 0,050 \text{ (non vérifié), il faut donc faire le calcul exacte.}$$

$$f_s = W_s \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,0695 \cdot 1,01 \cdot (315)^4 \cdot 10^3 \cdot 10^{-4} / 2 \cdot 10^5 \cdot (13)^3 = 0,157 \text{ cm.}$$

$$f_{ad} = l_x / 500 = 0,63 \text{ cm.} \quad f_s < f_{ad}. \text{ (donc la flèche est vérifié)}$$

Condition de non fissuration:

$$A = 2,01 \text{ cm}^2 ; \phi = 8 \text{ mm.}$$

$$\sigma_1 = 972,42 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ pas de fissuration.}$$

Verification des contraintes:

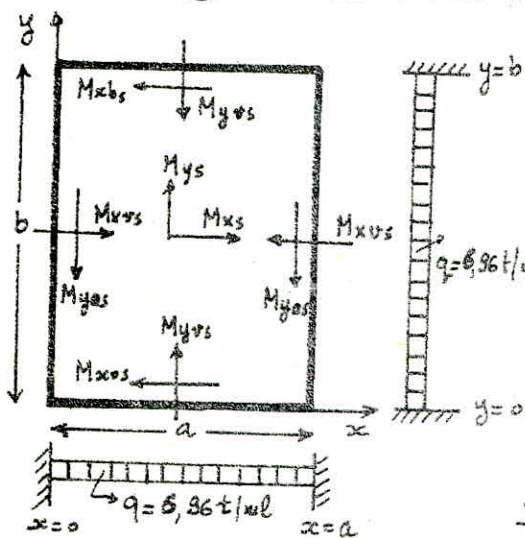
$$\bar{w} = 0,155 ; \epsilon = 0,9355 ; k = 62,5 ; \bar{\sigma}_a = 2723,3 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}'_b = 43,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 43,57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (verifié).}$$

Donc on adopte dans les 2 sens $A = 4T8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$.

Dalle portant dans 2 sens encastrees sur 4 cotes (Dalle des machines)

C'est la dalle (21) soumise a une charge $G+1,2P = 6,94 \text{ t/ml} = q$.



Voir table de Barés (1-12)

$a = 1,55 \text{ m}$
 $b = 2,10 \text{ m}$
 $\nu = a/b = 0,74$
 $qa^2 = 16,6734 \text{ t.m.}$
 $qb^2 = 30,6054 \text{ t.m.}$

$\mu = 15M / \bar{\sigma}_a b h^2$
 $A = M / \bar{\sigma}_a \cdot e \cdot h$
 $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $h_t = 16 \text{ cm}; h = 13 \text{ cm}; d = 3 \text{ cm}$

Interpolation lineaire avec:
 $\nu = 0,74; \nu_1 = 0,70; \nu_2 = 0,75$

	W_s	M_{xs}	M_{xys}	M_{ys}	M_{yys}	M_{xos}	M_{yos}	M_{yas}	M_{xbs}
F.m	qa^4/Eh^3	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qa^2	qa^2	qb^2
$\nu = 0,74$	0,0234	0,0320	0,0711	0,0094	0,0312	0,0047	0,0107	0,0107	0,0047
M (t.m)	x	0,5335	1,1855	0,2877	0,9549	0,1438	0,1784	0,1784	0,1438
μ	x	0,0169	0,0376	0,0091	0,0303	0,0046	0,0057	0,0057	0,0046
ϵ	x	0,9425	0,9172	0,9571	0,9249	0,9690	0,9655	0,9655	0,9690
A (cm ²)	x	1,56	3,55	0,83	2,84	0,41	0,51	0,51	0,41

Moments max donnent les aciers max.

$A_{xt} = 1,56 \text{ cm}^2; A_{xa} = 3,55 \text{ cm}^2$

$A_{yt} = 0,83 \text{ cm}^2; A_{ya} = 2,84 \text{ cm}^2$

on choisit dans: le sens x: $A_{xt} = 478/\text{ml}$

le sens y: $A_{yt} = 478/\text{ml}$

le sens x: $A_{xa} = 5710/\text{ml}$

le sens y: $A_{ya} = 5710/\text{ml}$

$478/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2; 5710/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$

condition de non fragilité:

$A_0 = 2,01; A_1 = 1,2A_0 = 2,41; A_{2x} = 1,19 \text{ cm}^2$ (avec $(2-3)/2$) et $\nu = 0,74$

$A_{2y} = 0,82 \text{ cm}^2$ (" $(1+3)/4$)

$\min(A_1, A_2) = \begin{cases} 1,19 \\ 0,82 \end{cases}$

$A_x = 2,01 \geq \{ 2,01 \text{ et } 1,19 \}$ vérifiée.

$A_y = 2,01 \geq \{ 2,01 \text{ et } 0,82 \}$ vérifiée.

$A_0 = 3,92 \text{ cm}^2; A_1 = 4,70 \text{ cm}^2$

$A_{2x} = 1,19 \text{ cm}^2; A_{2y} = 0,82 \text{ cm}^2$

$\min(A_1, A_2) = \begin{cases} 1,19 \\ 0,82 \end{cases}$

$A = 3,92 \geq \{ 3,92 \text{ et } 1,19 \}$ vérifiée.
 $A = 3,92 \geq \{ 3,92 \text{ et } 0,82 \}$ vérifiée.
 La condition de non fragilité est vérifiée.

Vérification de la flèche :

$M_t = 0,5335 \text{ t.m.}$; $\mu_x = 1/8 (1 + 2\epsilon^3) = 0,0690$; $M_x = \mu_x q \cdot l_x^2 = 1,1505 \text{ t.m.}$
 $0,75 M_x = 0,8628 \text{ t.m.}$

$M_t \neq 0,75 M_x$. donc il faut faire le calcul de la flèche.

$w_s = 0,0234$

$f_s = w_s \cdot q \cdot \frac{q^4}{E h^3} = 0,0234 \cdot 6,94 (255)^4 / 2,10^5 \cdot (13)^3 \cdot 10^3 \cdot 10^4 = 0,021 \text{ cm.}$

$f_{ad} = l_x / 500 = 155 / 500 = 0,31 \text{ cm.}$ $f_s < f_{ad}$ (vérifiée)

Condition de non fissuration :

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

$w_f = A / \beta_f = 0,0034$ $\sigma_1 = 372,42 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2$
 $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$ pas de fissuration.

$A = 3,92 \text{ cm}^2$; $w_f = 0,0065$; $\sigma_1 = 1471,13 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$
 $\max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > 2800 \text{ Kg/cm}^2$

Vérification des contraintes :

$\bar{w}_1 = 0,155$; $\epsilon_1 = 0,9855$; $K_1 = 62,5$; $\bar{\sigma}_{a1} = 2343,26 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{w}_2 = 0,302$; $\epsilon_2 = 0,9137$; $K_2 = 42,9$; $\bar{\sigma}_{a2} = 2310 \text{ Kg/cm}^2 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$

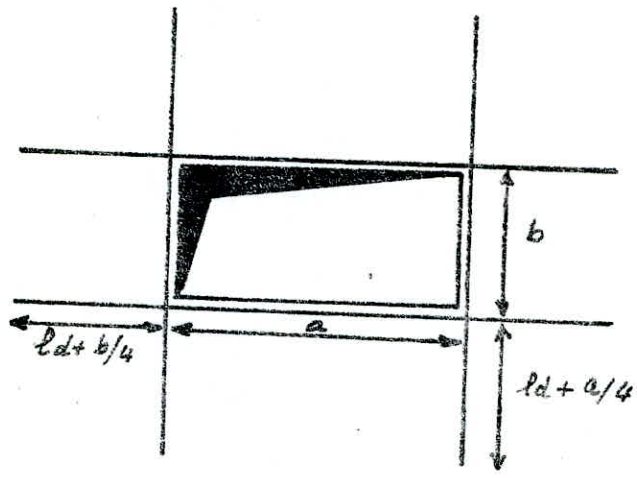
$\bar{\sigma}'_{b1} = \sigma_{a1} / K_1 = 37,49 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_{b2} = \sigma_{a2} / K_2 = 53,85 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

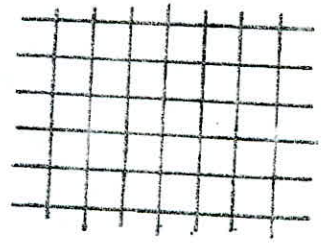
tableau de récapitulation :

Dalles n°	sens de x (petite portée)		sens de y (grande portée)	
	Ax1	Ax2	Ay1	Ay2
13, 14.	4T8/ml	4T8/ml	4T8/ml	4T8/ml
1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13	4T8/ml	5T10/ml	4T8/ml	5T10/ml
5, et 15	6T8/ml	4T8/ml	4T8/ml	4T8/ml
16, 17, et (19+20).	6T8/ml	4T8/ml	4T8/ml	4T8/ml
22	4T8/ml	-	4T8	-
21	4T8/ml	5T10/ml	4T8/ml	5T10/ml

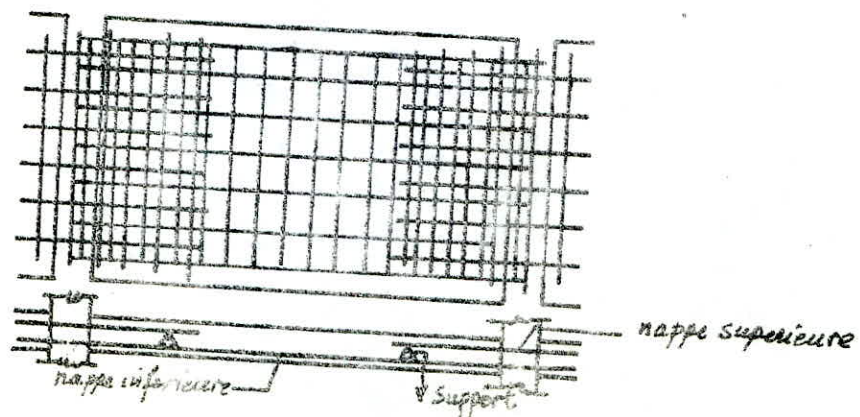
Les petites ouvertures au niveau des dalles seront renforcées à leurs extrémités
Comme l'indique le schéma suivant:



Pour faciliter l'exécution des dalles sur chantier on choisira un treillis soudé (H.A) qui correspond à 5T10/ml. c'est à dire un treillis soudé T10 espacé de 20 cm. (T10 20x20). dans ce cas on a mis plus d'aciers, mais moins de main d'œuvre et moins de complications d'exécution. Ce treillis sera commandé puisqu'il n'existe pas sur le marché.



Treillis H.A. T10 : 20x20.



ETUDE AU VENT

Introduction:

Les calculs seront menés suivant le règlement en vigueur - N.V. 65 -

Pression dynamique

La construction est constituée par un bloc unique, la base au niveau du sol est assimilée à un rectangle de

- longueur $a = 20,47 \text{ m}$
- largeur $b = 18,947 \text{ m}$

Puisque les conditions suivantes =

- La hauteur $h = 28 \text{ m} \leq 30 \text{ m}$
 $h/b = 1,48 < 2,5$
 $b/a = 0,9255 > 0,4$
- La couverture est une toiture terrasse
- Les parois verticales
 - reposent directement sur le sol
 - sont planes sans décrochement
 - vérifient la condition de perméabilité
- La construction est située sur un terrain sensiblement horizontal dans un grand ferme
= sont vérifiées, on peut utiliser la méthode simplifiée

Les pressions sont constantes sur toute la hauteur du bâtiment et sont données par la

formule

$$q = (46 + 0,7 h) K_s \cdot K_r \quad \text{kg/m}^2$$

$K_r =$ coefficient de région (= 1,4 zone II notre cas)

$K_s =$ " de site (= 1 site normal ")

Pression normale

$$q_n = (46 + 0,7 \times 28) \times 1,4 \times 1 = 91,84 \text{ kg/m}^2$$

Pression extrême

$$q_{ex} = 1,75 q_n = 1,75 \times 91,84 = 160,72 \text{ kg/m}^2$$

Le tableau 1.241 page 54 NV.65 donne pour $H = 28 \rightarrow q_{28} = (91,40 \text{ kg} \approx 91,84 \text{ kg})$ par m^2

Coefficient de réduction δ

- Les pressions dynamiques déterminées suivant la règle (III/2,92.1) doivent être affectées d'un coefficient de réduction δ donné par le diagramme de la figure (R.III.9) en fait de la plus grande dimension horizontale ou verticale de la surface offerte au vent.
- L'abaque R.III.9 NV.65 donne :

$$(\delta_e \approx \delta_i) = 0,783$$

on aura donc :

$$q_n = 91,84 \times 0,783 = 71,91 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{ex} = 1,75 \cdot q_n = 1,75 \times 71,91 = 125,84 \text{ kg/m}^2$$

- La direction du vent étant supposée normale aux parois verticales (façades et murs, pignons)
- Les coefficients de pression à prendre en compte sont donc :

- action au vent	$C_e = +0,8$
- " " sous "	$C_i = -0,5$

Actions résultantes :

Elles sont déterminées en combinant de la façon la plus défavorable pour chaque élément, les actions extérieures et intérieures moyennes :

$$C = C_e - C_i = 0,8 - (-0,5) = 1,3$$

On obtiendra donc la pression totale qui sera répartie sur la surface totale du bâtiment uniformément sur toute la hauteur.

$$q_{\text{total}} = 1,3 q_n = 1,3 \times 71,91 = 93,48 \text{ kg/m}^2$$

$$q_{\text{ext total}} = 1,75 \cdot q_{\text{tot}} = 1,75 \times 93,48 = 163,59 \text{ kg/m}^2$$

Répartition du vent sur chaque niveau

Sens longitudinal (suivant x)

$$\text{niveau terrasse} = 20,47 \times \left(\frac{2,75}{2} + 0,55 \right) + 3,3 \times 2,3 = 46,99 \text{ m}^2$$

$$\text{" E. couvent 8°} = 20,47 \times \frac{(2,75 + 2,80)}{2} = 56,8 \text{ m}^2$$

$$\text{" E.C. 2° à 7°} = 20,47 \times 2,80 = 57,32 \text{ m}^2$$

$$\text{" E.C. 1°} = 20,47 \times \frac{(2,85 + 2,8)}{2} = 57,83 \text{ m}^2$$

$$\text{" Rez. chaussée} = 20,47 \times \frac{(2,80 + 2,85)}{2} = 57,83 \text{ m}^2$$

Sens transversal (suivant y)

$$\text{niveau terrasse} = 18,945 \times \left(\frac{2,75}{2} + 0,55 \right) + 4,05 \times 2,3 = 45,78 \text{ m}^2$$

$$\text{" E.C. 8°} = 18,945 \times \frac{(2,75 + 2,8)}{2} = 52,57 \text{ m}^2$$

$$\text{" E.C. 2° à 7°} = 18,945 \times (2,80) = 53,046 \text{ m}^2$$

$$\text{" E.C. 1°} = 18,945 \times \frac{(2,85 + 2,8)}{2} = 53,52 \text{ m}^2$$

$$\text{" R. chaussée} = 18,945 \times \frac{(2,80 + 2,85)}{2} = 53,52 \text{ m}^2$$

Détermination des Forces à chaque niveau.

sens longitudinal

sens transversal

niveau	S (m ²)	q (kg/m ²)	F = q.S = (t)		S (m ²)	q (kg/m ²)	F = q.S = (t)
T	46,99	93,48	4,393		45,78	93,48	4,279
8°	56,80	"	5,310		52,57	"	4,914
7° ÷ 2°	57,32	"	5,358		53,046	"	4,958
1°	57,83	"	5,406		53,52	"	5,003
RDC	"	"	"		"	"	"

Repartition des efforts dus au vent

* vent agissant transversalement

$$H_t = q_{nt} \times 2,80 = 93,48 \times 18,945 \times 2,8 = 4,95 \text{ t}$$

- voile transversal (i) :

$$H_i = H_t \left[e_t \frac{I_{ix} \cdot x_i}{J} + \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} \right] = F_1 + F_2$$

- voile longitudinal (j) :

$$H_j = H_t \cdot e_x \cdot I_{jy} \cdot y_j / J = F_2$$

* vent agissant longitudinalement

$$H_l = q_{nl} \times 2,8 = 93,48 \times 20,47 \times 2,8 = 5,3 \text{ t}$$

- voile transversal (i) :

$$H'_i = H_l \cdot e_x \cdot I_{ix} \cdot x_i / J = F'_1$$

- voile longitudinal (j) :

$$H'_j = H_l \cdot e_x \cdot \frac{I_{ix} \cdot y_i}{J} + H_l \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} = F'_2 + 1$$

Remarque = d'après les tableaux de détermination des forces on remarque que le seisme l'emporte très largement sur le vent

ETUDE PARASISMIQUE

1) Effort d'origine sismique

Les actions sismiques étaient données par le DTU "Regle PS 69", ces règles ont été révisées et amendées par des séismes qui ont affecté ces dernières années l'ensemble des pays riverains de la méditerranée (Algérie, Italie, Grèce, Turquie, ...) Les règles ne sont jusqu'à présent à prendre en considération que lorsque le DTU est mentionné dans les documents particuliers du marché, à l'exception des cas des immeubles de grande hauteur ($H > 30m$) pour lesquels elles sont obligatoires.

En Algérie nous vivons la même situation réglementaire sauf que depuis un certain temps le C.T.C. exige pour les constructions qu'il contrôle que ces "Règles PS 69" auxquelles il adjoint un additif intitulé "Complément aux Règles PS 69" soient effectivement appliquées.

Il a par la suite produit un "Règlement parasismique Algérien (RPA) qui a été envoyé pour approbation et ratification après d'éventuels amendements aux divers instances et organismes appropriés.

2) DTU "Règles PS 69"

La particularité du DTU est de proposer que l'on base la sécurité non au niveau du bâtiment envisagé - même (protection intrinsèque) mais au niveau des constructions de la région concernée (protection nominale).

La protection nominale correspond donc à un compromis entre l'économie que l'on fait sur le coût d'une construction et le risque que l'on admet de courir quand à leur conservation du fait que la construction sismique n'est pas basée sur la plus grande intensité probable pour la région. Le compromis résulte du fait que l'espérance mathématique d'un séisme diminue fortement à mesure que sa intensité augmente et de surcroît l'intensité d'une secousse diminue très vite dès que l'on s'éloigne de son épiceutre de sorte que la zone de fortes intensités est toujours petite (en voir en pla.

Nous déterminerons nos efforts horizontaux par l'étude statique et d'une part et l'étude dynamique d'autre part nous retiendrons les résultats les plus défavorables.

ETUDE STATIQUE

Etude statique :

Elle ramène les effets dynamiques réels des sollicitations statiques et on devra considérer :

- Un système de forces horizontales : S_H
- Un système de forces verticales : S_V
- Un système de couples de torsion d'ensemble S_T (d'axe vertical passant par le centre de torsion de la structure.).

Ces sollicitations sont fonctions :

- De la zone où l'on construit, c.à.d de l'intensité que peut avoir le séisme.
- Du terrain sur lequel l'ouvrage est fondé.
- De la réponse de la structure.
- Du niveau par rapport au sol, donc du déplacement de l'ouvrage sous l'effet du séisme.

1- Efforts horizontaux S_H :

Les efforts horizontaux (S_H) à considérer, s'exercent sur un élément de construction et sont appliqués au centre de gravité de ce dernier. L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction ox est :

$$S_H = \sigma_x \cdot W$$

W = poids de la structure considérée y compris $1/5$ des surcharges. ($G + P/5$)

σ_x = Coeff sismique de l'élément pour la direction ox . ($\sigma_x = \alpha \beta \cdot S$)

2- Efforts Verticaux S_V :

les efforts verticaux (S_V) s'exerçant sur un élément de construction sont supposés s'appliquer au centre de gravité de ce dernier. Ils sont dirigés soit vers le haut, soit vers le bas. L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est égale à :

$$S_V = \pm \sigma_v \cdot W$$

σ_v : coefficient sismique qui sera défini après :

3- Torsion d'ensemble (S_T) :

Notre bâtiment composé de refends transversaux et longitudinaux présente en vue en plan une dissymétrie, le centre de torsion de la structure ne coïncide pas avec le centre géométrique du plancher situé à un niveau, il y a donc torsion.

L'excentricité du centre de torsion avec le centre géométrique du plancher provoque des efforts de torsion qui sont :

a/ Séisme agissant transversalement :

- pour un refend transversal x : $H_i = H \cdot \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} + \frac{H \cdot e \cdot I_{ix} \cdot x_i}{J}$
- pour un refend longitudinal y : $H_j = H \cdot \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} + \frac{H \cdot e \cdot I_{jy} \cdot y_j}{J}$

b/ Seisme agissant longitudinalement:

pour un élément transversal x : $H_i = H \cdot e \cdot I_{ix} \cdot x_i / J$

pour un élément longitudinal y : $H_j = H \cdot I_{jy} / \sum I_{jy} + H \cdot e \cdot I_{jy} \cdot y_j / J$
 e = excentricité du centre de torsion avec le centre de gravité du plancher à un niveau donné. Les autres valeurs seront définies plus loin.

4 - Coefficients sismiques dans les directions horizontales:

Le coefficient sismique σ_x pour la direction ox est égal au produit de 4 facteurs

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

α = Coefficient d'intensité:

Ce coefficient a pour but de permettre l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont ses promoteurs ou la collectivité entendent la protéger. Il varie de 0,5 à 1,5 suivant la région.

Dans notre cas BOUIRA Zone moyenne sismicité: $\alpha = 1$

β = Coefficient de réponse:

Il dépend des possibilités d'oscillation de la structure principale du bâtiment (Contreventement) et de son degré d'amortissement par le reste de l'ossature et des aménagement (cloisons...). Ce Coefficient est maximal pour des ouvrages présentant une période très courte ($T \approx 0,3s$) et devient très court lorsque la période fondamentale de vibration augmente ($T \approx 3s$). Il est compris entre 0,05 et 0,08 dans le cas des bâtiments courants.

Pour notre cas: Amortissement moyen on a:
 T = période d'oscillation du mode fondamental dans la direction fixée.

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

Pour un contreventement par voiles en béton armé:

H = hauteur du bâtiment comprise entre le niveau des fondations et la partie supérieure de la structure [m].
 l = dimension en plan du bâtiment.

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

Dans notre cas: $H = 25,20m$ (à partir de l'encastrement)
 $L_y = 18,945m$; $L_x = 20,47m$.

Sens transversal (sens $x-x$): $T_x = 0,08 (25,20)^{3/2} \cdot (20,47 (20,47 + 25,20))^{-1/2} = 0,33s$
 Sens longitudinal (sens $y-y$): $T_y = 0,08 (25,20)^{3/2} \cdot [18,945 (18,945 + 25,20)]^{-1/2} = 0,35s$

$$T_x = 0,33s \quad T_y = 0,35s$$

Amortissement moyen: $\beta_x = 0,123 < 0,13$
 $\beta_y = 0,121 < 0,13$

$$\beta = \max(\beta_x; \beta_y) = 0,123$$

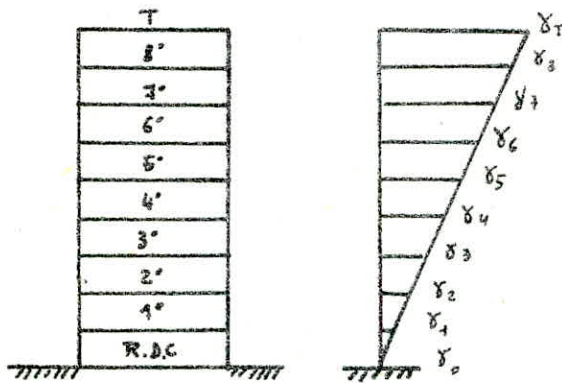
γ = coefficient de distribution:

"Ce coefficient ne dépend que de la structure, et caractérise, à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ peut s'exprimer en fonction du rang (r) du plancher compte à la base ». Si l'on désigne par (n) le nombre de planchers, le coeff applicable au plancher de rang (r) est:

$$\gamma_r = 3r/2n+1$$

n = 10 planchers : $\gamma_r = 3r/21$



Etages	r	γ_r
T	9	1,286
8	8	1,143
7	7	1,000
6	6	0,857
5	5	0,714
4	4	0,571
3	3	0,429
2	2	0,286
1	1	0,143
0	0	0,000

δ = coefficient de fondation:

"Le coefficient δ , indépendant des propriétés dynamiques de la construction, est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage".

Pour notre cas : Terrain de consistance moyenne, mode de fondation radier général, donc (P.S 69 et C.T.C) $\delta = 1$

Coefficients sismiques dans la direction verticale:

$$\sigma_v = \pm \sigma_H / \sqrt{\alpha} = \pm \alpha \cdot \beta \cdot \delta / \sqrt{\alpha}$$

$$\alpha = 1 ; \beta = 0,123 ; \delta = 1 ; \sigma_v = \pm \sigma_H = \pm 0,123 \gamma$$

$$\sigma_H = 0,123 \gamma \quad \text{et} \quad \sigma_v = \pm \sigma_H$$

Niveaux	T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	R.D.C
h (m)	25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
σ_H	0,158	0,141	0,123	0,105	0,088	0,070	0,053	0,035	0,018	0,00
σ_v	0,158	0,141	0,123	0,105	0,088	0,070	0,053	0,035	0,018	0,00
1 - σ_v	0,842	0,859	0,877	0,895	0,912	0,930	0,947	0,965	0,982	1,00
1 + σ_v	1,158	1,141	1,123	1,105	1,088	1,070	1,053	1,035	1,018	1,00

CHARGE SOUMISE A L'ACTION SISMIQUE

Elements horizontaux:

Niveau Terrasse:

Elements	S_i (m ²)	W_i (t)
Dalle 1	19,85	16,674
" 2	24,89	20,908
" 3	23,27	19,547
" 4	16,13	13,549
" 5	18,65	15,666
" 6	24,23	20,353
" 7	13,245	11,126
" 7*	13,365	25,928
" 8	25,43	21,361
" 9	11,93	10,021
" 10	15,21	12,776
" 11	31,75	26,67
" 12	29,01	24,368
" 13	21,30	17,892
Ascenseur	13,365	11,227
Σ	\times	268,03

$W_i = 0,94 \cdot S_i$ (t)
 $G + P/5 = 0,94 \text{ t/m}^2$

Remarque:

7*: la surcharge de cette dalle est $P^* = 5 \text{ t/m}^2$

$G + P^*/5 = 1,94 \text{ t/m}^2$

$W = 268,03 \text{ t}$

Niveau Etage courant

Dalles	S_i (m ²)	W_i (t)
Dalle a	14,81	10,073
" b	19,872	13,513
" c	19,070	12,967
" d	16,128	10,967
" e	18,651	12,683
" f	19,186	13,047
" g	25,430	17,293
" h	11,930	8,113
" i	16,267	11,062
" j	24,814	16,873
" k	31,756	21,594
" l	15,209	10,342
Sechoir 1	4,20	3,024
Loggia 2	5,04	3,629
Sechoir 3	5,04	3,629
loggia 4	5,04	3,629
" 5	4,20	3,024
Sechoir 6	5,04	3,629
" 7	4,20	3,024
" 8	5,04	3,629
" 9	4,20	3,024
Σ	\times	188,768

$W_i = 0,68 \cdot S_i$ (t)
 $G + P/5 = 0,68 \text{ t/m}^2$

$W = 188,77 \text{ t}$

Niveau R.D.C

Dalles	S_i (m ²)	W_i (t)
Dalle 1	19,85	12,109
" 2	24,89	15,183
" 3	23,27	14,195
" 4	16,13	9,839
" 5	18,65	11,377
" 6	24,23	14,780
" (7)	5,04	3,074
" 8	25,44	15,518
" 9	11,93	7,277
" 10	15,21	9,278
" 11	31,75	19,368
" 12	29,01	17,696
" 13	21,30	12,993
Σ	\times	162,687

$W_i = 0,61 \cdot S_i$ (t)
 $G + P/5 = 0,61 \text{ t/m}^2$

$W = 162,69 \text{ t}$

charge totale sismique par étage

Niveau terrasse	
L'acrotère	14,83 t
1/2 des Voiles	73,78 t
Plancher terrasse	268,03 t
1/2 des murs	11,02 t
3/2 des gaines	23,12 t
mur du total d'ascenseur	26,89 t
$W_t =$	417,67 t

Niveau 8 ^e Etage	
Plancher courant	188,77 t
façade (mur)	22,03 t
Voiles	147,78 t
Palier 1 $5,79 \times 0,56$	3,242 t
1/2 Palier 2 $\frac{1}{2} \cdot 4,65 \cdot 0,56$	1,511 t
1/2 Voilee $\frac{1}{2} \cdot 5,065 \cdot 0,887$	2,203 t
Garde-corps	11,45 t
Gaines	15,41 t
$W_t =$	392,40 t

Niveaux 7 ^e , 6 ^e , 5 ^e étages	
Plancher	188,77
façade (mur)	22,03
Voiles	147,78
Palier 1	3,242
Palier 2	3,022
Voilee	4,407
Gaines	15,41
Garde-corps	11,45
$W_t =$	396,11 t

Niveaux 4 ^e , 3 ^e , 2 ^e étages	
Plancher	188,77
façade (mur)	22,03
Voiles	147,78
Palier 1	3,242
Palier 2	3,022
Voilee	4,407
Gaines	12,49
Garde-corps	11,45
$W_t =$	393,19 t

Niveau 1 ^{er} étage	
Plancher	188,77
1/2 mur Supérieur	11,02
1/2 mur inférieur	13,44
1/2 Voile supérieur	73,89
1/2 Voile inférieur	73,89
Palier 1	3,242
Palier 2	3,022
Volée	4,407
Gaines	12,49
Garde-corps.	11,45
Wt =	395,63 t

Niveau R.D.C	
Plancher	1 62,69
1/2 mur Supérieur (façade)	13,44
1/2 mur inférieur (sous-sol)	102,95
1/2 Voile Supérieur	73,89
Palier 1	3,242
Palier 2	3,022
Volée	4,407
Gaines	12,49
Wt =	376,13 t

Valeurs à retenir pour le poids de chaque plancher (niveau) soumis au séisme :

	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{er}	R.D.C
W(t)	417,67	392,40	396,11	396,11	396,11	393,19	393,19	393,19	395,63	376,13

Efforts d'ensemble dus au séisme à chaque niveau :

Niveaux	W(t)	σ_H	$H = \sigma_H \cdot W(t)$	$\Sigma H (t)$	hauteur	Moment cumulé (t.m)
T=9 ^e	417,67	0,158	65,99	65,99	25,20	0,00
8 ^e	392,40	0,141	55,33	121,32	22,40	184,77
7 ^e	396,11	0,123	48,72	170,04	19,60	524,47
6 ^e	396,11	0,105	41,59	211,63	16,80	1000,58
5 ^e	396,11	0,088	34,86	246,49	14,00	1593,14
4 ^e	393,19	0,070	27,52	274,01	11,20	2283,32
3 ^e	393,19	0,053	20,84	294,85	8,40	3050,12
2 ^e	393,19	0,035	13,76	308,61	5,60	3876,12
1 ^{er}	395,63	0,018	7,12	315,73	2,80	4740,23
R.D.C	376,13	0,000	0,00	315,73	0,00	5624,28

ETUDE DYNAMIQUE

- L'étude dynamique d'une structure est en général nécessaire lorsque cette structure présente un élanement important, ou une dimension en plan importante.
- Notre structure présente des caractéristiques peu importantes de point de vue dimension ($18,95 \times 20,47$) m² en plan et 28 m en hauteur elle nécessite une étude dynamique, mais néanmoins pas d'une façon impérative.
- Aussi, fera-t-on l'étude dynamique pour la détermination de la période T de vibration de notre structure, sans perdre de vue donc les règles parasismiques RPS-69.
- Etude faite en parallèle.
- Or pour cette dernière, il faut noter qu'il n'est pas tenu compte de l'inertie de la structure dans la détermination de la période T , celle-ci étant calculée en fonction des dimensions en plan de l'ouvrage. De plus étant donné la dissymétrie dans les 2 plans, nous avons opté pour l'étude dynamique qui tiendra compte des variations d'inertie d'une part et nous permettra de prévoir avec précision le comportement dynamique du bâtiment d'autre part.

a) Choix du Modèle Mathématique

- * Pour les ouvrages ayant une dimension en plan importante (> 40 m) le modèle à choisir est le portique à 2 travées.
- * Pour les ouvrages verticalement élanés tels que : Pylone, château d'eau, cheminée, antenne etc., on adopte le modèle d'une console (encastrée à une extrémité) avec un système de masse uniformément répartie sur toute la hauteur, le système présente une infinité de degrés de liberté.
- * Pour les bâtiments à étages, on pourra choisir un système de masses



concentrées M_1, M_2, M_3, \dots inhérentes à un support d'inertie variable et de masse négligeable (ce support n'est que le contreventement de la structure). Les masses M_i ($i=1, 2, 3, \dots$) sont les masses des différents planchers. Ce système présente autant de degrés de liberté qu'il y a de masses concentrées. C'est du reste, le modèle mathématique que nous avons adopté pour notre structure (console encastrée à masses concentrées au niveau de chaque plancher).

b) Méthode de Calcul.

Il existe des méthodes exactes et approchées.

- * La méthode exacte requiert de volumineux et laborieux calculs, notamment lorsqu'ils sont menés manuellement, de plus on y fait quand même appel à un certain nombre d'approximations, ce qui rend dérisoire la précision en question. Par contre la méthode dite approchée donne des résultats avec une précision satisfaisante.
- * La méthode approchée détermine la période fondamentale T de la structure et son mode propre de vibration, ce, par un série d'opérations itératives et à partir d'une déformée initiale arbitraire.
- * Pour les modes supérieurs (2°, 3°, ...) il existe d'autres méthodes [ex: celle exposée en annexe du (P.S. 69)].
- * Les méthodes approchées, pour la détermination de la période propre sont au nombre de trois (3), qui sont :
 - "RAYLEIGH"
 - "VIANELLI-STODALA"
 - "MOLZER"

Pour notre étude nous adoptons la 1^{ère} méthode.

- * N.B Dans tout ce qui suivra, on admettra que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration. Nous ne tiendrons compte que des déformations de flexion plane, nous admettrons aussi qu'il y a ni rotation autour de l'axe vertical du système ni oscillation couplée.

Methode de RAYLEIGH

Elle est basé sur le principe de conservation d'énergie. Elle n'est applicable qu'aux systèmes conservatifs seulement, ce, en admettant que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes propres est négligeables. Cette methode peut s'appliquer à des caractéristiques dynamiques des structures réelles. Pour un système élastique, la loi de conservation de l'énergie s'écrit :

$$E_m = E_p + E_c \quad (1)$$

avec

$E_m =$ Energie mecanique
 $E_p =$ " " potentiel
 $E_c =$ " " cinétique

dans (1) quand

$$E_p = \max \rightarrow E_c = 0 \quad \text{d'où} \\ E_m = E_p \cdot \max + 0 = C = cte$$

$$E_c = \max \rightarrow E_p = 0 \quad \text{d'où} \\ E_m = E_c \cdot \max + 0 = C = cte.$$

en consequence

on aura

$$E_m = E_p = E_c = C \quad (2)$$

L'équation (2) est fondamentale, en effet c'est d'elle que découle la methode de RAYLEIGH

* Pour un système à n degrés de liberté (masses concentrées) l' E_{cmax} s'écrit

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x^2(z_j) \quad \text{avec}$$

$w =$ Pulsation propre

$P_j = M_j \cdot g$ $M_j =$ masse concentrée

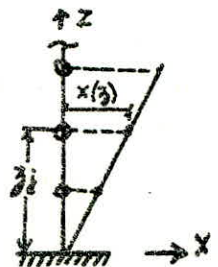
à la cote z_j

$x(z_j) =$ valeur de la déformée à la cote z_j

l'énergie potentielle s'écrit :

$$E_p = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \left(\frac{d^2x}{dz^2} \right) dz \quad \text{où}$$

$x = f(z) =$ équation de la déformée



Pour déterminer w , on choisit une déformée, trouver E_{pmax} , égaler $E_{pmax} = E_{cmax}$ et l'on tire w , puis T la période. L'approximation de cette méthode réside dans le choix de la déformée. Ce choix arbitraire de la déformée peut être substitué par la méthode des déplacements statiques (plus précise), on écrira

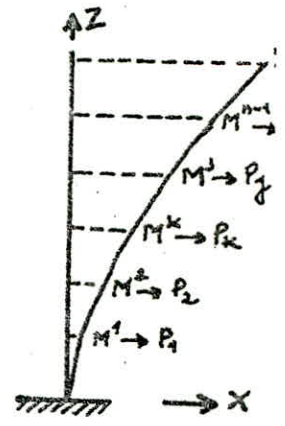
$$S_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij} \quad \text{avec } \delta_{ij} = \text{déplacement en } j \text{ résultant d'une force appliquée en } i$$

De cette manière on aura :

$$\delta_{st1}, \delta_{st2}, \delta_{st3}, \dots, \delta_{stn}$$

En connaissant les déplacements statiques en chaque point on peut alors déterminer l'équation de la déformée statique (nous présentons le calcul des déplacements unitaires δ_{ij})

- * Pour améliorer la précision de nos résultats, nous utiliserons un procédé itératif de correction de la déformée (statique) choisie, lequel procédé exécuté manuellement, toute fois l'algorithme ainsi que le programme en "BASIC" y afférent seront ci-après consignés pour d'éventuelles vérifications des résultats par ordinateur



* Procédé de Calcul :

Lorsque l'on choisit une ligne élastique qui ne considère pas, avec le mode propre de vibration, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_j qui représentent une approximation des forces réelles d'inertie et qui produisent les déplacements " x_{ij} ". L'énergie potentielle max qui n'est autre que le travail de la force d'inertie sera a

$$E_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n F_j x_j \quad \text{et}$$

l'énergie cinétique sera :

$$E_c = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_j^2$$

De l'équation (2) il vient :

$$(1/2) \sum_{j=1}^n F_j X_j = (1/2g) \omega^2 \sum_{j=1}^n P_j X_j^2 \quad \text{d'où}$$

$$\boxed{\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_j X_j}{\sum_{j=1}^n P_j X_j^2}} \quad (3)$$

En admettant que $F_j = P_j$, on calcule la déformée statique du système, la 1^{re} approximation des déplacements est $X_{0j} = \delta_{st}$.
On détermine successivement les coefficients adimensionnels

$$\delta_j^i = X_j^i / X_n^i$$

(X_n^i = flèche au sommet de la console ; $X_n^i = \delta_{st}$, à l'aide desquels on calcule F_j^i tel que

$F_j^i = \delta_j^i P_j$ on stopera ce processus lorsque on trouvera ce au bout de la 6^{ème} iteration. (processus rapidement convergent) on aura alors

$F^m = \delta_j^m P_j$ avec $\delta_j^m \neq \delta_j^{(m-1)} = X_j^m / X_n^m$ d'où
 $X_j^m = \delta_j^m X_n^m$ et l'équation (3) nous donnera

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m X_j^m}{\sum_{j=1}^n P_j (X_j^m)^2} =$$

$$= g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n (\delta_j^m)^2 P_j X_n^m}{\sum_{j=1}^n (\delta_j^m)^2 P_j (X_n^m)^2} =$$

$$= g \cdot X_n^m \frac{\sum_{j=1}^n (\delta_j^m)^2 P_j}{(X_n^m)^2 \sum_{j=1}^n (\delta_j^m)^2 P_j} = g / X_n^m$$

$$\Rightarrow \omega = (g / X_n^m)^{1/2} \Rightarrow T = 2\pi / \omega$$

$$\boxed{T = 2\pi \sqrt{X_n^m / Vg}}$$

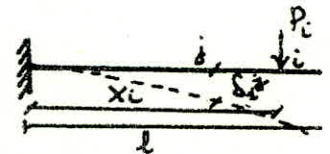
(X_n^m étant le déplacement de la m ème et dernière iteration). cette période correspond à celle du mode fondamental

Si elle est $(0,5 \leq T \leq 0,75) s$, il ya lieu de tenir compte de l'indice du 2^{ème} mode.

Si la période du mode fondamental est $(> 0,75 s)$ il ya lieu de tenir compte du 2^{ème} et 3^{ème} mode (d'après PS. 69)

Par contre si $(T < 0,5 s)$ le calcul des forces sismique est mené en ne considérant que le 1^{er} mode fondamental.

Détermination des formules:



* Détermination des f. de calcul des d. unit.

on appelle déplacement unitaire δ_i^j , le déplacement d'une section j provoqué par une force unitaire agissant à la section i, d'une manière générale on a

$$\delta_i^j = \int_0^{x_j} [(m_i m_j) / EI] dx \quad \text{ou}$$

m_i = moment flechissant en i provoqué par une force unitaire positive en i

m_j = " " " en j " " " " " "

cas d'une console:

$$\left. \begin{aligned} m_i &= x_i - x \\ m_j &= x_j - x \end{aligned} \right\} i, j \quad \text{dans les iteration on tient compte des changements de sens}$$

les calculs sont facilités par la théorie de réciprocité de MAXWELL-BETT où $\delta_j^i = \delta_i^j$

Pas de changement d'inertie entre 0 et x_j

$$I = c^{te} \Rightarrow \delta_i^j = (1/EI) \int_0^{x_j} m_i m_j dx$$

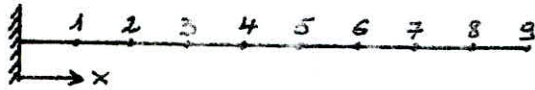
$$\delta_i^j = (1/EI) \int_0^{x_j} (x_i - x)(x_j - x) dx =$$

$$= (x_j^2 / 2EI) (x_i - x_j/3) \quad \text{pour } i > j$$

$$\delta_i^j = \frac{x_j^2}{2EI} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

Calcul des déplacements unitaires

A) Sens transversal



$$\begin{aligned} x_1 &= 2,80 \text{ m}, & x_5 &= 14 \text{ m} \\ x_2 &= 5,60 \text{ m}, & x_6 &= 16,80 \text{ m} \\ x_3 &= 8,40 \text{ m}, & x_7 &= 19,80 \text{ m} \\ x_4 &= 11,20 \text{ m}, & x_8 &= 22,40 \text{ m} \\ & & x_9 &= 25,20 \text{ m} \end{aligned}$$

Dans le sens transversal (de même que dans le sens longitudinal), notre bâtiment présente sensiblement les mêmes inertes équivalentes, par conséquent, le déplacement unitaire sera calculé à l'aide de formule suivante

$$S_i^j = (1/EI)(x_j^2/2)(x_i - x_j/2) \quad i=1-9$$

$$S_i^j = S_j^i \quad (\text{thème d'Alembert-Betti})^j=1-9$$

Exple : $EI S_1^1 = (2,80^2/2)(2,80 - 2,80/3) = 7,3173$.

Nous présentons les résultats sous forme de matrice (matrice symétrique) voir Tableau page.

Calcul de la période fondamentale

Toutes les formules de calcul ont été "spécifiées dans l'introduction"

Les calculs revêtent un caractère plutôt répétitif aussi présentera-t-on les résultats sous forme de tableau.

D'après la descente de charge nous avons sous $G_0 + P/5$.

Niveau 9 : Dalle, acrotère, (1/2)voile, (1/2) façade, } = 48 t
gaine, loge d'ascenseur

Niveau 8 : Dalle, voile, Façade, escalier } = 392 t
gaine.

Niveau 7, 6, 5 et 1 : Dalle, voile, Façade } = 396 t
Escalier, gaine

Niveau 4, 3 et 2 : Dalle, voile, Façade } = 393 t
escalier, gaine

7,317333	16,725333	29,269333	40,245333	57,221333	62,197333	73,173333	84,149333	95,125333
16,725333	58,538667	102,44267	146,34667	190,25067	234,15467	278,05867	321,96267	365,86667
29,269333	102,44267	197,568	296,352	395,136	493,92	592,704	691,488	790,267
40,245333	146,34667	296,352	468,30933	643,92533	891,54133	995,15733	1170,7733	1346,3893
57,221333	190,25067	395,136	643,92533	914,66667	1189,06667	1463,46667	1737,86667	2012,26667
62,197333	234,15467	493,92	829,54133	1189,06667	1467,648	2003,904	2370,816	2765,952
73,173333	278,05867	592,704	995,15733	1463,46667	2003,904	2509,8453	3047,6693	3585,4933
84,149333	321,96267	691,488	1170,7733	1737,86667	2370,816	3047,6693	3746,4747	4448,9387
95,125333	365,86667	790,272	1346,3893	2012,26667	2765,952	3585,4933	4448,9387	5334,326

on remarque que la fonction (Δ) tel que $\Delta_i = S_j^{i-1} - S_j$ est rapidement décroissante (rapide convergence des processus) en particulier $0 < \Delta_6 < 1 \Rightarrow 0 < \Delta_7 < \Delta_6 \Rightarrow \Delta_7 < 1$ et la 6^{ème} itération donne un résultat de précision satisfaisante

J	1	2	3	4	5	6	7	8	9
X_0^0	183429,3429	684720,5173	1434435,142	2369312,217	34385,718	4563976,053	5822683,302	7083913,014	8306929,492
Δ_0^1	0,022081485	0,08242763	0,17264323	0,285321178	0,413317684	0,549417935	0,700942906	0,849160092	1
(6)	8,744268245	32,39465859	67,84878954	112,091923	163,9114363	217,563025	277,573391	332,8707562	1
X_0^1	1171150,726	444812,5408	947455,8124	1590283,540	2340060,086	3169295,675	4047160,418	4942689,986	5854753,967
Δ_1^2	0,020003414	0,07594591	0,16182675	0,271622607	0,399685468	0,537904016	0,691260544	0,844218221	1
X_0^2	7,921352284	29,85801426	63,59791309	106,7476847	158,2754456	213,0099904	275,7391756	330,9335429	418
X_0^3	115711,2834	439603,0041	936657,1937	157266,2237	2314860,013	316501,764	400564,992	4893060,404	5796874,464
Δ_2^3	0,019960977	0,075834487	0,161573692	0,27129485	0,399328987	0,537614604	0,691000817	0,844085969	1
X_0^4	7,904547271	29,80295353	63,50021896	106,6182764	158,1342792	212,8965714	273,636336	330,8817001	418
X_0^5	115676,0529	439472,0517	936385,169	1572222,644	2314222,984	3115671,238	4004593,039	4891801,804	5795705,824
Δ_3^4	0,019959957	0,075831109	0,161573704	0,271287756	0,399320264	0,537610537	0,690994415	0,844082701	1
X_0^6	7,904133632	29,8016259	63,49846593	106,6160882	158,130824246	212,8937727	273,6337671	330,880119	418
X_0^7	115675,1346	439468,8336	936378,5129	1572211,734	2314207,342	3115650,852	4004567,197	4891770,884	5795369,144
Δ_4^5	0,019959933	0,075831025	0,161573558	0,271287562	0,399320051	0,537610366	0,690994254	0,844082621	1
X_0^8	7,904133632	29,80159321	63,49840853	106,616222	158,1307402	212,8937051	273,6337249	330,8803875	418
X_0^9	115675,1346	439468,0188	936378,12	1572208,272	2314206,680	3115650,000	4004564,945	4891769,634	5795368,396
Δ_5^6	0,019959928	0,075830904	0,161573531	0,271287033	0,399320036	0,537610353	0,690993383	0,844082616	1
X_0^{10}	7,904133632	29,80159321	63,49835775	106,6158041	158,1307345	212,8937001	273,633757	330,8803856	418

TABLEAU DES DEPLACEMENTS A CHAQUE NIVEAU

long	0,24	0,0286	0,1085	0,2313	0,3222	0,4716	0,7695	0,9891	1,2082	1,4314
hmax	0,409	0,0831	0,316	0,673	1,1291	1,6620	2,2376	2,8760	3,5130	4,1620
Noms (A)	T	X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	X ₇	X ₈	X ₉
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)

Calculons alors les périodes, T_L et T_L dans le sens transversal et longitudinal respectivement, on a

$$E = 21.000 (\text{D}^{28})^{1/2} = 378.000 \text{ bars} = 3850000 \text{ t/m}^2$$

avec $I_{\text{eff}} = 36,137 \text{ m}^4$

$$T_L = 2\pi \left[\frac{(X_6^2) L}{g} \right]^{1/2}$$

avec $I_{\text{eff}} = 105,162 \text{ m}^4$

$$T_L = 2\pi \left[\frac{(X_6^2) L}{g} \right]^{1/2}$$

avec $I_{\text{eff}} = 105,162 \text{ m}^4$

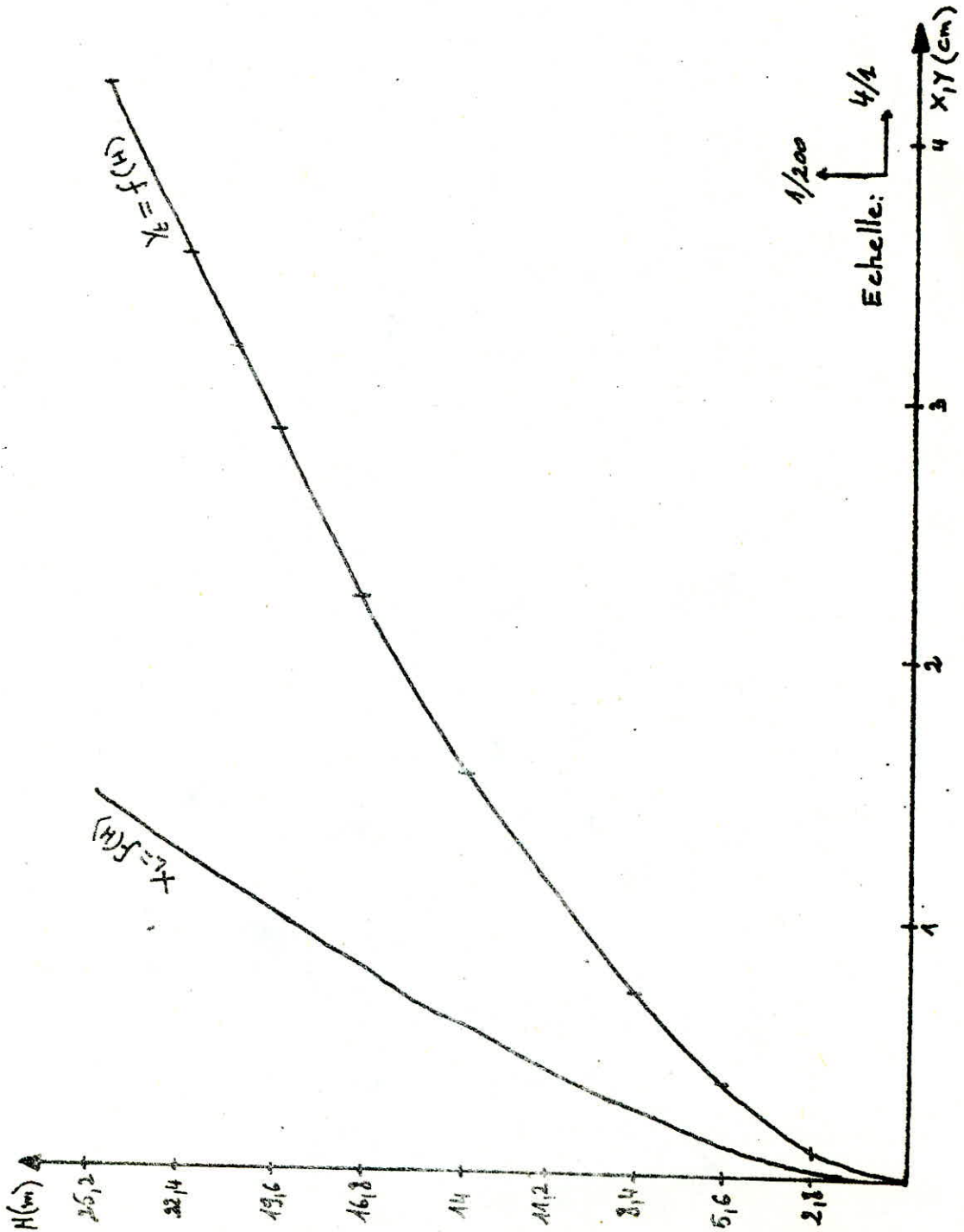
$$T_L = 2\pi \left[\frac{5795368}{385 \cdot 10^4 \cdot 36,137 \cdot 9,81} \right]^{1/2} = 0,40943 \Delta < 0,5 \Delta$$

$$T_L = 2\pi \left[\frac{5795368}{385 \cdot 10^4 \cdot 105,162 \cdot 9,81} \right]^{1/2} = 0,240 \Delta < 0,5 \Delta$$

Il apparaît que la plus grande période $T_L = 0,41 \Delta < 0,5 \Delta$

donc la recherche des 2^e, 3^e, ... mode d'oscillation s'effectuera

DEFORMÉE



ALGORITHME DU PROGRAMME

A partir du vecteur initial w^0 dont les éléments w_i^0 correspondent respectivement au poids $(G+P/5)$ des masses "concentrées" en chaque niveau et de la matrice symétrique S_{ij} correspondant au déplacement en "j" causé par la force appliquée en "i" nous avons:

1° Composition du vecteur $V^k = (W^{k-1}) \cdot (S_{ij})$ avec
 $i = 1 \dots 9$; $j = 1 \dots 9$

2° Composition de $X_i^k = V_i^k / V^k$, puis le vecteur
 (W^k) tel que

$$W_i^k = W_i^{k-1} X_i^k, \text{ ainsi de suite}$$

jusqu'à ce que la
 différence

$$\Delta_j = V^{k-1} - V^k \text{ soit jugée insignifiante}$$

Programme BASIC

```

10 DEFBL A-H, 0-Z DEFINT I-N
20 WIDTH LPRINT 115
30 DIM W(9), S(99), V(9), X(9), V1(9), W1(9)
40 ITER = 1
50 FOR I=1 TO 9
60 READ W(I)
70 W1(I) = W(I)
80 NEXT I
90 DATA 396., 393., 393., 393., 396., 396., 396., 392., 418.
100 FOR I=1 TO 9
110 FOR J=1 TO 9
120 READ S(I,J)
130 S(I,J) = S(I,J)
140 NEXT J
150 NEXT I
160 DATA 7.317333, 16.725333, 29.269333, 40.245333
170 DATA 51.221333, 62.197333, 73.17333,
146.34667, 190.25067, 234.15467,
180 DATA 278.05867, 321.96267, 365.86667, 197.568
296.352, 395.136, 493.32, 592.704,
190 DATA 691.488, 790.272, 468.30333, 643.92533
819.54133, 995.15733, 1170.7733
200 DATA 2346.3893, 914.6667, 1189.0667, 1463.4667
1737.8667, 2012.2667, 1467.648,
210 DATA 2003.304, 2370.816, 2765.952, 2509.8453
3047.6693, 3585.4933, 3746.4747
  
```



```

220 DATA 4448.9387, 5334.336
230 LPRINT "S"
240 FOR I=1 TO 9
250 LPRINT USING "#####.#####"; S(I,1),S(I,2),... , S(I,5)
260 NEXT I
270 LPRINT "W"
280 LPRINT USING "#####.#####"; W(1),W(2),... W(9)
290 FOR I=1 TO 9
300 V(I) = 0
310 FOR I=1 TO 9
320 V(I) = V(I) + W(I) * S(I,I)
330 NEXT J
340 NEXT I
350 LPRINT "V"
360 LPRINT USING "#####.###"; V(1),V(2),... , V(9)
370 FOR I=1 TO 9
380 X(I) = V(I) / V(9)
390 NEXT I
400 LPRINT "X - ITERATION" ITER
410 LPRINT USING "#####.#####"; X(1), X(2), ... , X(9)
420 IF ITER = 1 THEN GOTO 490
430 DIF = ABS ( V1(1) - V(1) )
440 FOR I=2 TO 9
450 DIF1 = ABS ( V1(I) - V(I) )
460 IF DIF1 > DIF THEN DIF = DIF1
470 NEXT I
480 IF DIF < -1 THEN STOP
490 FOR I=1 TO 9
500 W(I) = W1(I) * X(I)
510 V1(I) = V(I)
520 NEXT I
530 ITER = ITER + 1
540 GOTO 270

```

Etude sismique

$$\sigma_{ox} = \sigma_L = \alpha \beta_L \gamma_L S$$

$$\sigma_{oy} = \sigma_E = \alpha \beta_E \gamma_E S$$

- a) α = coefficient d'intensité ($\alpha = 1$ car zone II)
 b) β = " " de réponse de la structure

Il dépend des possibilités d'oscillation de la structure principale (contreventement), et de d'amortissement par le reste de l'ossature et des ammassements (cloisons). Dans le cas d'amortissement moyen (C.T.C) on a

$$0,065 \leq \beta \leq 0,13$$

$$\beta = 0,085 / \sqrt{T}$$

$$\beta_T = 0,085 / \sqrt[3]{0,40343} = 0,114470181 \approx 0,1145 \rightarrow 0,065 \leq \beta_T \leq 0,13$$

$$\beta_L = 0,085 / \sqrt[3]{0,240} = 0,136777662 = 0,137 > 0,13 \rightarrow$$

on prendra $\beta_L = 0,13$

- c) δ = coefficient de Fondation : Il tient compte de la nature du sol et de celle des Fondations
- sol meuble
 - Fondation radier } $\delta = 1$
- d) γ = coefficient de distribution : Il ne dépend de la structure et caractérise le comportement de sa masse.
- La formule générale $\gamma(h)$ applicable à tout élément situé à la cote h est =

$$\gamma(h) = \frac{A(h) \sum M(Z) \cdot A(Z) + \int m(Z) \cdot A(Z) dZ}{\sum M(Z) \cdot A^2(Z) + \int m(Z) \cdot A^2(Z) dZ}$$

Set Σ s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment

$M(Z)$ = masse concentrée à la cote (Z)

$m(Z)$ = " répartie / unité de longueur (Z)

$A(h)$ = l'élongation.

Comme par hypothèse les masses sont concentrées au niveau des planchers on aura

$$\gamma(h) = A(h) \frac{\sum M(Z) \cdot A(Z)}{\sum M(Z) \cdot A^2(Z)}$$

Les forces sismiques horizontales seront donc :

sens transversal :

$$F_T(h) = \alpha \cdot \beta_L \cdot \gamma(h) \cdot \delta \cdot M(h)$$

sens longitudinal :

$$F_L(h) = \alpha \cdot \beta_L \cdot \gamma(h) \cdot M(h)$$

Les valeurs $A(h)$ seront données avec un facteur multiplicateur $10^{-5} EI$.

— TABLEAU des Forces SISMiques horizontales dans les 2 SENS —
(TRANSVERSAL et LONGITUDINAL)

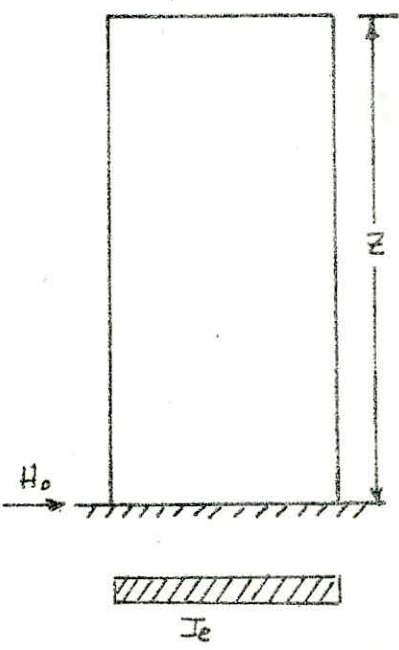
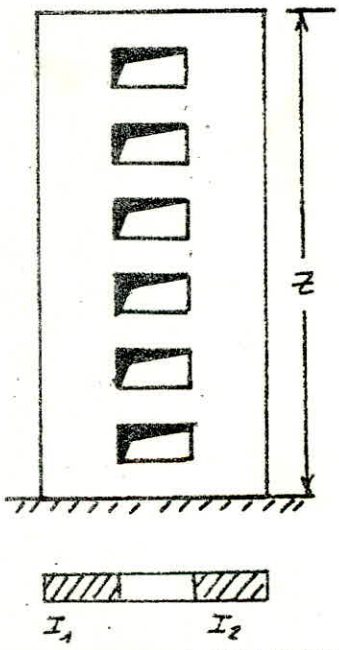
h (m)	M(h) (t)	A(h)	M.A	M.A ²	δ	F (t)	
						F _T	F _L
25,20	418	57,953684	24224,63991	1403907,126	1,448441204	69,32419215	78,70862104
22,40	392	48,916696	19175,73683	938032,8649	1,222609075	54,87563364	62,30415845
19,60	396	40,045649	15858,077	635046,9855	1,000868354	45,38141254	51,52470886
16,80	"	31,15650	12337,974	384408,0869	0,778700199	35,30785529	40,08748628
14,00	"	23,42067	9164,258532	212079,8849	0,578393985	26,22556297	29,77572235
11,20	393	15,720093	6178,782549	97143,39386	0,392945194	17,68195979	20,07557
8,40	"	9,363781	3679,965933	34458,39508	0,23403072	10,53104056	11,95662949
5,60	"	4,394680	1727,10924	7590,092435	0,109837054	4,94250702	5,611575122
2,80	396	1,156751	458,073396	529,8768589	0,028910892	1,31087885	1,488332766
			92804,6174	3713136,707			

Conclusion :

Il ressort des 2 études (statiques et dynamique) menées 11 ment que pour des immeubles à 6 ÷ 7 niveaux du sol l'étude dynamique est superflue vu que les efforts horizontaux ($H = \sigma_H \cdot W(t)$) donnés par l'étude statique sont jusqu'à ce niveau les plus défavorables que ceux fournis par l'étude dynamique. En outre, ils sont calculés dans le 1^{er} cas, en se fondant seulement sur les caractéristiques géométriques de la structure (long, haut, etc.), en ignorant donc les inerties des refends. Quand à notre "projet" (R+8) ie 9 niveaux (celui de la terrasse y compris) au dessus du sol ; il se trouve pratiquement au "seuil" du besoin d'étude dynamique.

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins. Par définition, nous appellerons « inertie équivalente » I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, uniformément repart sur la hauteur du bâtiment présenterait à son sommet une flèche f égale à celle du refend avec ouvertures.

Refend fictif	Refend avec ouvertures
	
$f = H_0 \cdot z^3 / 8 \cdot E \cdot I_e$ <p>avec :</p> <p>H_0: effort tranchant à la base du refend.</p>	$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2m \cdot c \cdot \psi_0}{I \alpha^2} + \frac{H_0 \cdot z^3}{8EI}$ <p>avec : $I = I_1 + I_2 + 2 \cdot m \cdot c$ $\psi = \psi_0$ à la côte 0 (Abaque B)</p> $I_e = \frac{I}{\frac{16m \cdot c \cdot \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$

I_1, I_2, \dots, I_i sont les moments d'inertie de chaque élément de refend.
c à d chaque trumeau.

I : moment d'inertie du refend complet (Voile).

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

c : demi-distance entre les deux centres de gravité des deux éléments de refend.

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque B23b M. Diver.

$\alpha = \omega \cdot z$ (avec α : degré de concordance).

$$\omega^2 = 3i E' \cdot I \cdot c / (I_1 + I_2) \cdot E \cdot m \cdot a^3 \cdot h$$

En général pour le béton armé $E = E'$ d'où :

$$\omega^2 = 3i \cdot I \cdot c / (I_1 + I_2) \cdot m \cdot a^3 \cdot h$$

$$m = 2 \cdot c / \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

i : inertie du linteau.

h : hauteur de l'étage

a : demi-portée de l'ouverture

z : hauteur du bâtiment

R_1, R_2 : sections des deux éléments (2 trumeaux)

Pour les refends avec plusieurs ouvertures:

$$\omega^2 = 6i E' / [E \sum I_i \cdot h (\sum a_i^2 / a_i^3)] \quad \text{avec } E' = E.$$

$$\text{et } I_e = I / \left[\frac{8 \cdot I \cdot \psi_0}{\sum I_i \cdot \alpha^2} + 1 \right]$$

le calcul:

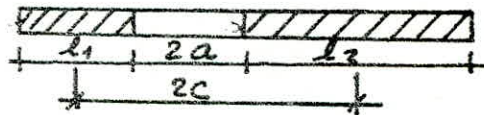
Il existe cinq types de voiles à étudier:

- Voiles pleins: $Vt_{1a}, Vt_{1b}, Vt_{2a}, Vt_{2b}, Vt_4, Vt_7, Vl_1$, et Vl_3
- Voiles à 1 seule file d'ouvertures: Vl_2, Vl_4, Vl_5 , et Vt_3
- Voiles à 2 files d'ouvertures: Vl_5, Vl_6 , et Vl_7
- Voiles à 3 files d'ouvertures: Vt_5
- Voiles à 4 files d'ouvertures: Vt_6

Voiles pleins : $I_e = I = b l^3 / 12$

	$V_{t_{1a}}$	$V_{t_{1b}}$	$V_{t_{2a}}$	$V_{t_{2b}}$	V_{t_4}	V_{t_7}	V_{l_1}	V_{l_3}
b (m)	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,20
l (m)	3,26	5,515	4,81	6,915	2,10	3,315	5,07	3,00
$I_e = I (m^4)$	0,433	2,097	1,391	4,133	0,116	0,607	1,629	0,450

Voiles à 1 file d'ouverture :



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

$$c = (l_1 + 4a + l_2) / 4 \text{ et}$$

$$m = 2 \cdot c \cdot b / \left[\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} \right]$$

$$I = b \cdot h^3 / 12$$

$$w = 3 \pi \cdot I \cdot c / \left[\sum I_i \cdot m \cdot a^3 \cdot h \right]$$

$$b = 0,15 \text{ m.}$$

$$h = 0,63 \text{ m.}$$

$$I = 0,0031 \text{ m}^4$$

$$\alpha = w \cdot z ; I_e = I / \left[\left(16 \cdot m \cdot \psi_0 / \sum I_i \cdot \alpha^2 \right) + 1 \right] ; I = \sum I_i + 2 \cdot m \cdot c$$

	V_{t_3}	V_{l_2}	V_{l_4}	V_{l_8}
l_1 (m)	5,67	9,10	9,10	0,15
l_2 (m)	10,16	7,52	8,57	4,87
a (m)	0,50	0,60	0,50	0,45
I_1 (m ⁴)	2,279	$1,25 \cdot 10^{-5}$	$1,25 \cdot 10^{-5}$	$4,2 \cdot 10^{-5}$
I_2 (m ⁴)	13,120	5,316	7,868	1,444
c (m)	4,458	2,505	2,668	1,705
m (m ³)	4,865	0,074	0,079	0,074
w	0,3048	0,750	0,977	0,998
α	7,68	18,90	24,62	25,15
ψ_0	0,54	0,60	0,60	0,60
I (m ⁴)	58,772	5,687	8,290	1,696
I_e (m ⁴)	48,72	5,682	8,287	1,694

Voile à 2 files d'ouverture : $b = 0,20 \text{ m.}$

$z = 25,20 \text{ m.}$

$h_e = 0,63 \text{ m.}$

Méthode de calcul :

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

$$i = b h_e^3 / 12$$

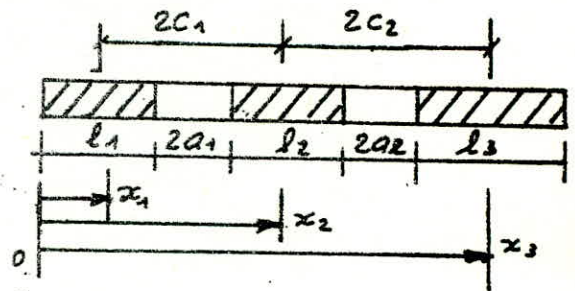
$$c_i = (l_i + 4a_i + l_{i+1}) / 4 \quad i = 1, 2.$$

$$\omega^2 = 6i E' / [E \sum I_i - h (\sum c_i^2 / a_i^3)] \quad E = E'$$

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

$$x_G = b \sum (l_i x_i) / \sum l_i \quad d_i = x_G - x_i \quad \alpha = \omega \cdot z$$

$$I_e = I / [(8I \cdot \psi_0 / \alpha^2 \sum I_i) + 1]$$



	Vl_5	Vl_6	Vl_7
l_1	2,55	2,70	0,10
l_2	0,15	0,25	2,65
l_3	2,40	2,55	4,32
a_1	0,60	0,50	0,50
a_2	0,60	0,50	0,80
c_1	1,275	1,238	1,188
c_2	1,238	1,200	2,543
I_1	0,276	0,328	$1,67 \cdot 10^{-5}$
I_2	$5,6 \cdot 10^{-5}$	$2,6 \cdot 10^{-4}$	0,310
I_3	0,2304	0,276	1,344
$\sum I_i$	0,5065	0,604	1,654
x_G	3,715	3,72	5,499
d_1	-2,44	-2,37	-5,449
d_2	+0,11	+0,10	-3,074
d_3	+2,585	+2,50	+2,011
I	6,751	6,825	10,750
ω	0,5097	0,595	0,361
α	12,85	15,00	9,09
ψ_0	0,58	0,58	0,56
I_e	4,910	5,535	7,950

Voie à 3 files d'ouverture Vt5 b=0,20 m.

Méthode de calcul:

$z = 25,20 \text{ m.}$
 $i = 0,0042 \text{ m}^4$

Le calcul sera fait avec les mêmes formules dans la page précédente.

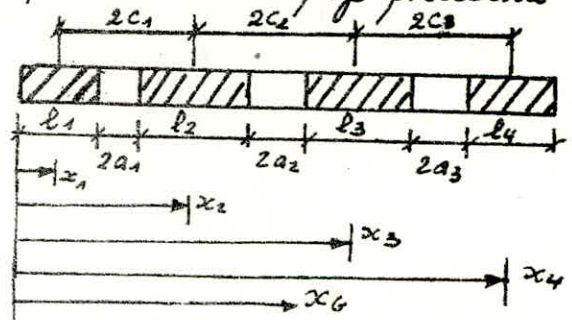
$l_1 = 2,37 \text{ m.}$ $a_1 = 0,50 \text{ m.}$

$l_2 = 4,18 \text{ m}$ $a_2 = 0,55 \text{ m.}$

$l_3 = 4,12 \text{ m}$ $a_3 = 0,50 \text{ m.}$

$l_4 = 4,75 \text{ m.}$ $C_1 = 2,138 \text{ m.}$

$C_2 = 2,745 \text{ m}$ $C_3 = 2,738 \text{ m.}$



$I_1 = 9222 \text{ m}^4$; $I_2 = 1,217 \text{ m}^4$; $I_3 = 1,235 \text{ m}^4$; $I_4 = 1,786$; $\Sigma I_i = 4,460 \text{ m}^4$

$x_6 = 9,65 \text{ m}$; $d_1 = -8,469 \text{ m}$; $d_2 = -4,194 \text{ m}$; $d_3 = 1,296 \text{ m}$; $d_4 = 6,771 \text{ m}$

$I = 98,127 \text{ m}^4$; $\Sigma c_i^2/a_i^3 = 123,98$; $w = 0,500$; $\alpha = 12,60$; $\psi_0 = 0,58$

$I_e = 59,723 \text{ m}^4.$

Voie à 4 files d'ouverture Vt6

$l_1 = 5,365 \text{ m}$ $a_1 = 0,625 \text{ m}$

$l_2 = 0,60 \text{ m}$ $a_2 = 0,60 \text{ "}$

$l_3 = 2,35 \text{ m}$ $a_3 = 1,395 \text{ "}$

$l_4 = 0,56 \text{ m}$ $a_4 = 0,60 \text{ "}$

$l_5 = 3,33 \text{ m}$ $C_1 = 2,116 \text{ m}$

$I_1 = 2,574 \text{ m}^4$ $C_2 = 1,338 \text{ "}$

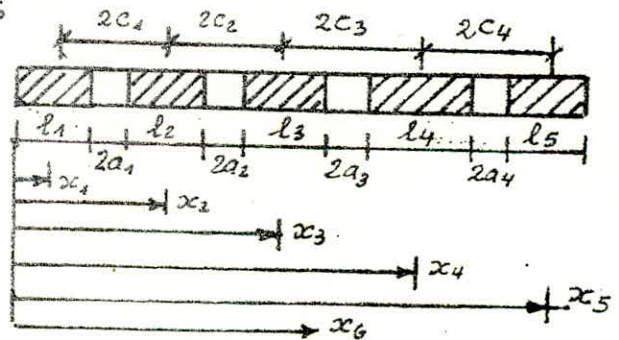
$I_2 = 0,004 \text{ "}$ $C_3 = 2,123 \text{ "}$

$I_3 = 0,216 \text{ "}$ $C_4 = 1,573 \text{ "}$

$I_4 = 0,003 \text{ "}$ $d_1 = -5,93 \text{ "}$

$I_5 = 0,615 \text{ "}$ $d_2 = -1,68 \text{ "}$

$\Sigma I_i = 3,412 \text{ "}$ $d_3 = 0,93 \text{ "}$



$d_4 = 5,18 \text{ m}$

$\psi_0 = 0,55$

$d_5 = 8,32 \text{ "}$

$I_e = 32,942 \text{ m}^4.$

$x_6 = 8,61 \text{ m}$

$I = 90,997 \text{ m}^4$

$w = 0,324$

$\alpha = 8,16$

$\Sigma c_i^2/a_i^3 = 39,74$

centre de masse des étages

	M_i (t)	x_G (m)	y_G (m)
Niveau Terrasse	500,92	10,26	9,55
8 ^e étage	451,49	10,86	9,71
7 ^e étage	456,20	10,84	9,66
6 ^e étage	456,20	10,84	9,66
5 ^e étage	456,20	10,84	9,66
4 ^e étage	453,28	10,85	9,65
3 ^e étage	453,28	10,85	9,65
2 ^e étage	453,28	10,85	9,65
1 ^e étage	455,71	10,89	9,67
R.D.C	484,26	10,65	9,52

centre de torsion des éléments transversaux:

	I_x	x'	$I_x \cdot x'$
Vt _{1a}	0,433	0,075	0,032
Vt _{1b}	2,097	0,075	0,157
Vt _{2a}	1,391	3,83	5,328
Vt _{2b}	4,133	3,83	15,829
Vt ₃	48,72	7,58	369,298
Vt ₄	0,116	8,98	0,995
Vt ₅	59,723	10,73	640,828
Vt ₆	32,942	14,48	477,000
Vt ₇	0,607	18,23	11,066
Σ	150,162		1520,533

$$dx = \frac{\Sigma I_x \cdot x'}{\Sigma I_x} = 10,13 \text{ m}$$

$$dx = 10,13 \text{ m}$$

centre de torsion des éléments longitudinaux:

	I_y	y'	$I_y \cdot y'$
Vl ₁	1.629	17.34	28.247
Vl ₂	5.683	14.19	80.642
Vl ₃	0.450	11.09	4.991
Vl ₄	8.287	10.44	86.516
Vl ₅	4.910	9.64	47.332
Vl ₆	5.535	7.72	42.730
Vl ₇	7.950	7.29	57.956
Vl ₈	1.694	3.50	5.997
Σ	36.137		35441
	$dy = \Sigma I_y \cdot y' / \Sigma I_y = 9.81 \text{ m}$		

$dy = 9.81 \text{ m}$

Calcul des excentricités entre le centre de torsion et le centre de masse:

Excentricité transversale : $e_t = x_G - dx = e_x$

Excentricité longitudinale : $e_l = y_G - dy = e_y$

On dresse ci dessous un tableau pour donner l'excentricité aux niveaux des planchers de notre bâtiment:

	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	Rdc
x_G	10.26	10.86	10.84	10.84	10.84	10.85	10.85	10.85	10.89	10.65
y_G	9.55	9.71	9.66	9.66	9.66	9.65	9.65	9.65	9.67	9.52
e_t	0.13	0.73	0.71	0.71	0.71	0.72	0.72	0.72	0.76	0.52
e_l	-0.26	-0.10	-0.15	-0.15	-0.15	-0.16	-0.16	-0.16	-0.14	-0.29

La plus grande excentricité se trouve au niveau du plancher 1^e étage qui correspond à $e_t = e_x = 0.76 \text{ m}$ (dans le sens x-x) ; et au Rdc. pour $e_l = e_y = -0.29$

(dans le sens y-y). L'excentricité fixée par le C.T.C est 5% dans chaque sens

$e_y (\text{C.T.C}) = 5\% \cdot 18.945 = 0.947 \text{ m}$; $e_x (\text{C.T.C}) = 5\% \cdot 20.47 = 1.024 \text{ m}$.

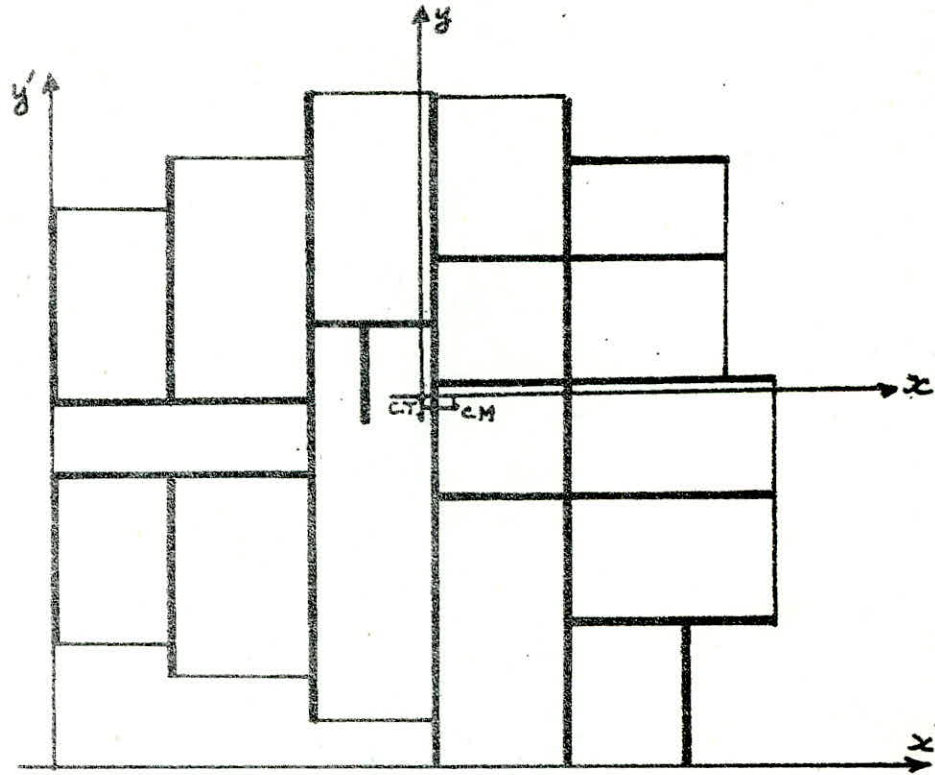
Excentricité de calcul $e_x = \max(0.76 \text{ et } 1.024) = 1.024 \text{ m} \approx 1.02 \text{ m}$.

$e_y = \max(0.29 \text{ et } 0.947) = 0.947 \text{ m} \approx 0.95 \text{ m}$

le % de l'excentricité théorique $e_x = 0.76 \cdot 100 / 20.47 = 3.7 \approx \boxed{4\%}$

$e_y = 0.29 \cdot 100 / 18.945 \approx \boxed{2\%}$

Pour la suite des calculs on admet comme excentricité; l'excentricité accidentelle
 c'est à dire $e_x = 1,024 \text{ m}$ dans le sens de $x-x$.
 $e_y = 0,95 \text{ m}$ dans le sens de $y-y$.



Efforts dans les voiles :

Pour calculer les efforts dans les voiles, on prendra une force horizontale $H = 100 \text{ t}$ et ($e_x = 1,024 \text{ m}$, $e_y = 0,95 \text{ m}$). de cette force on déduira par une règle de trois, l'effort réel agissant sur notre bâtiment.

. Voiles transversaux :

Eléments	I_{ex}	x_i	x_i^2	$I_{ex} \cdot x_i$	$I_{ex} \cdot x_i^2$
Vt _{1a}	0,433	-10,06	101,20	-4,36	43,82
Vt _{2b}	2,027	-10,06	101,20	-21,10	212,22
Vt _{2a}	1,391	-6,30	39,39	-8,76	55,21
Vt _{2b}	4,133	-6,30	39,39	-26,04	164,04
Vt ₃	48,72	-2,55	6,50	-124,24	316,80
Vt ₄	0,116	-1,15	1,32	-0,13	0,15
Vt ₅	59,733	0,60	0,36	35,83	21,50
Vt ₆	32,942	4,35	18,92	143,30	623,34
Vt ₇	0,607	8,10	65,61	4,92	39,83
Σ	150,162				1476,92

Voiles longitudinaux

Elements	I_{ey_i}	Y_i	Y_i^2	$I_{ey} \cdot Y_i$	$I_{ey} \cdot Y_i^2$
Vl ₁	1,629	7,53	56,70	12,27	92,37
Vl ₂	5,682	4,38	19,18	24,89	109,01
Vl ₃	0,450	1,28	1,64	0,58	0,74
Vl ₄	8,287	0,63	0,40	5,22	3,29
Vl ₅	4,910	-0,17	0,03	-0,83	0,14
Vl ₆	5,535	-2,09	4,37	-11,57	24,18
Vl ₇	7,950	-2,52	6,35	-20,03	50,49
Vl ₈	1,694	-6,27	39,31	-10,62	66,60
Σ	36,137				346,80

$$H'_x = 100 I_{ex_i} / \Sigma I_{ex_i} \quad ; \quad H'_y = 100 I_{ey_i} / \Sigma I_{ey_i}$$

$$H''_x = 100 e_x \cdot X \cdot I_{ex_i} / J \quad ; \quad H''_y = 100 \cdot e_y \cdot Y \cdot I_{ey_i} / J$$

$$J = \Sigma I_{ex_i} \cdot X_i^2 + \Sigma I_{ey_i} \cdot Y_i^2 = 1823,72 \text{ m}^6$$

$$H_x = H'_x + H''_x \quad ; \quad H_y = H'_y + H''_y$$

H'_x ; H'_y : Forces de translation.

H''_x ; H''_y : Forces de rotation.

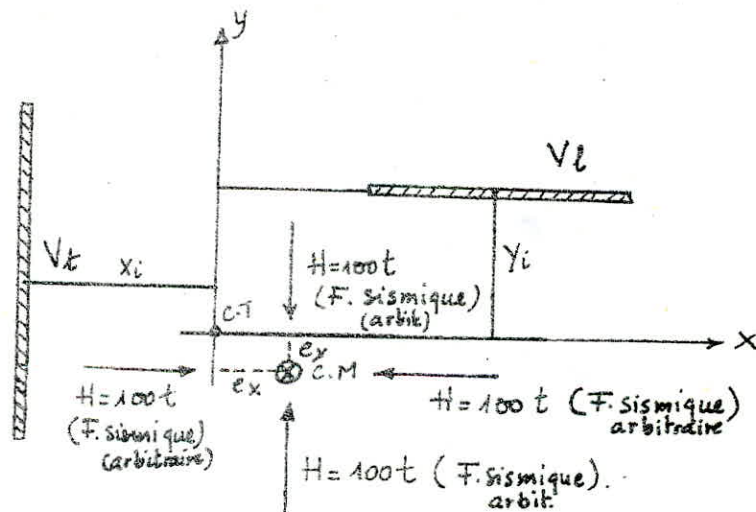
Seisme agissant transversalement:

Elements	H'_x	H''_x	H_x
Vt _{1a}	0,29	-0,24	0,05
Vt _{1b}	1,40	-1,18	0,22
Vt _{2a}	0,93	-0,49	0,44
Vt _{2b}	2,75	-1,46	1,29
Vt ₃	32,47	-6,98	25,46
Vt ₄	0,08	-0,01	0,07
Vt ₅	39,77	2,01	41,78
Vt ₆	31,94	8,05	29,99
Vt ₇	0,40	0,28	0,68
Σ			99,98 t

$\rightarrow \Delta = -0,02\%$

Seisme agissant longitudinalement:

Eléments	H'_y	H''_y	H_y
Vl ₁	4,51	0,64	5,15
Vl ₂	15,72	1,30	17,02
Vl ₃	1,25	0,03	1,28
Vl ₄	22,93	0,27	23,20
Vl ₅	13,59	-0,04	13,55
Vl ₆	15,32	-0,60	14,72
Vl ₇	22,00	-1,04	20,96
Vl ₈	4,69	-0,55	4,14
Σ			100,02 t $\rightarrow \Delta = +0,02\%$



$$M_x = 100 \cdot e_x = 102,4 \text{ t.m}$$

$$M_y = 100 \cdot e_y = 95 \text{ t.m}$$

$$H''_x = \frac{M_x \cdot I_x \cdot x}{J} ; H''_y = \frac{M_y \cdot I_y \cdot y}{J}$$

$$H'_x = 100 \cdot I_x / \Sigma I_x ; H'_y = 100 \cdot I_y / \Sigma I_y$$

EFFORTS DANS LES REFENDS:

Seisme agissant transversalement pour les voiles transversaux,
et Seisme agissant longitudinalement pour les voiles
longitudinaux:

Tableau des efforts tranchants et Moments fléchissants dus aux pesées transversal et longitudinal.

	Terrasse		8 ^e		7 ^e		6 ^e		5 ^e		4 ^e		3 ^e		2 ^e		1 ^e		R.D.C	
	Mg	Hg	M ₈	H ₈	M ₇	H ₇	M ₆	H ₆	M ₅	H ₅	M ₄	H ₄	M ₃	M ₃	M ₂	H ₂	M ₁	H ₁	M ₀	H ₀
Vt _{1a}	0	0,03	0,08	0,06	0,25	0,09	0,50	0,11	0,81	0,12	1,15	0,14	1,54	0,15	1,96	0,15	2,38	0,16	2,83	0,16
Vt _{1b}	0	0,15	0,42	0,27	1,18	0,37	2,21	0,47	3,53	0,54	5,04	0,60	6,72	0,65	8,54	0,68	10,44	0,69	12,38	0,69
Vt _{2a}	0	0,29	0,81	0,53	2,30	0,75	4,40	0,93	7,00	1,08	10,02	1,21	13,41	1,30	17,05	1,36	20,86	1,39	24,75	1,39
Vt _{2b}	0	0,85	2,38	1,57	6,78	2,19	12,91	2,73	20,55	3,18	29,46	3,53	39,34	3,80	49,98	3,98	61,12	4,07	72,52	4,07
Vt ₃	0	16,80	47,04	30,89	133,53	43,29	254,74	53,88	405,61	62,76	581,34	69,76	776,66	75,07	986,86	78,57	1206,86	80,38	1431,92	80,38
Vt ₄	0	0,05	0,14	0,08	0,36	0,12	0,70	0,15	1,12	0,17	1,60	0,19	2,13	0,21	2,72	0,22	3,33	0,22	3,95	0,22
Vt ₅	0	27,57	77,20	50,78	219,38	71,04	418,29	88,42	665,87	102,98	954,21	114,48	1274,76	123,19	1619,69	128,94	1980,72	131,91	2350,07	131,91
Vt ₆	0	19,79	55,41	36,38	157,28	50,99	300,05	63,47	477,76	73,92	684,74	82,18	914,84	88,43	1162,45	92,55	1421,59	94,69	1686,70	94,69
Vt ₇	0	0,45	1,26	0,82	3,56	1,16	6,80	1,44	10,84	1,68	15,54	1,86	20,75	2,00	26,35	2,10	32,23	2,15	38,25	2,15
Vl ₁	0	3,40	9,52	6,25	27,02	8,76	51,55	10,90	82,07	12,69	117,60	14,11	157,11	15,18	199,41	15,89	244,10	16,20	289,63	16,20
Vl ₂	0	11,23	31,44	20,65	89,26	28,94	170,30	36,02	271,15	44,95	388,61	46,64	519,20	50,18	659,71	52,53	806,79	53,74	957,26	53,74
Vl ₃	0	0,84	2,35	1,55	6,69	2,18	12,80	2,71	20,38	3,16	29,23	3,51	39,06	3,77	49,62	3,95	60,68	4,04	71,99	4,04
Vl ₄	0	15,31	42,87	28,15	121,69	39,20	231,45	49,10	368,93	57,19	529,06	63,57	707,06	68,41	898,60	71,60	1099,08	73,25	1304,18	73,25
Vl ₅	0	8,94	25,03	16,44	71,06	23,04	135,58	28,68	215,88	33,40	309,40	37,13	413,36	39,95	525,22	41,82	642,32	42,78	762,10	42,78
Vl ₆	0	9,71	27,19	17,86	77,20	25,03	147,28	31,15	234,50	36,28	336,08	40,33	449,01	43,40	570,53	45,43	697,73	46,48	827,88	46,48
Vl ₇	0	13,83	38,72	25,43	109,93	35,64	209,72	44,36	333,93	51,66	478,58	57,43	639,38	61,80	812,42	64,68	993,52	66,18	1178,83	66,18
Vl ₈	0	2,73	7,64	5,02	21,70	7,04	41,41	8,76	65,94	10,20	94,50	11,34	126,25	12,21	160,44	12,78	196,22	13,07	232,82	13,07

REPARTITION DES EFFORTS

HORIZONTALS DANS LES REFENDS

Généralités:

Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et les charges verticales qui lui sont attribuées. La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant chaque refend ou élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de M. Divers « Calcul pratique des tours en Béton armé ». Ainsi à l'aide des abaques, on détermine les efforts tranchants et les moments fléchissants dans les éléments les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques (ou sous l'action du vent). Dans notre cas, l'effet sismique est prépondérant devant l'effet du vent, ainsi, on ne prendra en considération que les efforts dus au séisme.

1/ Refends sans ouvertures:

Les refends sans ouvertures ne posent pas de problèmes particuliers la détermination de leurs efforts est tout à fait simple. Leur calcul est celui d'un mur en Béton armé ou non, de section rectangulaire soumis à l'action des sollicitations extérieures M et H .

2/ Refends avec ouvertures:

Cette méthode suppose que:

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

On admettra en outre que:

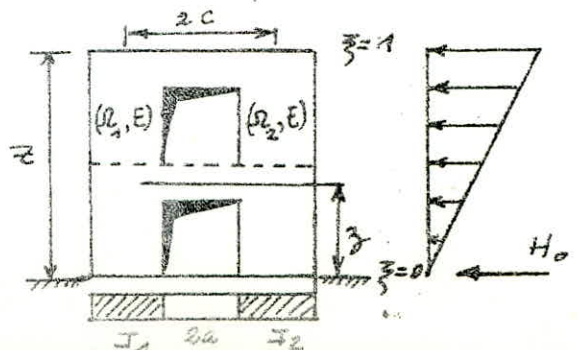
- La hauteur d'étage est constante
- les linteaux qui lient les deux éléments de refend ont tous les mêmes caractéristiques géométriques.
- les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de celle de chacun des éléments de refend.

a/ Refends à une file d'ouvertures:

Etapes de calcul:

1/ Evaluation de la valeur α

1.1 Calculer ω^2 , puis ω . par:



$$\omega^2 = 3E' \lambda \cdot I \cdot c / E(I_1 + I_2) \cdot m \cdot a^3 \cdot l.$$

① Cas general: (Cas du Vent)

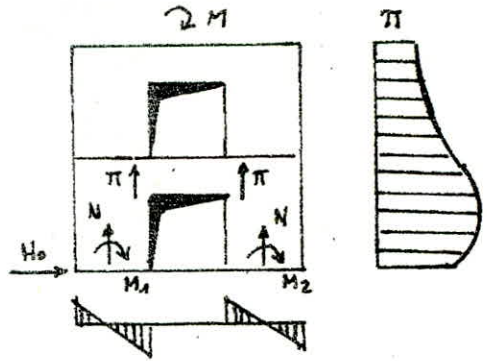
$$m = 2c / \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right)$$

$$\omega^2 = 3E' \lambda \cdot I \cdot c / E(I_1 + I_2) \cdot m \cdot a^3 \cdot l$$

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l \phi / I.$$

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

$$M_2 = \frac{M_1 \cdot I_2}{I_1} ; N = \sum \pi.$$



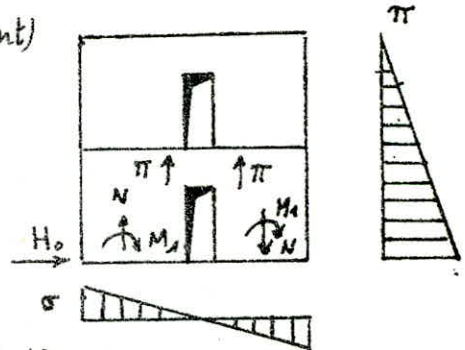
② Petites ouvertures: ($\alpha > 10$) (Cas du Vent)

$\alpha > 10$ (pratiquement $\alpha \rightarrow \infty$)

$$\pi = H_0 \cdot m \cdot l (1 - \xi) / I.$$

$$M_1 = M_2 = 0$$

$$N = \sum \pi = M / 2c$$



③ Grandes ouvertures: ($\alpha < 1$) (Cas du Vent)

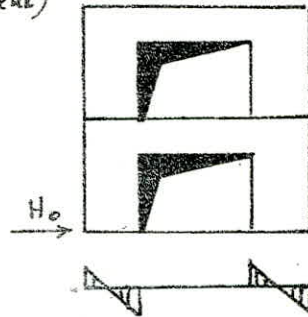
$\alpha < 1$ (pratiquement $\alpha \rightarrow 0$)

$$\pi \approx 0$$

$$M_1 = I_1 H_0 \cdot Z / 2 \cdot [I_1 + I_2]$$

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

$$N = 0$$



2/ Etude des linteaux

2.1 Etabli $\xi = z/Z$

2.2 Calcul de $\alpha = \omega \cdot z$. en fonction de α et ξ on détermine la valeur ψ sur l'abaque B-19 (M. Divers).

2.3. Calcul de l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau par $\pi = H_0 \cdot m \cdot l \phi / I$.

2.4. Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree sur les deux extremités.

$$T = 1,5 \pi \quad (50\% \text{ majoration exigée par le C.T.C})$$

$$M = T \cdot h_e = 1,5 \cdot \pi \cdot h_e$$

3/ Etude des deux éléments de refend:

les calculs des 2 éléments de refend situés de part et d'autre, de l'ouverture sont effectués au droit de chaque linteau.

3.1 Avec la valeur de α et ξ on détermine ψ (abaque de M. Divers)

3.2 Calculer les moments dans les éléments :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3} - \frac{2m\psi}{I} \right] ; M_2 = \frac{M_1 \cdot I_2}{I_1}$$

3.3 Calculer les forces axiales dans les éléments de refend (provoquées, évidemment par les forces sismiques). A chaque étage, on obtient $N = \sum \pi$ ($\sum \pi$ est la somme des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré).

4/ Verifications

Il est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur ; $M_i = M_1 + M_2 + 2M.C$; $M_{ext} = H_0 \cdot \frac{z}{3}$

M_i est le moment d'ensemble distribué au refend pris en considération.

M_1, M_2, M_{ext}, N sont les valeurs calculées à la base du refend.

4.1 Cas de petites ouvertures :

Quand $\alpha > 10$, on peut considérer pratiquement que $\alpha \rightarrow \infty$ les valeurs de Φ et π sont linéaires.

A la base $\Phi = 1$ et $\pi = H_0 \cdot m \cdot l / I$.

Au sommet $\Phi = 0$ et $\pi = 0$

Le refend se comporte comme un mur plein, l'influence des ouvertures ayant un caractère local. On peut donc considérer que

$\pi = H_0 \cdot m \cdot l (1-\xi) / I$; le calcul de M_1 et M_2 est inutile.

4.2 Cas de grandes ouvertures :

$\alpha < 1$, on peut considérer pratiquement que $\alpha \rightarrow 0$. En conséquence $\Phi = 0$ et $\pi = 0$. La rigidité des linteaux étant très faible (cas des planchers dalle par exemples).

La répartition du moment fléchissant est proportionnelle aux inerties des refends ($\psi = 0$). $M_1 = \frac{I_1}{(I_1 + I_2)} H_0 \cdot z \frac{(1-\xi)^2(2+\xi)}{3}$.

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

4.3 Cas général : $1 < \alpha < 10$; les ouvertures sont considérées comme moyennes.

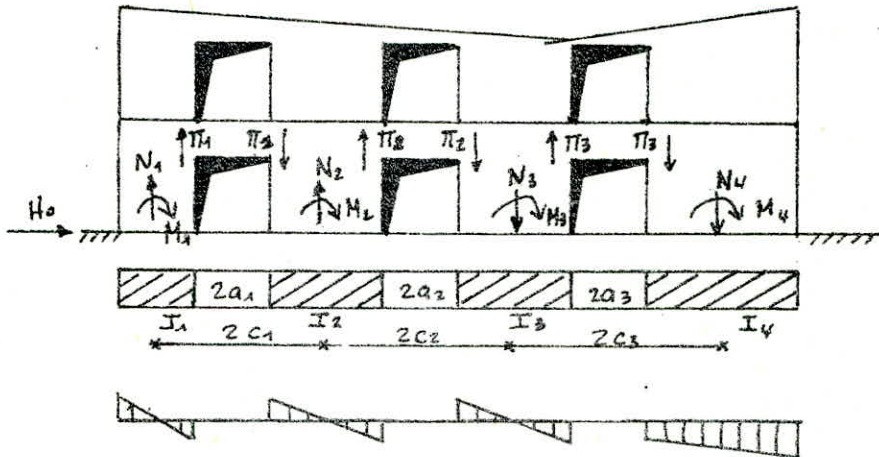
La valeur de l'effort tranchant dans les linteaux diminue généralement au fur et à mesure que les ouvertures augmentent pour devenir négligeable quand $\alpha < 1$, sauf pour les linteaux proches du sommet.

Au voisinage de la section d'encastrement pour $1 < \alpha < 10$, on étudie le linteau le plus sollicité situé au niveau correspondant à la valeur de ξ d'environ 90 à 0,4 et on ferraille pratiquement d'une manière identique

les autres linteaux du refend considéré.

b) Refends à plusieurs files d'ouvertures:

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures en négligeant la déformation due aux efforts normaux.



- La valeur de $\alpha = \omega \cdot z$ est évaluée à partir de:

$$\omega^2 = \frac{G E'}{E \cdot l \cdot \sum I_i} \sum (i_i c_i^2 / a_i^3)$$

- on calcule ensuite pour la 1^{ère} série de linteaux, l'effort tranchant dans les linteaux. $\pi_1 = H_0 \cdot l \cdot i_1 c_1 \Phi / 2 a_1^3 \sum (i_i c_i^2 / a_i^3)$

- On évalue ainsi $\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_n$.

- les forces axiales provoquées par l'action du séisme dans chaque refend est

$$N_1 = \sum \pi_1 ; N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 ; N_n = \sum \pi_n - \sum \pi_{n-1}$$

- les moments dans chaque élément de refend sont:

$$M_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} H_0 \cdot z \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{M_1}{I_1} \cdot I_2 ; M_3 = \frac{M_1}{I_1} \cdot I_3$$

Comme dans le cas des refends à une file d'ouvertures, il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation:

$$M_i = \sum M_i + 2 \cdot N_1 \cdot \sum c_i + 2 \cdot N_2 \cdot \sum c_i + \dots + 2 N_n \cdot c_n$$

Remarque: Pour les petites ouvertures (dont la surface ne dépasse pas 25% de la surface total du refend). Il est conseillé d'effectuer 2 évaluations de π . Une première évaluation avec les formules précédentes et la 2^{ème} évaluation avec la relation: $\pi_i = H_0 \cdot m_i \cdot l (1-\xi) / I$. Et d'utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire. Par ailleurs, si la surface

des ouvertures est plus petite qu'environ 10% de la surface totale du refend, on peut considérer le refend pratiquement monolithique et employer la relation $\pi_i = H_0 \cdot m_i \cdot l \cdot (1 - \frac{3}{4}) / I$

Dans cette relation m_i est le moment statique de l'élément (ou des éléments) de refends qui tend (ent) à glisser par rapport au linteau.

A Refends pleins :

	Vt1a	Vt1b	Vt2a	Vt2b	Vt4	Vt7	Vl1	Vl3
Effort tranchant	H (t)	H (t)	H (t)	H (t)	H (t)	H (t)	H (t)	H (t)
Terrasse	0,03	0,15	0,29	0,85	0,05	0,45	3,40	0,84
8 ^e étage	0,06	0,27	0,53	1,57	0,08	0,82	6,25	1,55
7 ^e "	0,09	0,37	0,75	2,19	0,12	1,16	8,76	2,18
6 ^e "	0,11	0,47	0,93	2,73	0,15	1,44	10,90	2,71
5 ^e "	0,12	0,54	1,08	3,18	0,17	1,68	12,69	3,16
4 ^e "	0,14	0,60	1,21	3,53	0,19	1,86	14,11	3,51
3 ^e "	0,15	0,65	1,30	3,80	0,21	2,00	15,18	3,77
2 ^e "	0,15	0,68	1,36	3,98	0,22	2,10	15,89	3,95
1 ^{er} "	0,16	0,69	1,39	4,07	0,22	2,15	16,26	4,04
Rde chaussée	0,16	0,69	1,39	4,07	0,22	2,15	16,26	4,04

	Vt1a	Vt1b	Vt2a	Vt2b	Vt4	Vt7	Vl1	Vl3
Moment fléchissant	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)	M (t.m)
Terrasse	0	0	0	0	0	0	0	0
8 ^e étage	0,08	0,42	0,81	2,38	0,14	1,26	9,52	2,35
7 ^e "	0,25	1,18	2,30	6,78	0,36	3,56	27,02	6,69
6 ^e "	0,50	2,21	4,40	12,91	0,70	6,80	51,55	12,80
5 ^e "	0,81	3,53	7,00	20,55	1,12	10,84	82,07	20,38
4 ^e "	1,15	5,04	10,02	29,46	1,60	15,54	117,60	29,23
3 ^e "	1,54	6,72	13,41	39,34	2,13	20,75	157,11	39,06
2 ^e "	1,96	8,54	17,05	49,98	2,72	26,35	199,61	49,62
1 ^{er} "	2,38	10,44	20,86	61,12	3,33	32,23	244,10	60,68
Rde de chaussée	2,83	12,38	24,75	72,52	3,95	38,25	289,63	71,99

B/ Refends avec ouvertures:

B.1 Refends à une file d'ouvertures:

B.1.1 Cas de $\alpha > 10$ (Vl_2, Vl_4, Vl_8)

(Vl_2) : $H_0 = 53,74 t$; $m = 0,074 m^3$; $I = 5,687 m^4$; $l \approx 2,80 m$; $\pi = H_0 \cdot m \cdot \frac{l}{I} (1 - \frac{1}{3})$
 $\pi = 1,96 (1 - \frac{1}{3})$; $M_1 = M_2 = 0$; $N = \sum \pi$; $\alpha = 18,90$

(Vl_4) : $H_0 = 73,25 t$; $m = 0,079 m^3$; $I = 8,290 m^4$; $l \approx 2,80 m$; $\alpha = 24,62$
 $\pi = H_0 \cdot m \cdot \frac{l}{I} (1 - \frac{1}{3}) = 1,96 (1 - \frac{1}{3})$; $M_1 = M_2 = 0$; $N = \sum \pi$

(Vl_8) : $H_0 = 13,07 t$; $m = 0,074 m^3$; $I = 1,696 m^4$; $l \approx 2,80 m$; $\alpha = 25,15$
 $\pi = H_0 \cdot m \cdot \frac{l}{I} (1 - \frac{1}{3}) = 1,60 (1 - \frac{1}{3})$; $M_1 = M_2 = 0$; $N = \sum \pi$

	ξ	$(1-\xi)$	Vl_2		Vl_4		Vl_8	
			π (t)	N (t)	π (t)	N (t)	π (t)	N (t)
T	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8 ^e	0,89	0,11	0,22	0,22	0,22	0,22	0,18	0,18
7 ^e	0,78	0,22	0,43	0,65	0,43	0,65	0,35	0,53
6 ^e	0,67	0,33	0,65	1,30	0,65	1,30	0,53	1,06
5 ^e	0,55	0,44	0,86	2,16	0,86	2,16	0,70	1,76
4 ^e	0,44	0,55	1,08	3,24	1,08	3,24	0,88	2,64
3 ^e	0,33	0,67	1,31	4,55	1,31	4,55	1,07	3,71
2 ^e	0,22	0,78	1,53	6,08	1,53	6,08	1,25	4,96
1 ^{er}	0,11	0,89	1,74	7,82	1,74	7,82	1,42	6,38
Rdc	0,00	1,00	1,96	9,78	1,96	9,78	1,60	7,98

B.1.2 Cas de $\alpha < 10$ (Vt_3)

$\alpha = 7,68$; $2a = 1,00 m$; $H_0 = 80,38 t$; $B = 2 m \cdot C \cdot \psi / I$
 $I_1 = 2,279 m^4$; $C = 4,458 m$; $Z = 25,2 m$; $\pi = H_0 \cdot m \cdot \frac{l}{I} \cdot \phi = 1806 \phi$
 $I_2 = 13,120 m^4$; $m = 4,866 m^3$; $l \approx 2,80 m$; $M_1 = H_0 \cdot \frac{l}{I} \cdot I_c \cdot (A-B) / \sum I_c$
 $\sum I_c = 15,399 m^4$; $I = 58,772 m^4$; $A = (1-\xi)^2 (2+\xi) / 3$; $M_2 = M_1 \cdot I_2 / I_1$
 Donc $M_1 = 299,78 (A-B)$; $M_2 = 1725,8 (A-B)$
 $N = \sum \pi$; $M_i = M_1 + M_2 + 2 N \cdot C$; $M_{ext} = H_0 \cdot \frac{2}{3} Z$

	T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	Rdc
ξ	1,0	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0,00
Φ	0,22	0,27	0,38	0,55	0,66	0,74	0,79	0,75	0,55	0,00
$\pi (t)$	4,10	5,03	7,08	10,25	12,30	13,79	14,72	13,98	10,25	0,00
$N (t)$	4,10	9,13	16,21	26,46	38,76	52,55	67,27	81,25	91,50	91,50
$1-\xi$	0,00	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
$2+\xi$	3,00	2,89	2,78	2,67	2,55	2,44	2,33	2,22	2,11	2,00
A	0,00	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
Ψ	0,01	0,025	0,065	0,120	0,185	0,260	0,350	0,440	0,500	0,530
B	0,01	0,02	0,05	0,09	0,14	0,19	0,26	0,32	0,37	0,39
A-B	-0,01	-0,01	-0,01	+0,01	+0,02	0,06	0,09	0,13	0,19	0,28
M_1	-3,00	-3,00	-3,00	-3,00	+6,00	17,99	26,98	38,97	56,96	83,94
M_2	-17,26	-17,26	-17,26	-17,26	+34,52	103,55	155,32	224,35	327,90	483,22

Vérification de l'équilibre des moments intérieurs et extérieurs :

$$M_x = M_1 + M_2 + 2Nc = 483,22 + 83,94 + 2 \cdot (4,458) \cdot 91,50 = 1382,97 \approx 1383 \text{ t.m}$$

$$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{z}{3} \cdot z = 80,38 \cdot \frac{z}{3} \cdot 25,2 \approx 1351 \text{ t.m}$$

$$\text{L'erreur } \Delta = (1383 - 1351) / 1383 \approx 2,3\%$$

$\Delta = 2,3\%$

B.2 Repensons à deux files d'ouvertures : V_{1s}, V_{1e}, V_{17}

le Voile V_{1s} :

$\alpha = 12,85$	$2a_1 = 1,20 \text{ m}$	$m_1 = 1,244 \text{ m}^3$
$I_1 = 0,276 \text{ m}^4$	$2a_2 = 1,20 \text{ m}$	$m_2 = 1,244 \text{ m}^3$
$I_2 = 5,6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$	$c_1 = 1,275 \text{ m}$	$H_0 = 42,78 \text{ t}$
$I_3 = 0,2304 \text{ m}^4$	$c_2 = 1,238 \text{ m}$	$z = 25,2 \text{ m}$
$\sum I_i = 0,5065 \text{ m}^4$	$I = 6,751 \text{ m}^4$	$l \approx 2,80 \text{ m}$
$A = (1-\xi)^2 (2+\xi) / 3$	$\pi_i = H_0 \cdot l \cdot i_i \cdot c_i \cdot \phi / 2 a_i^3 \sum (i_i \cdot c_i^2 / a_i^3)$	$\frac{S_0}{S_V} = 24,8\%$
$M_i = I_i \cdot H_0 \cdot z [A - \Psi] / \sum I_i$	$\pi_i^* = H_0 \cdot m_i \cdot \frac{l}{I} (1-\xi)$	

1° Calcul $\pi_1 = 24,18 \phi$; $\pi_2 = 23,48 \phi$

2° Calcul $\pi_1^* = 22,07(1-\xi)$; $\pi_2^* = 22,02(1-\xi)$

$$\pi_1^m = (\pi_1 + \pi_1^*) / 2$$
 ; $\pi_2^m = (\pi_2 + \pi_2^*) / 2$

$$M_i = 2128,44 I_i (A - \Psi)$$

les autres valeurs seront données dans le tableau suivant :

	T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	R.d.c
\bar{x}	1,00	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0,00
$1-\bar{x}$	0,00	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
ϕ	0,18	0,25	0,39	0,54	0,68	0,78	0,82	0,81	0,63	0,00
π_1	4,35	6,05	9,43	13,06	16,44	18,86	19,83	19,59	14,99	0,00
π_2	4,23	5,87	9,16	12,68	15,97	18,31	19,25	19,02	14,56	0,00
π_1^*	0,00	2,43	4,86	7,28	9,71	12,14	14,79	17,21	19,64	22,07
π_2^*	0,50	2,42	4,84	7,27	9,69	12,11	14,75	17,18	19,60	22,02
π_1^m	2,18	4,24	7,14	10,17	13,08	15,50	17,31	18,40	17,32	11,04
π_2^m	2,12	4,15	7,00	9,97	12,83	15,21	17,00	18,10	17,08	11,01
$\Sigma \pi_1^m$	2,18	6,42	13,56	23,73	36,81	52,31	69,62	88,02	105,34	116,38
$\Sigma \pi_2^m$	2,12	6,27	13,27	23,24	36,07	51,28	68,28	86,38	103,46	114,47
N_1	2,18	6,42	13,56	23,73	36,81	52,31	69,62	88,02	105,34	116,38
N_2	-0,06	-0,15	-0,29	-0,49	-0,74	-1,03	-1,34	-1,64	-1,88	-1,91
N_3	2,12	6,27	13,27	23,24	36,07	51,28	68,28	86,38	103,46	114,47
A	0,00	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
ψ	0,00	0,01	0,04	0,09	0,14	0,26	0,35	0,44	0,54	0,57
$A-\psi$	0,00	0,00	0,00	0,01	0,02	0,01	0,00	0,01	0,02	0,10
M_1	0,00	0,00	0,00	5,88	11,75	5,88	0,00	5,88	11,75	5,88
M_2	0,50	0,50	0,50	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,01
M_3	0,00	0,00	0,00	4,90	9,81	4,90	0,00	4,90	9,81	4,90

Verification de l'équilibre:

$$M_i = \Sigma H_i + N_1 \cdot 2(C_1 + C_2) + N_2 \cdot 2C_2 = 58,75 + 9,01 + 49,04 + 116,38 \cdot 2(1,275 + 1,238) - 192 \cdot 2 \cdot 1,238$$

$$M_i = 688,00 \text{ t.m.}$$

$$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{2}{3} Z = 42,78 \cdot \frac{2}{3} \cdot 25,2 = 718,70 \text{ t.m.}$$

$$\text{l'erreur: } \Delta = (718,70 - 688,00) / 718,70 = 4,3\%$$

$\Delta = 4,3\%$

le Vale Vls:

$\alpha = 15,00$	$2a_1 = 1,00 \text{ m}$	$m_1 = 1,280 \text{ m}^4$
$I_1 = 0,328 \text{ m}^4$	$2a_2 = 1,00 \text{ m}$	$m_2 = 1,738 \text{ m}^4$
$I_2 = 2,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$	$C_1 = 1,238 \text{ m}$	$H_0 = 46,48 \text{ t}$
$I_3 = 0,276 \text{ m}^4$	$C_2 = 1,200 \text{ m}$	$Z = 25,2 \text{ m}$
$\Sigma I_i = 0,604 \text{ m}^4$	$I = 6,825 \text{ m}^4$	$l = 2,80 \text{ m}$

$$\frac{S_0}{S_v} = 20,7\%$$

$$A = (1-\bar{x})(2+\bar{x})/3$$

$$1^{\circ} \pi_j = H_0 \cdot l \cdot a_j \cdot C_j \cdot \phi / 2 a_j^3 \Sigma (C_i^2 / a_i^3)$$

$$2^{\circ} \pi_i^* = H_0 \cdot m_i \cdot l \cdot (1-\bar{x}) / I$$

$$\pi_1 = 27,10 \phi$$

$$\pi_2 = 25,27 \phi$$

2^{ème} calcul :

$$\pi_{1}^* = 24,41 (1-\bar{f})$$

$$\pi_{2}^* = 24,31 (1-\bar{f})$$

$$M_i = I_i \cdot H_0 \cdot z [A - \psi] / \sum I_i$$

$$M_1 = 536,07 (A - \psi)$$

$$M_2 = 0,50 (A - \psi)$$

$$M_3 = 535,23 (A - \psi)$$

	T	8 [°]	7 [°]	6 [°]	5 [°]	4 [°]	3 [°]	2 [°]	1 [°]	Ralc
\bar{f}	1,00	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0,00
$1-\bar{f}$	0,00	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
ϕ	0,15	0,21	0,40	0,55	0,69	0,79	0,85	0,83	0,72	0,30
π_1	4,07	5,69	10,84	14,91	18,70	21,41	23,04	23,49	19,51	8,13
π_1^*	0	2,69	5,37	8,06	10,74	13,43	16,36	19,04	21,73	24,41
π_2	3,94	5,32	10,51	14,45	18,13	20,75	22,33	21,80	18,91	7,88
π_2^*	0	2,67	5,35	8,02	10,70	13,37	16,28	18,96	21,64	24,31
π_1^m	3,04	4,19	8,11	11,49	14,72	17,42	19,70	20,77	20,62	16,27
π_2^m	1,97	4,10	7,93	11,24	14,41	17,06	19,30	20,38	20,27	16,09
$\sum \pi_1^m$	2,04	6,23	14,34	25,83	40,53	57,97	77,67	98,44	119,06	135,33
N_1	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
$\sum \pi_2^m$	1,97	6,07	14,00	25,24	39,65	56,71	76,01	96,39	116,66	132,75
N_2	-0,07	-0,16	-0,34	-0,59	-0,90	-1,26	-1,66	-2,05	-2,40	-2,58
N_3	1,97	6,07	14,00	25,24	39,65	56,71	76,01	96,39	116,66	132,75
A	0	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
ψ	0	0,02	0,06	0,11	0,22	0,27	0,35	0,45	0,53	0,57
A - ψ	0	-0,01	-0,02	-0,01	-0,08	-0,02	0,00	0,00	0,03	0,100
M_1	0	-6,36	-12,72	-6,36	-50,89	-12,72	0	0	19,08	63,61
M_2	0	-0,01	-0,01	-0,01	-0,04	-0,01	0	0	0,02	0,05
M_3	0	-5,35	-10,70	-5,35	-42,82	-10,70	0	0	16,06	53,52

Vérification de l'équilibre :

$$M_i = \sum M_i + 2(C_1 + C_2) \cdot N_1 + 2C_2 \cdot N_2 = 53,52 + 905 + 63,61 + 135,33 \cdot 2 \cdot [1,238 + 1,2] - 253 \cdot 2 \cdot 1,2$$

$$M_i = 770,86 \text{ t. m.}$$

$$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{2}{3} z = 46,48 \cdot \frac{2}{3} \cdot 252 = 780,86 \text{ t. m.}$$

$$\text{erreur } \Delta = (780,86 - 770,86) / 780,86 = 1,3\%$$

$\Delta = 1,3\%$

Le voûte V_{l7} : $\alpha = 9,09$; $I_1 = 1,67 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$; $I_2 = 0,310 \text{ m}^4$; $I_3 = 1,344 \text{ m}^4$
 $\sum I_i = 1,654 \text{ m}^4$; $2a_1 = 1,00 \text{ m}$; $2a_2 = 1,60 \text{ m}$; $C_1 = 1,188 \text{ m}$

$c_2 = 2,543 \text{ m}$; $I = 10,750 \text{ m}^4$; $m_1 = 0,109 \text{ m}^3$; $m_2 = 1,738 \text{ m}$; $H_0 = 66,18 \text{ t}$
 $z = 25,2 \text{ m}$; $l \approx 2,80 \text{ m}$; $A = (1 - \frac{z}{3})^2 (2 + \frac{z}{3}) / 3$; $\frac{S_0}{S_v} = 20,8\%$

1^{er} calcul : $\pi_j = H_0 \cdot l \cdot c_j \cdot i_j \phi / 2 a_j^3 \sum (c_i^3 / a_i^2)$; 2^{er} calcul : $\pi_i^* = H_0 \cdot m_i \cdot \frac{l}{I} (1 - \frac{z}{3})$

$\pi_1 = 36,81 \phi$ $\pi_1^* = 1,88 (1 - \frac{z}{3})$

$\pi_2 = 19,24 \phi$ $\pi_2^* = 29,96 (1 - \frac{z}{3})$

$M_i = I_i \cdot H_0 \cdot z [A - \psi] / \sum I_i$; $M_1 = 902 [A - \psi]$; $M_2 = 312,57 [A - \psi]$

$M_3 = 1355,16 [A - \psi]$.

	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{er}	Rdc
ξ	1,00	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0
$1 - \xi$	0	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
ϕ	0,20	0,27	0,38	0,56	0,65	0,76	0,81	0,77	0,59	0
π_1	7,36	9,94	13,99	20,61	23,93	27,97	29,81	28,34	21,72	0
π_1^*	0	0,21	0,41	0,62	0,83	1,03	1,26	1,47	1,67	1,88
π_2	3,85	5,19	7,31	10,77	12,51	14,62	15,58	14,81	11,35	0
π_2^*	0	3,30	6,59	9,89	13,18	16,48	20,07	23,37	26,66	29,96
π_1^m	3,68	5,08	7,20	10,62	12,38	14,50	15,54	14,91	11,70	9,94
π_2^m	1,93	4,24	6,95	10,33	12,85	15,55	17,83	19,09	19,00	14,98
$\sum \pi_1$	3,68	8,76	15,96	26,58	38,96	53,46	69,00	83,91	95,61	96,55
$\sum \pi_2$	1,93	6,17	13,12	23,45	36,30	51,85	69,68	88,77	107,77	122,75
N_1	3,68	8,76	15,96	26,58	38,96	53,46	69,00	83,91	95,61	96,55
N_2	-1,75	-2,59	-2,84	-3,13	-2,66	-1,61	+0,68	4,86	12,16	26,20
N_3	1,93	6,17	13,12	23,45	36,30	51,85	69,68	88,77	107,77	122,75
A	0	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
ψ	0	0,03	0,06	0,12	0,18	0,27	0,36	0,45	0,53	0,56
$A - \psi$	0	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	0	+0,03	+0,11
M_1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
M_2	0	-6,25	-6,25	-6,25	-6,25	-6,25	-3,13	0	+3,38	+34,38
M_3	0	-27,10	-27,10	-27,10	-27,10	-27,10	-13,55	0	40,65	149,07

Vérification de l'équilibre :

$M_i = 149,07 + 34,38 + 0 + 2 \cdot 96,55 [1,188 + 2,543] + 2 \cdot 26,20 [2,543] = 1037,16 \text{ t.m.}$

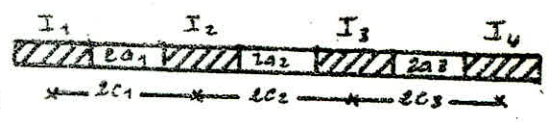
$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{z}{3} = 66,18 \cdot \frac{25,2}{3} = 1111,82 \text{ t.m.}$

l'erreur $\Delta = (1111,82 - 1037,16) / 1111,82 = 6,7\%$

$\Delta = 6,7\%$

Voile à trois files d'ouvertures: Vt5

$\alpha = 12,60$ $2a_1 = 1,00 \text{ m}$ $I = 98,127 \text{ m}^4$
 $I_1 = 9,222 \text{ m}^4$ $2a_2 = 1,30 \text{ m}$ $m_1 = 4,014 \text{ m}^3$
 $I_2 = 1,247 \text{ m}^4$ $2a_3 = 1,50 \text{ m}$ $m_2 = 7,520 \text{ m}^3$
 $I_3 = 1,235 \text{ m}^4$ $C_1 = 2,138 \text{ m}$ $H_0 = 131,91 \text{ t}$
 $I_4 = 1,786 \text{ m}^4$ $C_2 = 2,745 \text{ m}$ $Z = 25,2 \text{ m}$
 $\Sigma I_i = 4,460 \text{ m}^4$ $C_3 = 2,738 \text{ m}$ $l = 2,80 \text{ m}$ $\frac{S_0}{S_V} = 13,7\%$



$m_3 = 6,433 \text{ m}^3$; $A = (1 - \frac{1}{3})^2 (2 + \frac{1}{3}) / 3$; 1^o Calcul : $\pi_j = H_0 \cdot l \cdot i_j \cdot C_j \cdot \phi / 2 a_j^2 \Sigma (C_i^2 / a_i^2)$

2^o Calcul : $\pi_i^* = H_0 \cdot m_i \cdot l (1 - \frac{1}{3}) / I$

$\pi_1 = 25,48 \phi$ $\pi_1^* = 15,11 (1 - \frac{1}{3})$ $M_i = H_0 \cdot Z \cdot I_i (A - \psi) / \Sigma I_i$
 $\pi_2 = 14,89 \phi$ $\pi_2^* = 28,31 (1 - \frac{1}{3})$
 $\pi_3 = 32,63 \phi$ $\pi_3^* = 24,21 (1 - \frac{1}{3})$

	T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	R.d.c
ξ	1,00	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0,00
$1 - \xi$	0,00	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
ϕ	0,18	0,25	0,39	0,54	0,68	0,78	0,82	0,81	0,64	0,30
π_1	4,59	6,37	9,94	13,76	17,33	19,87	20,89	20,63	16,31	7,64
π_1^*	0	1,66	3,32	4,99	6,65	8,31	10,12	11,78	13,45	15,11
π_2	2,68	3,72	5,81	8,04	10,13	11,61	12,21	12,05	9,53	4,47
π_2^*	0	3,11	6,23	9,34	12,46	15,57	18,97	22,08	25,19	28,31
π_3	5,87	8,16	12,73	17,62	22,19	25,45	26,75	26,43	20,83	9,79
π_3^*	0	2,66	5,33	7,99	10,65	13,32	16,22	18,88	21,55	24,21
π_1^m	2,30	4,02	6,63	9,37	11,99	14,09	15,51	16,21	14,88	11,38
π_2^m	1,34	3,42	6,02	8,69	11,29	13,59	15,59	17,07	17,36	16,39
π_3^m	2,94	5,41	9,03	13,80	18,42	19,38	21,48	23,65	21,22	17,00
$\Sigma \pi_i = N_1$	2,30	6,32	12,95	22,32	34,31	48,40	63,91	80,12	95,00	106,38
$\Sigma \pi_i - \Sigma \pi_i^m = N_2$	-0,96	-1,56	-2,17	-2,85	-3,55	-4,05	-3,97	-3,11	-9,63	+4,38
$\Sigma \pi_i - \Sigma \pi_i^m = N_3$	1,60	3,59	6,60	10,71	15,24	21,63	27,52	33,10	36,96	37,57
$\Sigma \pi_i = N_4$	2,94	8,35	17,38	30,18	46,60	65,98	87,46	110,11	131,33	148,33
A	0	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
ψ	0	0,01	0,04	0,09	0,14	0,20	0,35	0,44	0,54	0,57
A - ψ	0	0	0	0,01	0,02	-0,01	0	0,01	0,02	0,10
M ₁	0	0	0	1,65	3,31	-1,65	0	1,65	3,31	16,55
M ₂	0	0	0	9,07	18,14	-9,07	0	9,07	18,14	30,71
M ₃	0	0	0	9,20	18,41	-9,20	0	9,20	18,41	32,05
M ₄	0	0	0	13,31	26,62	-13,31	0	13,31	26,62	133,11

Verification de l'équilibre :

$$M_{int} = \sum M_i + 2 N_1 [C_1 + C_2 + C_3] + 2 N_2 [C_2 + C_3] + 2 N_3 \cdot C_3$$

$$M_{int} = 133,11 + 92,05 + 90,71 + 16,55 + 2 (105,38) \cdot (2,138 + 2,745 + 2,738) + 2 \cdot 4,38 \cdot (2,745 + 2,738) + 2 \cdot 37,57 \cdot 2,738 = 2207,63 \text{ t.m.}$$

$$M_{ext} = H_0 \cdot \frac{2}{3} z = 131,91 \cdot \frac{2}{3} \cdot 25,2 = 2216,09 \text{ t.m.}$$

$$l'erreur \Delta = (2216,09 - 2207,63) / 2216,09 = 0,4\%$$

$\Delta = 0,4\%$

Voile à quatre files d'ouvertures : Vt6

$$\alpha = 8,16$$

$$I_1 = 2,574 \text{ m}^4$$

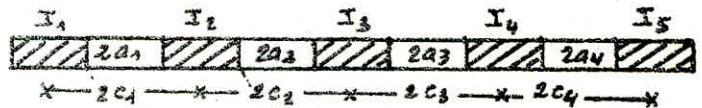
$$I_2 = 0,004 \text{ ''}$$

$$I_3 = 0,216 \text{ ''}$$

$$I_4 = 0,003 \text{ ''}$$

$$I_5 = 0,615 \text{ ''}$$

$$\sum I_i = 3,412 \text{ ''}$$



$$C_1 = 2,116 \text{ m}$$

$$2a_1 = 1,25 \text{ m}$$

$$I = 90,997 \text{ m}^4$$

$$C_2 = 1,338 \text{ ''}$$

$$2a_2 = 1,20 \text{ ''}$$

$$H_0 = 94,69 \text{ t}$$

$$C_3 = 2,123 \text{ ''}$$

$$2a_3 = 2,79 \text{ ''}$$

$$z = 25,2 \text{ m}$$

$$C_4 = 1,573 \text{ ''}$$

$$2a_4 = 1,20 \text{ ''}$$

$$l \approx 2,80 \text{ m}$$

$$\frac{50}{3v} \approx 26,7\%$$

$$1^{st} \text{ Calcul : } \pi_j = H_0 \cdot l \cdot \alpha_j \cdot c_j \cdot \phi / 2 a_j^3 \sum (c_i^2 / a_i^3)$$

$$2^{nd} \text{ Calcul : } \pi_j^* = H_0 \cdot m_i \cdot l \cdot (1 - \xi) / I$$

$$m_1 = 6,368 \text{ m}^3 ; m_2 = 6,565 \text{ m}^3$$

$$m_3 = 6,121 \text{ m}^3 ; m_4 = 5,541 \text{ m}^3$$

$$1^{st}) \pi_1 = 28,91 \phi$$

$$2^{st}) \pi_1^* = 13,54(1 - \xi)$$

$$\pi_2 = 20,65 \phi$$

$$\pi_2^* = 19,13(1 - \xi)$$

$$\pi_3 = 2,61 \phi$$

$$\pi_3^* = 17,83(1 - \xi)$$

$$\pi_4 = 24,29 \phi$$

$$\pi_4^* = 15,14(1 - \xi)$$

$$A = (1 - \xi)^2 (2 + \xi) / 3$$

$$M_i = H_0 \cdot z \cdot I_i [A - \psi] / \sum I_i$$

$$M_1 = 1800,13 [A - \psi]$$

$$M_3 = 151,06 [A - \psi]$$

$$M_5 = 430,10 [A - \psi]$$

$$M_2 = 2,30 [A - \psi]$$

$$M_4 = 2,10 [A - \psi]$$

$$N_1 = \sum \pi_1 ; N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 ; N_i = \sum \pi_i - \sum \pi_{i-1} ; N_n = \sum \pi_n$$

	T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	Rdc
\bar{x}	1,00	0,89	0,78	0,67	0,55	0,44	0,33	0,22	0,11	0,00
1- \bar{x}	0,00	0,11	0,22	0,33	0,44	0,55	0,67	0,78	0,89	1,00
ϕ	0,22	0,27	0,38	0,53	0,66	0,74	0,78	0,74	0,55	0,00
π_1	6,36	7,81	10,99	15,32	19,08	21,39	22,55	21,39	15,90	9,00
π_1^*	0	2,04	4,08	6,12	8,16	10,20	12,42	14,46	16,50	18,54
π_2	4,55	5,58	7,15	10,95	13,64	15,29	16,12	15,29	11,36	0
π_2^*	0	2,10	4,21	6,31	8,42	10,52	12,82	14,32	17,03	19,13
π_3	0,57	0,70	0,99	1,38	1,72	1,93	2,04	1,93	1,44	0
π_3^*	0	1,96	3,92	5,88	7,85	9,81	11,95	13,91	15,87	17,83
π_4	5,34	6,56	8,23	12,87	16,03	17,98	18,95	17,98	13,36	0
π_4^*	0	1,78	3,55	5,33	7,10	8,88	10,81	12,59	14,37	16,14
π_4^m	3,18	4,92	7,53	10,72	13,52	15,80	17,49	17,93	16,20	9,27
π_4^{m*}	2,27	3,84	6,03	8,63	11,03	12,91	14,47	15,11	14,20	9,57
π_5^m	0,29	1,33	2,46	3,63	4,78	5,87	7,00	7,92	8,64	8,92
π_5^m	2,67	4,17	6,39	9,10	11,57	13,43	14,88	15,29	13,87	8,07
$\Sigma \pi_1^m = N_1$	3,18	8,10	15,63	26,35	39,87	55,77	73,26	91,19	107,39	116,66
$\Sigma \pi_2^m$	2,27	6,11	12,14	20,77	31,80	44,71	59,18	74,29	88,49	98,06
$\Sigma \pi_3^m$	0,29	1,62	4,08	7,71	12,49	18,36	25,36	33,28	41,92	50,84
$\Sigma \pi_4^m$	2,67	6,84	13,23	22,33	33,90	47,33	62,21	77,50	91,37	99,44
$\Sigma \pi_2^m - \Sigma \pi_1^m = N_2$	-0,91	-1,99	-3,49	-5,58	-8,17	-11,06	-14,08	-16,90	-18,90	-18,60
$\Sigma \pi_3^m - \Sigma \pi_2^m = N_3$	-1,98	-4,49	-8,06	-13,06	-19,31	-26,35	-33,82	-41,01	-46,57	-47,22
$\Sigma \pi_4^m - \Sigma \pi_3^m = N_4$	2,38	5,22	9,15	14,62	21,41	28,97	36,85	44,28	49,45	48,60
$\Sigma \pi_5^m = N_5$	2,67	6,84	13,23	22,33	33,90	47,33	62,21	77,50	91,37	99,44
A	0	0,01	0,04	0,10	0,16	0,25	0,35	0,45	0,56	0,67
ψ	0,01	0,03	0,06	0,12	0,18	0,27	0,36	0,44	0,52	0,55
A- ψ	-0,01	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,02	-0,01	+0,01	+0,04	+0,12
M ₁	-18,00	-36,50	-36,00	-36,00	-36,00	-36,00	-18,00	18,00	72,00	216,02
M ₂	-0,03	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,06	-0,03	0,03	0,11	0,34
M ₃	-1,51	-3,02	-3,02	-3,02	-3,02	-3,02	-1,51	1,51	6,04	18,13
M ₄	-0,02	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,04	-0,02	0,02	0,08	0,25
M ₅	-4,30	-8,60	-8,60	-8,60	-8,60	-8,60	-4,30	4,30	17,20	51,61

Verification de l'équilibre : $M_{int} = 1574,94 \text{ t.m}$; $M_{ext} = 1590,79 \text{ t.m}$ $\Delta = 1,2\%$

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

1°) Sollicitations pondérées

Dans les justifications de calcul relatives à l'équilibre statique, à la résistance et à la stabilité de forme, on prend en compte les sollicitations totales pondérées définies ci-dessous.

- G: Sollicitation due à la charge permanente
- P: " " aux surcharges d'exploitations y compris les majorations éventuelles pour effet dynamique
- V: Sollicitation due aux charges climatiques normales
- W: " " " surcharges " externes
- T: " " " effet de température et de retrait
- SI: " " au séisme.

Les règles CCBA 68 (Art 7) distinguent les sollicitations totales pondérées du premier genre (SP_1) et les sollicitations totales pondérées du second genre (SP_2)

2°) Sollicitations du premier genre (SP_1)

$S_1 = G + 1,2P + T$ dans notre cas V et T sont nuls
 $S_1 = G + P + V + T$ (effet de température et de retrait)
 ainsi que celui du vent vu les faibles valeurs qu'il engendre devant ceux du séisme

Ainsi $S = G + 1,2P$ ①

3°) Sollicitations du second genre (SP_2)

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

$$S_2' = G + P + \delta_w \cdot W + T$$

$$S_2'' = G + P + SI + T$$

avec $\delta_w = 1,10 - 0,5 P_{g,max} / G$ si $P_{g,max} < 0,2 G$
 $\delta_w = 1$ si " " > "

$P_{g,max}$ représentant la sollicitation maximale due loppée par les surcharges pesantes d'exploitation.

Les forces sismiques peuvent agir en tout points de la construction une direction quelconque, mais on se contentera d'envisager le cas où les effets des composantes verticale S_v et horizontale S_H agissent simultanément.

S_v : peut agir dans le sens ascendant ($-S_v$)
 " " " " " descendant ($+S_v$)

S_H : peut agir de droite à gauche ($-S_H$)
 " " " gauche " droite ($+S_H$)

De ces hypothèses données précédemment la sollicitation à prendre en compte est celle ci :

$$S = G + P + S_I \quad (2)$$

tout en tenant compte pour S_I des effets de S_v et S_H , suivant les directions précisées précédemment.

Nous allons remarquer ci après que la sollicitation la plus défavorable et qui est à prendre en compte pour le ferrailage des voiles, est celle du second ordre :

$$S = G + P + S_I$$

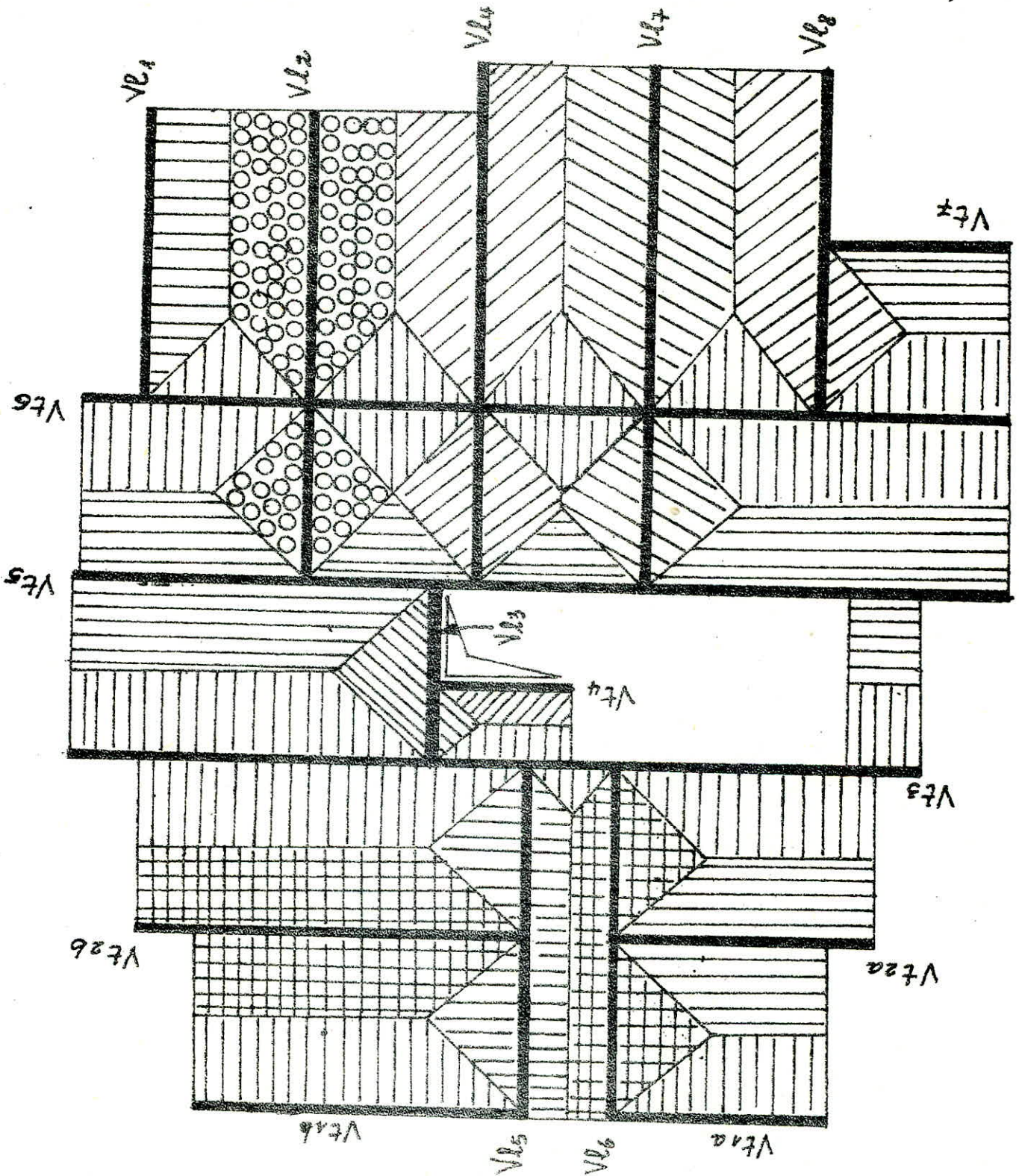
Les combinaisons à faire seront :

$$\begin{array}{l} G + P \mp S_v \\ G + P \mp S_v \mp S_H \\ G + P - S_v + S_H \\ G + P + S_v - S_H \end{array} \quad (3)$$

A partir de la descente de charge et des lignes de fissuration nous allons définir les efforts revenant à chaque voile.

Ces résultats vont nous servir pour différents calculs et particulièrement à la détermination des combinaisons citées plus haut (1), (2) et (3)

Distribution des charges sur les voiles :



Rez de chaussée				Etage courant				Terrasse				
Voiles	Surface	G ₁	G ₂	G ₃	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄	G ₁	G ₂	G ₃	G ₄
		escal + planch	façade	Voiles	escal + planch	façade	Voiles	Grande Corp	planch + A	façad	Voiles	Accrot
V _{E1a}	4,25	2,25	0,97	3,42	2,76	0,97	3,42	0,717	3,48	0,485	1,71	0,355
V _{E1b}	8,31	4,4	0,97	5,79	5,4	0,97	5,79	0,717	6,8	0,485	2,895	0,355
V _{E2a}	11,29	5,98	1,735	5,05	7,34	1,735	5,05	0,307	9,25	0,9	2,58	1,5
V _{E2b}	19,14	10,14	1,735	7,26	12,44	1,735	7,26	0,307	15,7	0,9	3,63	1,5
V _{E3}	32,69	22,12	3,155	16,86	28,05	3,155	16,86	2,015	38,16	1,6	8,43	2,23
V _{E4}	0,96	0,5	0	2,21	0,62	0	2,21	0	8,62	0	1,105	0
V _{E5}	36,42	24,1	3,73	23,29	28,74	3,73	23,29	1,50	46,86	1,9	11,65	2,095
V _{E6}	39,77	21,08	3,17	19,81	25,85	3,17	19,81	0	32,61	1,7	9,9	1,48
V _{E7}	4,35	2,3	1,065	4,64	2,82	1,065	4,64	0	3,56	0,6	2,32	1,355
V _{E8}	6,48	3,43	0,555	5,32	4,21	0,555	5,32	0,17	5,31	0,3	2,66	1,84
V _{E9}	20,47	10,85	1,32	8,28	13,30	1,32	8,28	0,375	16,78	0,65	4,14	0,655
V _{E10}	2,25	1,19	0	3,15	1,46	0	2,15	0	5,11	0	1,575	0
V _{E11}	21,65	11,47	1,43	9,34	14,07	1,43	9,34	1,64	17,75	0,7	4,67	0,815
V _{E12}	12,76	6,76	0	7,90	8,29	0	7,90	0	10,46	0	3,95	0
V _{E13}	12,76	6,76	0	8,55	8,29	0	8,55	0	10,46	0	4,275	0
V _{E14}	23,18	12,28	1,43	10,72	15,06	1,43	10,72	3,13	19	0,7	5,36	0,67
V _{E15}	12,28	6,51	0,765	5,48	7,98	0,765	5,48	1,17	10,07	0,4	2,74	0,41
Σ	269,01											

A = cage
Ascenseur

Voies	R. CHAUSSEE		E. COURANT		TERRASSE		R. CHAUSSEE		E. COURANT		TERRASSE		G ₁ +1,2P (t/m ²)					
	Σ G ₁	Σ P	Σ G ₁	Σ P	Σ G ₁	Σ P	Σ G ₁ /L ₁	Σ P/L ₁	Σ G ₁ /L ₁	Σ P/L ₁	Σ G ₁ /L ₁	Σ P/L ₁	R.C	E.C	TERR			
V _{E1a}	6,64	1,7	7,88	0,74	6,03	0,43	2,036	0,52	2,41	0,22	1,85	0,13	2,66	2,67	2			
V _{E1b}	11,16	3,32	12,88	1,45	10,54	0,83	2,023	0,6	2,33	0,26	1,9	0,15	2,74	2,64	2,08			
V _{E2a}	12,77	4,5	14,43	1,97	14,18	1,13	2,66	0,94	3	0,4	2,95	0,23	3,78	3,48	3,22			
V _{E2b}	19,14	7,65	21,74	3,35	21,73	1,92	2,77	1,1	3,15	0,48	3,15	0,27	4,09	3,72	3,47			
V _{E3}	42,14	15,07	48,08	7,72	50,42	4,76	2,5	0,89	2,86	0,45	3	0,28	3,26	3,4	3,33			
V _{E4}	2,71	0,38	2,83	0,17	9,73	1,29	1,29	0,18	1,34	0,08	4,6	0,57	1,5	1,43	5,28			
V _{E5}	51,12	16,57	57,1	6,37	62,5	5,93	2,70	0,88	3	0,33	3,32	0,31	3,75	3,77	3,69			
V _{E6}	44,06	15,9	48,83	6,96	45,7	3,98	2,36	0,85	2,62	0,37	2,45	0,21	3,38	3,06	2,70			
V _{E7}	8,01	1,74	8,53	0,76	7,84	0,43	2,40	0,50	2,58	0,23	2,37	0,13	3	2,85	2,52			
V _{E8}	9,31	2,6	10,26	1,13	9,51	0,65	1,8	0,52	2	0,22	1,9	0,13	1,71	2,26	2,03			
V _{E9}	20,45	8,19	23,28	3,58	22,23	2,05	2,3	0,93	2,64	0,4	2,5	0,23	3,41	3,12	2,77			
V _{E10}	4,34	0,9	4,61	0,39	6,69	0,68	1,44	0,3	1,53	0,13	2,23	0,22	1,8	1,68	2,49			
V _{E11}	22,24	8,66	26,48	3,79	23,94	2,20	2,3	0,9	2,7	0,40	2,47	0,23	3,38	3,18	2,74			
V _{E12}	14,66	5,1	16,19	2,24	14,41	1,28	1,95	0,68	2,15	0,29	1,92	0,17	2,76	2,49	2,124			
V _{E13}	15,31	5,10	16,84	2,24	14,74	1,27	2,04	0,68	2,24	0,29	1,96	0,16	2,85	2,58	2,11			
V _{E14}	24,43	9,27	30,34	4,05	25,73	2,30	2,5	0,95	3,13	0,41	2,66	0,23	3,64	3,62	2,93			
V _{E15}	12,76	4,90	15,4	2,15	13,62	1,3	2,1	1,20	2,69	0,36	2,3	0,22	3,54	3,12	2,56			
Σ	313,24	111,55	365,7	49,06	353,54	32,43	Q ₁ = G ₁ + 1,2P = 4242,13 t											

113

	$G_1 + P/5$ (t/ml)			T	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	RDC	$G_1 + P + S_v$
	R.C	E.C	TERR											
\bar{V}_v	t/ml	t/ml	t/ml	0,16	0,14	0,12	0,1	0,09	0,07	0,05	0,03	0,02	0,00	(t)
V_{t10}	2,14	2,45	1,87	0,30	0,35	0,30	0,25	0,22	0,17	0,13	0,074	0,049	0,00	89,37
V_{t20}	2,14	2,38	1,93	0,32	0,34	0,29	0,24	0,21	0,17	0,12	0,07	0,047	0,00	150,05
V_{t30}	2,84	3,08	2,29	0,48	0,43	0,37	0,31	0,27	0,21	0,15	0,092	0,06	0,00	174,85
V_{t40}	2,99	3,24	3,20	0,50	0,45	0,39	0,32	0,29	0,23	0,16	0,098	0,06	0,00	267,91
V_{t50}	2,67	2,95	3,056	0,50	0,44	0,35	0,30	0,26	0,20	0,15	0,09	0,059	0,00	596,77
V_{t60}	1,32	1,35	4,71	0,75	0,19	0,16	0,13	0,12	0,09	0,067	0,04	0,027	0,00	44,10
V_{t5}	2,87	3,12	3,38	0,54	0,43	0,37	0,312	0,28	0,22	0,15	0,09	0,06	0,00	691,5
V_{t6}	2,53	2,69	2,49	0,40	0,38	0,32	0,27	0,24	0,19	0,13	0,08	0,05	0,00	593,84
V_{t7}	2,5	2,62	2,39	0,38	0,37	0,3	0,27	0,23	0,18	0,13	0,07	0,052	0,00	99
V_{t1}	1,9	2,04	1,9	0,30	0,29	0,24	0,21	0,18	0,14	0,10	0,06	0,04	0,00	120
V_{t2}	2,48	2,72	2,54	0,40	0,38	0,32	0,27	0,24	0,19	0,13	0,08	0,054	0,00	285,27
V_{t3}	1,5	1,55	2,27	0,36	0,21	0,18	0,16	0,14	0,11	0,07	0,04	0,03	0,00	56,31
V_{t4}	2,48	2,78	2,51	0,40	0,35	0,37	0,31	0,28	0,21	0,155	0,09	0,06	0,00	318,34
V_{t5}	2,08	2,2	1,954	0,32	0,30	0,26	0,22	0,20	0,15	0,11	0,07	0,04	0,00	194,25
V_{t6}	2,17	2,29	1,99	0,32	0,32	0,27	0,23	0,21	0,16	0,11	0,07	0,46	0,00	204,23
V_{t7}	2,69	3,21	2,7	0,43	0,45	0,38	0,32	0,29	0,22	0,16	0,1	0,06	0,00	358,47
V_{t8}	2,34	2,76	2,34	0,37	0,39	0,33	0,28	0,25	0,19	0,14	0,08	0,05	0,00	191,21

$$Q_2 = \sum (G_1 + P + S_v) l_i = 4432,47 \text{ t}$$

G + P + S _v													
	T	8°	7°	6°	ΣvL	5°	4°	3°	ΣvL	2°	1°	RDC	ΣvL
V _{t1a}	2,28	2,98	2,93	2,88	36,08	2,85	2,8	2,76	63,5	2,7	2,68	2,55	89,35
V _{t1b}	2,36	2,93	2,88	2,83	60,66	2,80	2,76	2,71	106,3	2,66	2,54	2,63	149,4
V _{t2a}	3,66	3,83	3,77	3,71	72	3,67	3,61	3,55	124,1	3,5	3,46	3,6	174,9
V _{t2b}	3,92	3,18	4,02	3,95	103,9	3,92	3,86	3,79	183,8	3,73	3,69	3,87	261,7
V _{t7}	2,88	3,51	3,12	3,08	41,73	3,04	2,99	2,94	71,47	2,88	2,86	2,9	100,1
V _{e1}	2,33	2,51	2,46	2,43	49,3	2,4	2,36	2,32	85,2	2,28	2,26	2,32	120
V _{t4}	5,92	1,61	1,58	1,55	22,38	1,54	1,51	1,48	31,9	1,46	1,45	1,47	41,1
V _{e3}	2,81	1,87	1,84	1,82	25,02	1,8	1,77	1,73	40,92	1,7	1,69	1,74	56,31

G + P - S _v													
	T	8°	7°	6°	ΣvL	5°	4°	3°	ΣvL	2°	1°	RDC	ΣvL
V _{t1a}	1,68	2,28	2,33	2,38	29,38	2,41	2,46	2,5	52,3	2,55	2,58	2,55	77,32
V _{t1b}	1,74	2,25	2,3	2,35	47,65	2,38	2,42	2,47	87,74	2,52	2,5	2,63	130
V _{t2a}	2,7	2,97	3,03	3,09	46,17	3,13	3,19	3,25	92,2	3,368	3,34	3,6	141,4
V _{t2b}	2,92	2,28	3,24	3,31	81,07	3,34	3,4	3,47	151,5	3,53	3,57	3,87	227,2
V _{t7}	2,12	2,71	2,5	2,54	32,9	2,58	2,63	2,68	59,01	2,74	2,76	2,9	86,9
V _{e1}	1,73	1,93	1,98	2,01	38,78	2,04	2,08	2,12	70,42	2,16	2,18	2,32	104
V _{t4}	4,42	1,23	1,26	1,29	17,22	1,3	1,31	1,35	25,5	1,38	1,39	1,47	34,4
V _{e3}	2,09	1,45	1,48	1,5	19,56	1,52	1,55	1,59	33,54	1,62	1,63	1,74	48,51

G + P + S _V + S _H														
Vorles	Trimm	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	Σ	5 ^e	4 ^e	3 ^e	Σ	2 ^e	1 ^e	ROC	Σ
V _{E5}	1 ^{er}	14,21	17,32	23,78	32,95	88,26	44,84	58,77	74,17	266,04	90,21	105	116,65	577,9
	2 ^{em}	21,18	18,88	17,95	17,01	75,02	16,09	15,27	15,09	122,28	15,63	17,94	23,46	179,31
	3 ^{em}	23,58	23,81	26,50	30,35	104,24	35,27	40,74	46,37	226,62	51,63	55,27	56,43	389,95
	4 ^{em}	24,76	28,49	37,20	49,74	140,19	65,95	85,02	106,23	397,39	128,57	149,53	157,12	842,71
V _{E6}	1 ^{er}	22,22	28,45	35,61	45,99	132,27	59,42	74,86	91,93	358,48	109,51	125,51	135,88	729,42
	2 ^{em}	4,72	4,04	4,44	0,24	13,44	2,41	5,41	8,56	2,94	11,49	13,54	12,75	40,72
	3 ^{em}	10,8	10,15	6,32	1,1	28,37	5,28	12,54	20,01	9,46	27,68	33,37	33,28	103,79
	4 ^{em}	10,35	13,76	18,53	22,85	64,49	29,56	36,97	44,67	175,69	51,89	57,04	56,8	341,42
	5 ^{em}	15,9	20,08	26,23	35,11	96,51	46,55	59,74	74,35	277,15	89,4	103,15	112,05	581,75

G + P - S_V - S_H

V _{E5}	1 ^{er}	6,61	2,14	4,32	13,49	9,06	25,38	39,31	54,71	128,48	70,75	85,54	96,11	380,86
	2 ^{em}	17,5	17,22	18,17	19,11	72,00	20,13	20,85	21,03	134,01	20,49	18,18	14,7	187,38
	3 ^{em}	14,72	11,91	9,22	5,37	41,22	0,45	5,02	10,65	26,00	15,91	19,61	18,7	28,22
	4 ^{em}	13,34	7,09	1,62	14,16	4,65	30,37	49,44	70,65	145,81	92,99	114,05	129,57	482,42
V _{E6}	1 ^{er}	9,64	7,45	0,19	10,19	7,09	23,62	39,06	56,13	111,72	73,71	89,73	97,44	372,6
	2 ^{em}	4,98	6,86	6,86	10,66	29,36	13,31	16,31	19,46	78,44	22,39	24,44	24,45	149,72
	3 ^{em}	11,28	15,83	19,66	24,88	71,65	31,26	38,52	45,99	187,42	53,66	59,35	61,16	361,59
	4 ^{em}	3,23	1,52	2,25	7,57	5,07	14,28	21,69	29,39	70,43	36,61	41,76	40,40	189,2
	5 ^{em}	5,91	3,42	2,73	11,61	5,01	23,05	36,22	50,85	115,13	65,90	79,65	86,83	347,51

1161

$G + P + S_v - S_H$

Voiles	trum	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	Σ	5 ^e	4 ^e	3 ^e	Σ	2 ^e	1 ^e	RDC	Σ
V _{E5}	1 ^{er}	9,61	4,68	2,32	11,69	4,92	23,78	38,03	53,65	110,56	70,03	85	361,68	96,11
	2 ^{em}	23,10	21,92	22,23	22,71	89,96	23,11	23,31	23,03	159,41	21,87	19,19	215,17	14,7
	3 ^{em}	20,28	16,6	13,46	8,85	59,19	3,52	2,52	86,7	26,51	14,57	18,59	78,18	18,51
	4 ^{em}	18,88	11,79	2,44	10,62	23,49	27,25	46,06	68,69	19,51	91,65	113,03	270,43	129,54
V _{E6}	1 ^{er}	15,86	12,25	4,35	6,71	25,75	20,52	36,66	54,59	86,02	72,87	89,29	345,58	97,40
	2 ^{em}	6,54	8,02	9,41	11,4	35,37	15,93	16,71	19,6	87,61	22,31	24,26	158,63	24,45
	3 ^{em}	14,96	18,94	22,25	27	83,15	33,12	39,89	47,06	203,22	53,99	59,42	377,79	61,16
	4 ^{em}	5,59	3,12	0,77	6,39	1,55	13,26	20,97	29,03	61,71	36,55	44,86	180,62	40,40
	5 ^{em}	10,15	6,8	0,23	9,55	7,17	21,25	34,92	50,07	99,07	65,6	79,79	331,29	86,83

$G + P - S_v + S_H$

V _{E5}	1 ^{er}	11,21	14,78	21,58	37,15	78,72	43,14	57,39	73,11	252,36	89,49	104,46	562,96	116,65
	2 ^{em}	15,58	14,12	18,83	13,41	56,94	12,93	12,75	13,29	95,91	14,27	16,92	150,56	23,46
	3 ^{em}	17,92	19,29	22,62	26,99	86,82	32,33	38,44	44,59	202,18	50,49	54,51	363,63	56,45
	4 ^{em}	19,02	23,79	33,14	46,20	122,15	62,87	82,52	104,27	371,81	127,23	148,61	810,77	167,12
V _{E6}	1 ^{er}	16	23,55	31,55	42,6	113,71	56,32	72,48	90,39	338,9	108,67	125,05	708,50	135,88
	2 ^{em}	3,16	2,88	1,49	0,5	7,03	3,13	5,81	8,7	10,61	11,41	13,36	48,13	12,75
	3 ^{em}	7,12	7,04	3,73	1,02	16,87	7,14	13,91	21,08	25,26	28,01	33,44	119,99	39,28
	4 ^{em}	7,99	11,96	16,05	21,67	57,67	28,54	36,25	44,21	166,67	51,83	57,14	332,44	56,8
	5 ^{em}	11,15	17,10	23,73	33,05	85,03	44,75	58,42	73,57	261,77	9,09	103,09	486,50	112,05

-117-

G + P + S_v + S_H

Vorles	Item	T	8	7 ^e	6 ^e	Σ	5 ^e	4 ^e	3 ^e	Σ	2 ^e	1 ^e	RDC	Σ.
V ₁₃	1 ^{er}	27,35	32,08	38,79	48,73	146,95	60,72	74,02	88,61	370,3	102,22	112,28	112,41	597,21
	2 ^{em}	44,28	48,78	55,22	64,93	213,21	76,81	89,06	104,15	484,13	117,49	127,41	127,63	856,66
V ₁₂	1 ^{er}	2,19	2,67	3	3,62	11,42	4,46	5,50	6,77	28,15	8,26	9,99	12,04	58,44
	2 ^{em}	25,4	27,98	27,93	28,18	109,49	28,79	29,46	30,28	198,02	31,41	32,93	36,01	298,37
V ₁₄	1 ^{er}	1,86	2,29	2,73	3,34	10,22	4,19	5,22	6,5	26,13	7,99	9,71	11,7	55,53
	2 ^{em}	28,12	31,51	32,12	32,23	123,98	32,82	33,26	34,07	224,13	35,01	36,48	38,78	334,4
V ₁₈	1 ^{er}	1,73	2,24	2,56	3,06	9,59	3,76	4,58	5,62	23,55	6,83	8,24	9,96	48,58
	2 ^{em}	15,37	18,47	18,5	18,77	71,11	19,31	19,87	20,67	130,96	21,6	22,86	25,53	200,95
V ₁₅	1 ^{er}	9,73	15,04	22,06	32,10	78,93	51,20	60,46	77,64	189,3	95,92	113,14	124,66	523,02
	2 ^{em}	3,18	3,55	3,36	3,1	13,19	2,83	2,47	2,11	20,6	1,75	1,47	1,64	25,46
	3 ^{em}	9,32	14,49	21,37	31,22	76,40	43,99	59,05	75,93	255,37	93,91	110,9	122,36	582,54
V ₁₆	1 ^{er}	9,86	15,34	23,29	34,65	83,14	49,31	66,57	86,11	285,13	106,75	128,62	144,03	664,53
	2 ^{em}	2,98	3,4	3,15	2,85	12,38	3,52	2,1	1,63	19,63	1,19	1,33	0,82	22,97
	3 ^{em}	9,4	14,75	22,53	33,65	80,33	48	64,91	84,05	277,29	104,31	125,77	141,04	648,41
V ₁₇	1 ^{er}	5,67	11,15	18,31	28,89	64,02	41,25	55,71	71,21	232,19	86,09	97,76	98,62	514,66
	2 ^{em}	0,15	13,18	12,64	12,11	38,06	12,46	13,24	15,29	79,05	19,24	26,37	39,82	164,48
	3 ^{em}	11,54	26,59	33,18	43,2	118,51	55,9	71,09	88,62	334,12	107,39	126,19	140,41	708,11

1131

$G + P + S_V - S_H$

Voiles	Travaux	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	Σ	5 ^e	4 ^e	3 ^e	Σ	2 ^e	1 ^{er}	RDC	Σ .
V _{L3}	1 ^{er}	19,15	18,82	6,37	4,19	35,15	16,8	30,9	45,93	58,48	60,28	70,72	70,59	260,07
	2 ^{em}	36,08	30,52	22,83	12,01	101,44	0,71	15,14	30,39	55,2	45,04	55,59	55,37	100,77
V _{L2}	1 ^{er}	2,19	2,17	1,7	1,02	7,08	0,14	0,98	2,33	3,63	3,89	5,65	7,52	18,43
	2 ^{em}	25,4	27,54	26,63	25,58	105,15	24,47	22,98	21,18	173,78	19,25	17,29	16,45	226,77
V _{L4}	1 ^{er}	1,86	1,85	1,43	0,75	5,89	0,14	1,25	2,59	1,91	4,16	5,92	7,88	16,03
	2 ^{em}	28,12	31,07	30,79	29,63	119,61	28,5	26,78	24,97	199,86	22,85	20,84	19,22	252,78
V _{L8}	1 ^{er}	1,73	1,86	1,50	0,94	6,03	0,22	0,69	1,79	3,77	3,08	4,52	6	9,83
	2 ^{em}	15,37	18,11	17,44	16,65	67,65	15,79	14,59	13,25	111,2	11,68	10,1	9,57	31,35
V _{L5}	1 ^{er}	5,37	2,21	5,06	15,35	12,84	28,5	44,16	61,6	147,1	80,52	97,53	108,1	433,25
	2 ^{em}	3,3	3,85	3,94	4,08	15,17	4,31	4,53	4,79	28,8	5,03	5,23	5,46	44,52
	3 ^{em}	5,08	1,95	5,17	15,26	13,4	28,15	43,51	60,63	145,65	78,85	96,02	122,36	442,92
V _{L6}	1 ^{er}	5,79	2,89	5,38	-17	13,7	31,78	49,36	69,23	164,07	90,13	109,5	125,63	490,33
	2 ^{em}	3,12	3,72	3,83	4,03	14,7	4,32	4,62	4,95	28,59	5,29	6,13	5,98	45,98
	3 ^{em}	5,46	2,61	5,47	16,83	14,23	31,3	48,51	67,95	161,95	88,47	107,55	141,07	216,97
V _{L7}	1 ^{er}	1,69	6,37	13,61	24,26	45,93	36,66	51,2	66,78	228,57	81,73	93,45	98,62	474,37
	2 ^{em}	18,32	18,34	18,32	18,37	68,35	17,78	16,46	13,93	116,52	9,52	2,06	39,82	167,92
	3 ^{em}	15,07	14,25	6,84	3,7	32,56	16,7	32,61	50,74	67,45	70,15	89,35	105,09	332,08

$G + P - S_v + S_H$

Voiles	trium	T	8 ^e	7 ^e	6 ^e	Σ	5 ^e	4 ^e	3 ^e	Σ	2 ^e	1 ^{er}	RDC	Σ.
V _{t3}	1 ^{er}	21,31	27,02	34,47	45,03	127,83	57,64	71,7	86,77	343,98	101,12	111,56	112,41	669,07
	2 ^{em}	33,84	40,04	47,73	58,55	180,16	71,27	85,7	100,95	438,08	115,57	126,15	127,63	807,43
V _{e2}	1 ^{er}	1,63	2,68	2,56	2,24	10,11	4,12	5,24	6,59	26,06	8,15	9,91	12,04	56,16
	2 ^{em}	18,92	21,82	22,73	23,78	87,25	24,89	26,38	28,18	16,67	30,11	32,07	36,01	264,89
V _{e4}	1 ^{er}	1,38	1,87	2,29	2,97	8,51	3,86	4,97	6,31	23,65	7,88	9,64	11,7	52,87
	2 ^{em}	20,86	25,17	25,45	26,61	98,09	27,74	29,46	31,27	186,56	33,39	35,4	38,78	294,13
V _{e8}	1 ^{er}	1,29	1,78	2,16	2,72	7,95	3,44	4,35	5,45	21,19	6,74	8,18	9,96	46,07
	2 ^{em}	11,43	14,33	15	15,79	56,55	16,65	17,85	19,19	110,24	20,76	22,34	25,53	178,87
V _{e5}	1 ^{er}	7,79	13,15	20,42	30,71	72,07	43,86	59,52	76,96	252,41	16,46	112,88	124,66	506,42
	2 ^{em}	2,34	2,75	2,66	2,52	10,27	2,29	2,07	1,81	16,44	1,57	1,36	1,64	21,01
	3 ^{em}	7,46	12,69	19,81	29,9	69,86	42,79	58,15	75,27	246,07	93,49	110,66	106,58	343,64
V _{e6}	1 ^{er}	7,81	13,29	21,56	33,18	75,84	47,96	65,54	85,41	274,75	106,31	125,68	144,03	650,77
	2 ^{em}	2,18	2,6	2,49	2,29	9,56	2	1,7	1,37	14,63	1,03	0,18	0,82	16,68
	3 ^{em}	7,46	12,81	20,89	32,25	73,41	46,72	63,93	83,37	267,43	103,89	122,97	124,46	369,83
V _{e7}	1 ^{er}	5,15	10,61	17,85	28,5	62,11	40,9	55,44	71,02	229,47	85,97	97,69	94,48	318,65
	2 ^{em}	9,5	9,62	9,64	9,59	38,3	10,18	11,5	14,03	74,01	18,44	25,9	12,58	105,77
	3 ^{em}	14,53	21,99	29,3	39,94	105,76	52,94	68,85	86,98	314,53	106,39	125,59	140,41	686,92

$G + P - S_V - S_H$

Voiles	क्रम	T	8°	7°	6°	Σ	5°	4°	3°	Σ	2°	1°	RDC	Σ
V _{t3}	1 ^{er}	13,11	8,76	2,05	7,89	16,03	19,88	33,36	47,77	84,98	61,38	71,44	70,59	288,39
	2 ^{em}	25,64	21,78	15,34	5,63	68,39	6,25	19,4	33,59	9,15	46,93	56,85	55,37	150
V _{e2}	1 ^{er}	1,63	1,64	1,26	0,64	5,17	0,2	1,24	2,51	1,22	4	5,73	7,52	16,03
	2 ^{em}	18,92	21,38	21,43	21,18	82,91	20,57	19,9	19,08	142,46	17,95	16,43	16,45	193,29
V _{e4}	1 ^{er}	1,38	1,43	0,99	0,374	4,17	0,47	1,5	2,78	0,58	4,27	5,99	7,86	18,7
	2 ^{em}	20,86	24,73	24,12	24,01	93,72	23,42	22,98	22,17	162,29	21,23	19,76	19,22	222,5
V _{e8}	1 ^{er}	1,29	1,42	1,10	0,60	4,41	0,08	0,92	1,96	1,45	3,17	4,58	6	12,3
	2 ^{em}	11,43	13,97	13,94	13,67	53,01	13,13	12,57	11,77	90,48	10,84	9,58	9,57	120,47
V _{e5}	1 ^{er}	3,43	0,32	6,70	16,74	19,69	29,16	45,1	62,28	156,23	80,56	97,78	108,1	442,89
	2 ^{em}	2,46	3,05	3,24	3,5	12,25	3,77	4,13	4,49	24,64	4,85	5,12	5,46	40,07
	3 ^{em}	3,22	0,15	6,73	16,58	19,34	29,35	44,41	61,29	154,39	79,27	96,26	106,58	435,9
V _{e6}	1 ^{er}	3,74	0,84	7,11	18,47	21	33,13	50,39	69,93	174,45	90,57	112,44	126,63	504,09
	2 ^{em}	2,32	2,92	3,17	3,47	11,88	3,8	4,22	4,69	24,59	5,13	4,98	5,98	40,68
	3 ^{em}	3,52	0,67	7,11	18,23	21,15	32,58	49,49	68,63	171,8	88,89	110,35	124,46	495,56
V _{e7}	1 ^{er}	2,21	6,91	14,07	24,66	47,84	37,01	51,47	66,97	203,29	81,85	93,52	94,48	473,14
	2 ^{em}	3,31	14,8	15,32	15,85	49,28	15,5	14,72	12,67	92,17	8,72	1,59	12,58	89,9
	3 ^{em}	7,28	9,65	3,06	6,96	13,03	19,66	34,85	52,38	93,86	71,15	81,95	105,09	352,05

FERAILLAGE DES LINTEAUX

Le linteau se calcule comme une poutre encastree à ses deux cotes d'extrémités.

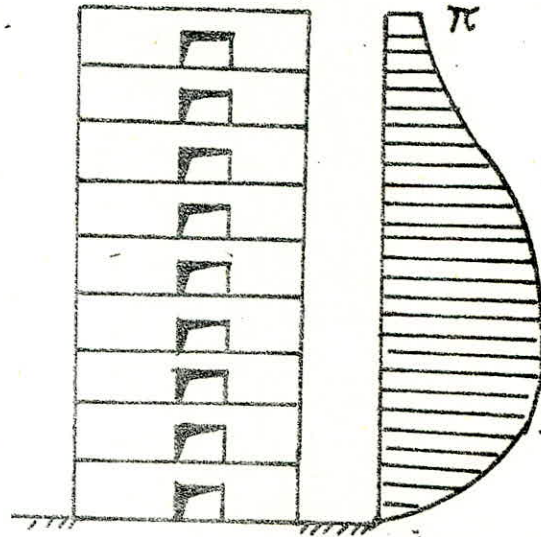
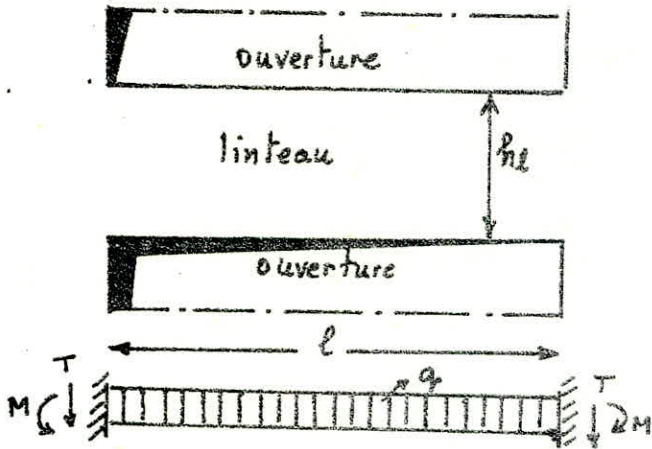


Diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux "cas général"

Moment d'encastrement : $M_e = -q l^2 / 12$

Moment en travée : $M_t = q l^2 / 24$

On remarque que la section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Effort tranchant dans les linteaux.

* dû au seisme horizontal : $T_{SH} = 1,5 \pi$ (π calculé d'après M. DIVERS)

* dû aux charges permanentes : $q_g = q_1 + q_2$

. poids propre du linteau q_1 (t/ml)

. poids propre du plancha revenant au linteau q_2 (t/ml)

→ $T_g = q_g l / 2$

* dû aux surcharges revenant au linteau P (t/ml) → $T_p = P l / 2$

* dû au seisme vertical : $q_{sv} = (G + P/5) \sigma_{moy}$ (t/ml) → $T_{sv} = q_{sv} l / 2$

le linteau sera ferrailé d'après la combinaison : $T = T_g + T_p + T_{sv} + T_{sh}$

Moment fléchissant dans les linteaux

* dû au seisme horizontal : $M_{SH} = T \cdot h_e = 1,5 \pi \cdot h_e$

* dû aux charges permanentes : $M_g = q_g l^2 / 12$

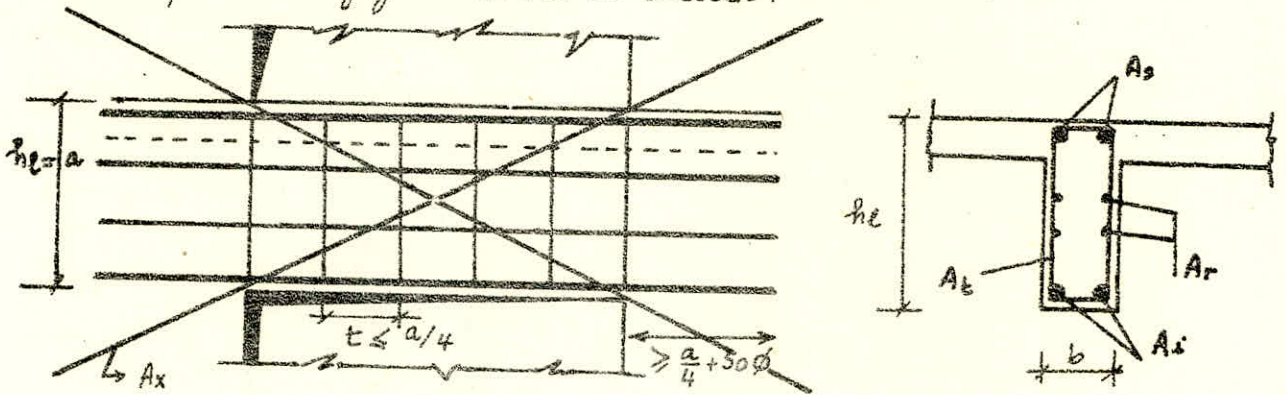
* dû aux surcharges : $M_p = q_p l^2 / 12$

* dû au seisme vertical : $M_{sv} = q_{sv} \cdot l^2 / 12$

D'après le diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux, on remarque que les linteaux les plus sollicités se trouvent entre les niveaux RDC jusqu'au niveau du 3^e étage. ($\xi = 0 \div 0,4$)

Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux (C.T.C)

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant le croquis de la figure donnée ci-dessous :



$$A_i ; A_s \geq 0,0015 b \cdot h_e \quad ; \quad A_r \geq 0,0020 b h_e \quad ; \quad A_t \geq 0,0025 b t$$

$$A_x \geq 0,0015 h_e b \text{ si } \tau \geq 0,06 \sigma'_s \text{ avec } l_d \geq 200\phi \left(\frac{1}{2} \cdot 100\phi \text{ pour chaque barre} \right)$$

Ferrailage des linteaux :

Il existe dans notre cas 6 types de linteaux à ferrailer :

- L₁ : l = 2,79 m ; $\pi_{max} = 8,92t$; a = 0,63 m type de Vile (Vt₅) ; b = 0,20 m
- L₂ : l = 1,60 m ; $\pi_{max} = 19,96t$; a = 0,63 m " " " (Vt₇) ; b = 0,20 m
- L₃ : l = 1,25 m ; $\pi_{max} = 17,93t$; a = 0,63 m " " " (Vt₅) ; b = 0,20 m
- L₄ : l = 1,30 m ; $\pi_{max} = 17,36t$; a = 0,63 m " " " (Vt₅) ; b = 0,20 m
- L₅ : l = 1,20 m ; $\pi_{max} = 18,40t$; a = 0,63 m " " " (Vt₅) ; b = 0,20 m
- L₆ : l = 1,00 m ; $\pi_{max} = 22,65t$; a = 0,63 m " " " (Vt₅) ; b = 0,20 m

Tableau des effets tranchants :

	l (m)	q ₁ (t/m)	q ₂ (t/m)	q ₆ (t/m)	q _p (t/m)	q _{sv} (t/m)	T ₀ (t)	T _p (t)	T _{sv} (t)	T _{sh} (t)	T _t (t)	T _b (kg/cm ²)
L ₁	2,79	2,62	0,315	2,94	0,37	0,27	4,10	0,52	0,38	13,38	18,38	18,43
L ₂	1,60	3,14	0,315	3,46	0,42	0,31	2,77	0,34	0,25	28,64	32,00	32,08
L ₃	1,25	2,62	0,315	2,94	0,37	0,27	1,74	0,23	0,17	26,30	29,14	29,21
L ₄	1,30	3,00	0,315	3,32	0,34	0,30	2,15	0,22	0,20	26,04	28,51	28,68
L ₅	1,20	2,16	0,315	2,48	0,30	0,22	1,49	0,18	0,13	27,60	29,40	29,47
L ₆	1,00	3,00	0,315	3,32	0,34	0,30	1,56	0,17	0,15	33,38	35,96	36,05

les contraintes tangentielles τ_b calculées doivent être $\leq 0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2$.
 Dans notre tableau on voit que toutes les τ_b sont $< 0,12 \bar{\sigma}'_{28}$ sauf pour le linteau L_6 : $\tau_b = 36,05 \text{ Kg/cm}^2$ ce qui correspond à 1 erreur $\Delta = 9\%$ qui est admissible. Donc tous les linteaux passent au cisaillement.

Tableau des moments flechissants:

	l (m)	M_g (t.m)	M_p (t.m)	M_{sv} (t.m)	M_{sh} (t.m)	M_e (t.m)
L_1	2,79	1,91	0,24	0,18	8,43	10,76
L_2	1,60	0,74	0,09	0,07	18,04	18,94
L_3	1,25	0,38	0,05	0,04	16,95	17,42
L_4	1,30	0,47	0,08	0,04	16,41	17,00
L_5	1,20	0,30	0,04	0,03	17,39	17,76
L_6	1,00	0,28	0,03	0,03	21,41	21,75

Calcul du ferrailage:

Methode utilisee : celle de Pierre Charon (Flexion simple)

$\mu = 15 M / \bar{\sigma}_a b h_e^2 \rightarrow K, \epsilon$; qu'on determine dans les tableaux en fonction de μ .

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}_a / K < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_e$ avec $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \bar{\sigma}'_{28}$ (C7)

$\tau_b = T / b \cdot z < \bar{\tau}_b \rightarrow A_t \geq A_{min}$ du C.T.C. $A_{min} = 0,0025 b \cdot t$.

l'espacement $t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h_e \\ h_e (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_{br}}) \end{array} \right.$; $\bar{\sigma}_{br} = 1,25 \bar{\sigma}_{br}$ $\bar{\sigma}_{br} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

et d'après le C.T.C : $t \leq \frac{a}{4}$

Si $\tau_b \leq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$ les armatures supplementaires ne sont pas necessaires.

Exemple de calcul :

Linéau L_1 : $\mu = 15 \cdot 10,76 \cdot 10^5 / 4200 \cdot 20 \cdot 57^2 = 0,0591 \rightarrow K = 34,5$; $\epsilon = 0,8990$

$\bar{\sigma}'_b = 4200 / 34,5 = 121,74 < 0,75 \bar{\sigma}'_{28} = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$

$A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 10,76 \cdot 10^5 / 4200 \cdot 0,8990 \cdot 57 = 500 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T16 = 603 \text{ cm}^2$.

Calcul d'armature transversale : $\tau_b = T / b \cdot z = 18,38 / 20 \cdot \frac{57}{3} = 18,43 < \bar{\tau}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{28}$

$0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ Kg/cm}^2$

$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h_e = 0,2 \cdot 57 = 11,4 \text{ cm} \\ 57 (1 - 0,3 \cdot 18,43 / 1,25 \cdot 5,9) = 14,27 \text{ cm} \end{array} \right.$ $t \leq \bar{t} = 14,27 \text{ cm}$.

le C.T.C donne : $t \leq a/4 = 63/4 = 15,75 \text{ cm}$. on prend $t = 14 \text{ cm}$.

$A_t \geq 0,0025 \cdot 20 \cdot 14 = 0,0025 \cdot b \cdot t = 0,70 \text{ cm}^2 \rightarrow 1$ cadre de $\phi 10 = 0,78 \text{ cm}^2$.

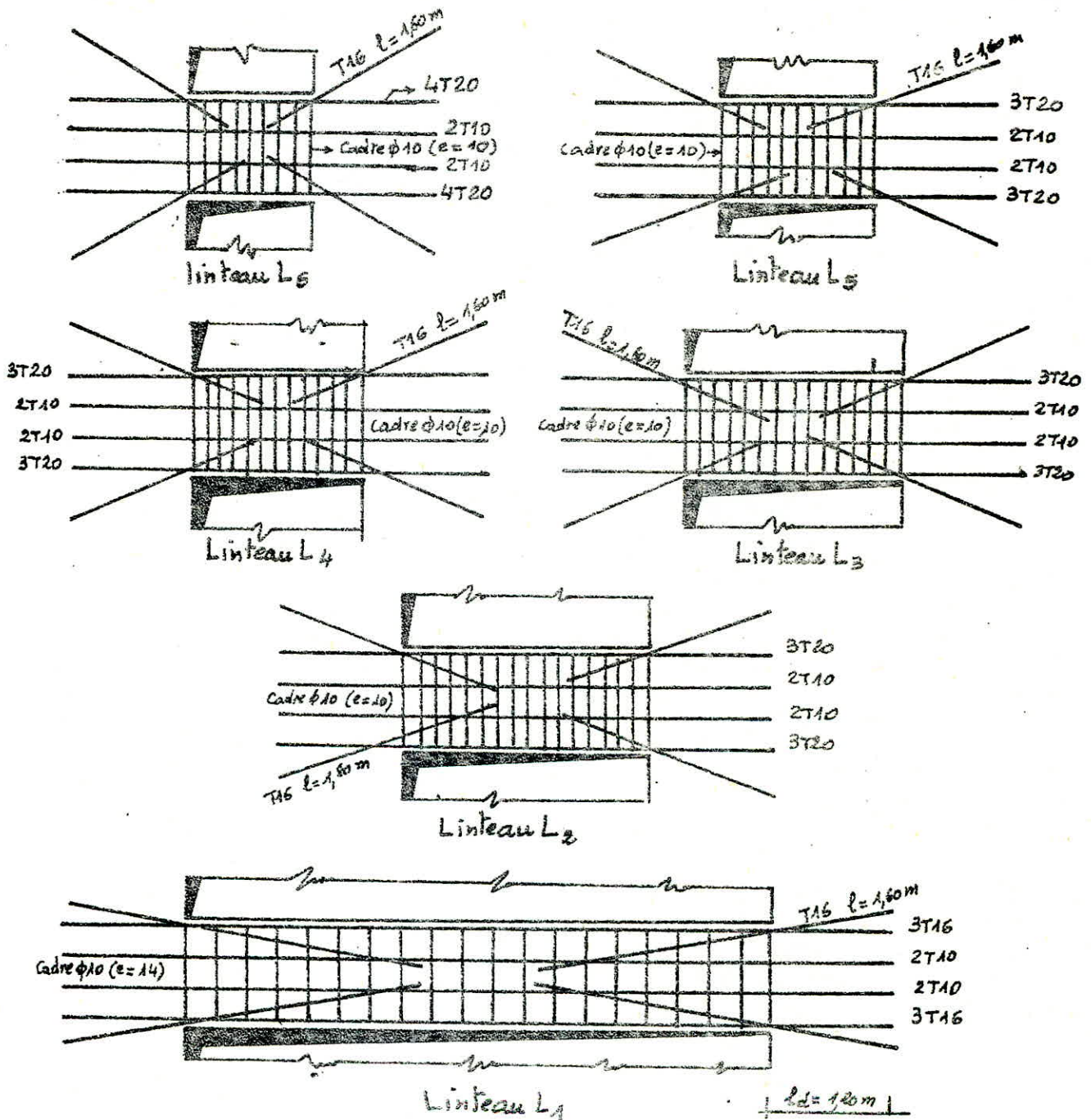
$0,06 \sigma'_{28} = 165 \text{ Kg/cm}^2$ $\tau_b = 18,43 > 0,06 \sigma'_{28}$. Il faut des armatures supplémentaires. $A_x \geq 0,0015 b \cdot h_e = 0,0015 \cdot 20 \cdot 63 = 1,89 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T16 = 2,01 \text{ cm}^2$
 longueur de chaque barre. $2 \cdot 100\phi = 3,80 \text{ m}$. (chaque barre de T16 sera coupée deux $l = 1,60 \text{ m}$)

Armatures de peau qui sont destinées au renforcement de la section du béton et pour éviter la fissuration dans le linteau elles sont calculées par la formule du % minimum donné par le C.T.C. $A_n \geq 0,0020 b \cdot h_e = 2,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 = 3,01 \text{ cm}^2$.

Les autres linteaux seront résumés dans le tableau suivant :

	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
M (t.m) calculé	10,76	18,94	17,42	17,00	17,76	21,75
T (t) calculé	18,38	32,00	29,14	28,61	29,40	35,96
$\mu = 15M / \bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2$	0,0392	0,1041	0,0358	0,0334	0,0376	0,1195
K (tableau P. charon)	34,5	24,1	25,45	25,85	25,15	22,00
E (tableau P. charon)	0,8990	0,8721	0,8764	0,8776	0,8754	0,8649
$\sigma'_b = \bar{\sigma}_a / K$ (Kg/cm ²)	121,74	174,27	165,03	162,48	167,00	190,91
$\bar{\sigma}'_b = 975 \sigma'_{28}$ (Kg/cm ²)	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25
$A = M / \bar{\sigma}'_b \cdot e \cdot h$ (cm ²)	5,00	9,07	8,30	8,09	8,47	10,50
Ai et As (D'après P. charon)	3T16(6,03)	3T20(9,42)	3T20	3T20	3T20	4T20(12,56)
Ai et As (D'après C.T.C.) (cm ²)	1,89 cm ²	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89
A _n (C.T.C) calculée (cm ²)	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52	2,52
A _n (C.T.C) Adoptée (cm ²)	4T10(316)	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
$t_{max} = a/4$ (cm)	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75	15,75
$t = \max \{0,2h; h(1 - \frac{0,3 \tau_b}{\sigma'_b})\}$	14,27	11,40	11,40	11,40	11,40	11,40
t (adoptée) (cm)	14	10	10	10	10	10
$\tau_b = T / b \cdot z$ (Kg/cm ²)	18,43	32,08	29,21	28,68	29,47	36,05
Armatures supplémentaires	oui	oui	oui	oui	oui	oui
$A \geq 0,0015 b \cdot h_e$ (cm ²)	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89	1,89
Type A $\geq 0,0015 b h_e$	4.1T16	4.1T16	4.1T6	4.1T6	4.1T16	4.1T16
$l \geq 100\phi$ (m)	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60	1,60
$l \geq \frac{a}{4} + 50\phi$ (m)	1,00	1,20	1,20	1,20	1,20	1,20

Disposition des armatures dans les linteaux:



$$l_d(L_1) = l_d(L_2) = l_d(L_3) = l_d(L_4) = l_d(L_5) = l_d(L_6) = 1.20m$$

Les armatures supplémentaires seront à prévoir uniquement dans la zone du Rez de chaussée au 3^e étage. C'est là où l'effort π est très élevé (max)

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction :

Chaque voile sera soumise à un moment flechissant M et un effort normal N .
Ainsi chaque voile sera calculée en flexion composée sous les sollicitations SP_2

Notre système de contreventement est composé de 5 types de refends :

- Refends pleins (ou considérés comme tels, car ils comportent de très petites ouvertures isolées.).
- Refends à une file d'ouvertures
- Refends à deux files d'ouvertures
- Refends à trois files d'ouvertures
- Refends à quatre files d'ouvertures.

A/ Ferrailage des trumeaux :

1°/ Un trumeau est sollicité par un effort normal donné par : $N = N_0 + N_p \pm N_{siv} \pm N_{sih}$, un moment flechissant, et un effort tranchant à la base. Il sera calculé en flexion composée, et en tenant compte de l'effet de cisaillement.

2°/ Armatures Verticales

les armatures verticales sont disposées en 2 nappes parallèles aux faces du refend (pour une épaisseur dépassant 12cm). Elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée. les documents techniques Unifiés D.T.U (oct. 75, n° 23.1 art 3.33) imposent un pourcentage minimum pour ces aciers dont la valeur est :

$$\tilde{w}_v = \frac{A'_m}{a \cdot d} \geq \begin{cases} 0,005 \\ \frac{2,10}{\sigma_{bc}} \theta_1 \theta_2 \left(\frac{35m}{\sigma_{bc}} - 1 \right) \end{cases}$$

A'_m : Section des armatures dans la section horizontale vérifiée.

a : épaisseur du mur.

σ_{bc} : contrainte de compression du béton seul.

d : largeur de la bande considérée.

θ_1 : 1,4 pour un mur de rive.

1,0 " " " intermédiaire.

$\theta_2 = 1 + \lambda/20$ " " λ : élanement du refend

$$\bar{\sigma}_{bc}' = \beta'_b \sigma'_n \quad \text{avec } \beta'_b \leq \min(0,45 \alpha \beta \delta \delta \text{ et } 0,50 \alpha \beta \delta \delta)$$

σ'_n : contrainte de compression nominale à 28 jours $\sigma'_n = 270$ bars.

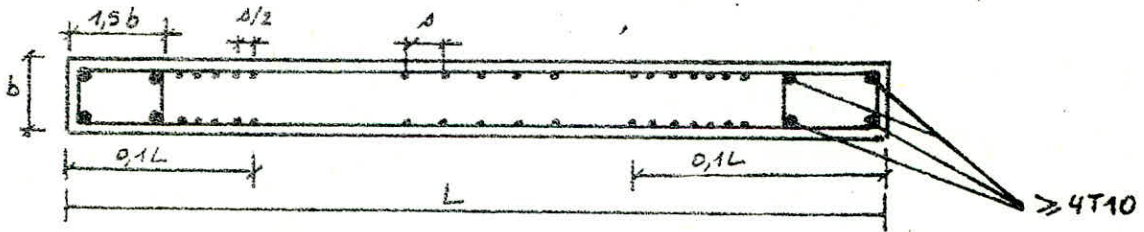
La valeur de la fraction β'_b dépend du défaut de centrage des charges verticales de la susceptibilité éventuelle du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle, de la qualité du béton et de l'exécution, ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (retrait différentiel)

- * le coef α est pris égal à: $(a - 10e/3)/a$ avec $a =$ épaisseur du mur.
 $e \geq \max \begin{cases} 1 \text{ cm} \\ l_3/300 \end{cases}$ avec $l_3 = 0,70 l_0$ (mur armé verticalement)
 l_0 : hauteur libre du mur.
- * Le coefficient $\beta = 1/[1 + 2(\lambda/100)^2]$ avec $\lambda = l_3 \sqrt{12}/a$.
- * Le coefficient $\gamma = 1$ si:
 - 1) La vérification du béton est suivie d'une façon constante et la régularité des résultats des essais permet de garantir que les caractères minimums prévus sont atteints.
 - 2) Les procédés d'exécution sont tels qu'en raison des liaisons mécaniques imposées à la structure et au coffrage, aucun défaut de planéité et aucun faux aplomb ne peuvent résulter d'une négligence éventuelle de l'exécutant.
- * Le coefficient $\gamma = 0,833$ est retenu dans tous les autres cas
- * Le coefficient $\delta = 1$: Lorsque les vérifications de contraintes admissibles seront effectuées pour les actions en combinaisons courantes
 $\delta = 1,1$: Lorsque les vérifications de contraintes admissibles seront effectuées pour les actions en combinaisons faisant intervenir entre autres les effets climatiques.
- * Remarque: Dans tous nos calculs de ferrailage des voiles la valeur 0,005 est toujours supérieure à la valeur de la formule: $2,10 \theta_1 \theta_2 (3 \frac{\sigma'_m}{\sigma_b} - 1) / \sigma_b$. Ce qui nous amène à prendre le pourcentage min 0,005.
- * Le C.T.C prévoit pour la partie courante, un pourcentage minimum de:

0,15%	si	$\tau_b \leq 0,25 \sigma'_{28}$	}	ceci dans chaque direction.
0,25%	si	$0,25 \sigma'_{28} < \tau_b < 0,12 \sigma'_{28}$		
- * Si une partie du voile est tendue; l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures; le % min des armatures verticales sur toute la section tendue est de 0,5%.
- * Le diamètre des barres verticales et horizontales doit être $\leq 0,10b$ (b : épaisseur du voile).
- * L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des (2) valeurs: (1,5b. et 30 cm.).
- * Les 2 nappes d'armatures (verticales et horizontales) doivent être reliées avec au moins 4 épingles (armatures transversales) $\phi 6/m^2$.

Les barres horizontales étant disposés vers l'extérieur.

- * Si le voile est complètement comprimé ; ses extrémités doivent être ferrillées sur $0,10L$ avec un % min de 0,5%.



- * les extrémités des voiles pleins (ou trumeaux) doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimension $(b.15b)$
- * les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixés par le poteau de rive des ossatures autostables en Zone I.

Determination des elements de calcul pour le ferrailage des voiles pleins et des trumeaux :

Ferrailage des voiles pleins :

le voile plein est sollicité par, un effort normal donné par : $N = N_g + N_p \pm N_{siv}$, un moment flechissant, et un effort tranchant à la base. Il sera calculé en flexion composée en tenant compte du cisaillement.

Element de calcul :

a) Expression de $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée :

- Sous SP1 (1^{er} Genre) : $\bar{\sigma}'_{bI} = \alpha \cdot \beta \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28}$

$\alpha = 1$ (CPA 325) ; $\delta = 1$ ($h_m > 4C_g$)

$\beta = 5/6$ (contrôle atténué) ; $\epsilon = 1$ et $\delta = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \\ 0,3(1 + \frac{e_0}{3e_1}) \end{array} \right.$

$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 1.5/6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 275 = 229,17 \text{ Kg/cm}^2$

- Sous SP2 (2^o Genre) : $\bar{\sigma}'_{bII} = 1,25 \cdot \bar{\sigma}'_{bI} = 286,46 \text{ Kg/cm}^2$

ceci est dû à une majoration de 25% (preconisé par le C.T.C.)

On rapelle que si :

$e_0 < e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée (E.C) avec $N > 0$

$e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée (P.C), avec $N > 0$

$0 \leq e_0 \leq \frac{e_1}{2} \rightarrow$ section entièrement tendue (E.T) avec $N < 0$

On calculera les voiles sur 3 niveaux pour des conditions économiques:

Niveau I (R.d.c / 1^{er} étage / 2^{er} étage / 3^{er} étage).

Niveau II (3^{er} étage / 4^{er} étage / 5^{er} étage / 6^{er} étage).

Niveau III (6^{er} étage / 7^{er} étage / 8^{er} étage / Terrasse).

Pour chaque voile on détermine ; $M, N, e_0 = M/N ; e_1 = l/6 = ht/6$

$\bar{\sigma}'_{bI} = 229,17 \text{ S (Kg/cm}^2\text{)} ; \bar{\sigma}'_{bII} = 285,46 \text{ S (Kg/cm}^2\text{)} ; S$ comme il est déjà défini .

	$\frac{l}{h}$	H (t)	M (t.m)	N (t)	e_1 (m)	e_0 (m)	S	$\bar{\sigma}'_{bI}$	$\bar{\sigma}'_{bII}$	Nature
Vt _{1a}	3,26	9,16	2,83	77,33	0,543	0,037	0,31	71,04	88,80	S.E.C
Vt _{1b}	5,515	0,69	12,38	129,93	0,319	0,095	0,31	71,04	88,80	S.E.C
Vt _{2a}	4,81	1,39	24,75	141,46	0,802	0,175	0,32	73,33	91,67	S.E.C
Vt _{2b}	6,915	4,07	72,52	227,71	1,153	0,318	0,33	75,07	93,84	S.E.C
Vt ₄	2,10	0,22	3,95	34,44	0,35	0,115	0,33	75,07	93,84	S.E.C
Vt ₇	3,315	2,15	38,25	85,92	0,553	0,440	0,38	87,19	108,99	S.E.C
Vl ₁	5,07	16,26	289,63	104,19	0,845	2,780	0,60	137,5	171,88	S.P.C
Vl ₃	3,00	4,04	71,99	48,51	0,500	1,484	0,60	137,5	171,88	S.P.C

Ferraillage de ces voiles pleins :

on détermine $\sigma'_{1,2} = \frac{N}{bht} [1 \pm \frac{6e_0}{ht}] \rightarrow \sigma'_1$ et σ'_2 . Calculer $\sigma'_m = \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)$

Si $\sigma'_m < \bar{\sigma}'_{bII}$ pas besoin d'armature comprimée on ferraillera avec

le minimum du C.T.C . $A_v = 0,5\% bht$

Si $\sigma'_m > \bar{\sigma}'_{bII}$ on calcul le % des aciers comprimés.

Pour les sections partiellement comprimées . On ferraillera avec la section tendue et on vérifie par la section comprimée, en utilisant la méthode de calcul suivante.

$\sigma'_{1,2} \rightarrow (\sigma'_1, \sigma'_2)$. En général $\sigma'_1 > 0$ et $\sigma'_2 < 0$

on calcul la zone tendue par $l_t = \sigma'_2 \cdot ht / (\sigma'_1 + \sigma'_2)$

$$F^{\ominus} = \sigma'_2 \cdot b \cdot l_t / 2$$

$$A^{\ominus} = F^{\ominus} / 4200$$

$$w^{\ominus} = A^{\ominus} / bht$$

F: force de traction due à la sollicitation .

A: aciers qu'il faut mettre pour équilibrer

la force F.

w: % des aciers de traction

Ensuite prendre $\max \{ w^{\ominus} \}$ et ferrailler .

la zone comprimée est déterminée par $l_c = ht - 2l_t$

$$F^{\oplus} = b \cdot l_c^2 \cdot \sigma'_1 / 2 (ht - l_t)$$

$$A^{\oplus} = b \cdot l_c^2 \cdot \sigma'_1 / 2 (ht - l_t) \cdot \bar{\sigma}'_{bI}$$

avec $\bar{\sigma}'_{bI} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$A^+ = b l_c^2 \bar{\sigma}_1 / 2 \bar{\sigma}_a (f_{ct} - l_c)$ A^+ : acois de compression dans la zone comprimée.
 $w^+ = l_c \bar{\sigma}_1 / 2 \bar{\sigma}_a (f_{ct} - l_c)$ w^+ : % des acois " " " " " "
 prendre $w = \max \left\{ \begin{matrix} 0,005 \\ w^+ \end{matrix} \right\}$ et ferrailer la zone comprimée.

$\sigma^+ = \sigma_m^+ - \bar{\sigma}'_{bII}$; $\tau_b = 1,5H/bz = 1,5H/b \cdot \frac{2}{3}h$; $h = h_t - d$.

$d = 1,5b/2$ pour les $h_t > 25 \text{ cm}$.
 et $d \leq 0,1 \cdot b$ pour les $h_t \leq 25 \text{ cm}$.

Cas des sections entièrement comprimées:

	Vt _{1a}	Vt _{1b}	Vt _{2a}	Vt _{2b}	Vt ₄	Vt ₇
σ_1^+ Kg/cm ²	16,89	17,33	23,89	28,01	14,53	23,55
σ_2^+ Kg/cm ²	14,74	14,08	15,33	15,90	7,34	8,67
σ_m^+ Kg/cm ²	15,82	15,71	19,61	21,96	10,94	13,11
σ^+ Kg/cm ²	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
F ⁺ Kg	0	0	0	0	0	0
A ⁺ cm ²	0	0	0	0	0	0
w ⁺	0	0	0	0	0	0
w _{adopté} ⁺	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005	0,005
A _v cm ²	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5	10,0
A _v adopté / ml / face	5T10	5T10	5T10	5T10	5T10	5T12
A _H cm ²	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	6,67
A _H adopté / ml / face	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T10
τ Kg/cm ²	0,058	0,14	0,33	0,68	0,12	0,58
$\frac{3}{4} \bar{\sigma}'_{bII}$ Kg/cm ²	66,5	66,6	68,75	70,38	70,33	81,74
Nb d'épingles/m ²	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6
Potelets	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12	4T12
Nb de cadres	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10
Espacement des cadres	l = 14 cm	14	14	14	14	14
b épaisseur du voile	15 cm	15	15	15	15	20
0,1.L (cm)	33	55	48	69	21	33
Armatures sur 0,1.L.	2T12	2T12+1T10	2T12+1T10	2T12+2T10	2T12	2T12

Cas des sections partiellement comprimées:

	Vl1 ①	Vl3 ②
σ_1^- Kg/cm ²	31,37	15,91
σ_2^- Kg/cm ²	x	x
σ_m^- Kg/cm ²	15,69	7,96
F ⁻ (Kg)	119322,5	47730
A ⁻ cm ²	28,41	11,36
w ⁻	0,004	0,002
l _t ⁻ (cm)	176	100
σ_1^+ Kg/cm ²	31,25	16,04
σ_2^+ Kg/cm ²	x	x
σ_m^+ Kg/cm ²	15,62	8,02
σ^+ Kg/cm ²	< 0	< 0
F ⁺ Kg	0	0
A ⁺ cm ²	0	0
w ⁺	0	0
l _c ⁺ (cm)	155	100
w _{adopté}	0,005	0,005
A _v cm ² /ml/2 faces	7,5	10,0
A _v adopté /ml/face	5T10	5T12
A _u cm ² /ml/2 faces	50	6,67
A _u adopté /ml/face	5T8	5T10
3/4 σ_{sB} Kg/cm ²	128,91	128,91
b (cm)	15	20
Potelets	4T12	4T12
Nb de Cadres	20 $\phi 10$	20 $\phi 10$
t: espacement des Cadres	14 cm	14 cm
Nb d'épingles /m ²	4 $\phi 6$	4 $\phi 6$

① $\sigma_{1,2} = \frac{N}{b \cdot h \cdot t} \left[1 \pm \frac{6e_0}{h \cdot t} \right]$

$\sigma_1 = 58,77 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -31,37 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_1^+ = l_c \cdot \frac{\sigma_1}{(l_c + l_t)} = 31,25$

$l_c = h \cdot t \cdot \sigma_1 / (\sigma_1 + \sigma_2)$

② $\sigma_1 = 32,08 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = -15,91 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_1^- = 15,91 \text{ Kg/cm}^2$

Pour le Vole Vl1:

$Z = 1,54 / b \cdot z$

$Z = 3,75 < 6,875 \text{ Kg/cm}^2$

$A_v \geq 0,15 \% \cdot b \cdot h \cdot t$

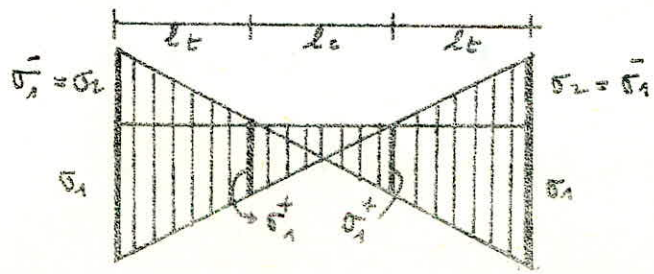
Pour le Vole Vl3:

$Z = 1,54 / b \cdot z$

$Z = 1,22 < 0,025 \sigma_{sB}$

$Z < 6,875 \text{ Kg/cm}^2$

$A_v \geq 0,15 \% \cdot b \cdot h \cdot t$



Conclusion: pour le niveau I on a trouvé un ferrailage de calcul égale au ferrailage minimum du C.T.C. Etant donné que les Voiles des niveaux II et III sont moins sollicités on peut adopter le même ferrailage du R.d.c à la terrasse.

Ferrailage des voiles à une file d'ouverture:

Ces voiles sont constitués de deux trumeaux qui seront considérés comme des voiles, soumis au Moment flechissant M; à l'effort normale N (dû au poids G, à la surcharge P, au séisme vertical S_{iv} et au séisme horizontal S_{ih}).



$N = N_g + N_p \pm S_{iv} \pm S_{ih}$, et par H_i l'effort tranchant à la base de chaque niveau (I, II, III) calculé par la formule: $H_i = \bar{H} \cdot I_i / \sum I_i$
on choisit parmi les combinaisons de N; N_{max} et N_{min}

	r_i	h_i (m)	e_i (m)	H (t)	M (t.m)	N (t)	e_0 (m)	δ	b (m)	$\bar{\sigma}_{1,2}$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}'_{1,2}$ Kg/cm ²	Nature
V _{Et3}	1	5,67	0,345	11,90	83,94	697,21	0,120	0,31	0,15	71,0	88,8	S.E.C
						-288,39	0,231	0,33		75,6	94,5	S.E.T
	2	10,16	1,693	68,48	483,22	856,21	0,564	"	"	"	"	S.E.C
						-159,00	3,221	0,49		112,3	140,3	S.E.T
V _{Et2}	1	0,10	0,017	0	0	38,44	0	0,30	"	68,7	85,9	S.E.C
						-16,03	0	"		"	"	S.E.T
	2	7,52	1,253	53,74	0	238,37	0	"	"	"	"	S.E.C
						193,29	0	"		"	"	S.E.C
V _{Et4}	1	0,10	0,017	0	0	55,53	0	"	"	"	"	S.E.C
						-18,70	0	"		"	"	S.E.T
	2	8,57	1,428	73,25	0	334,40	0	"	"	"	"	S.E.C
						224,50	0	"		"	"	S.E.C
V _{Et3}	1	0,15	0,025	0	0	48,58	0	"	"	"	"	S.E.C
						-12,30	0	"		"	"	S.E.T
	2	4,87	0,812	13,07	0	209,95	0	"	"	"	"	S.E.C
						31,35	0	"		"	"	S.E.C

Même procédé de calcul, on détermine d'abord $\sigma_{1,2}^- = \frac{N^-}{b h t} [1 \pm \frac{6 e_0}{h t}]$. ensuite $\bar{\sigma}_m = (\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2) / 2$; $F = \bar{\sigma}_m \cdot b \cdot l_t$ avec l_t : zone tendue.

$l_t = h_t$ si la section est entièrement tendue. (1^o Cas).

$l_t = \sigma_1 h_t / (\sigma_1 + \sigma_2)$ (2^o Cas).

$A = F / \bar{\sigma}_a$ $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ σ_2  σ_1 

$\bar{w} = A' / b l_t$ (1^o Cas) (2^o Cas)

pour la compression on calcul

$\sigma_{1,2}^+ = \frac{N^+}{b h t} [1 \pm \frac{6 e_0}{h t}]$; $\bar{\sigma}_m^+ = (\bar{\sigma}_1^+ + \bar{\sigma}_2^+) / 2$; $\sigma^+ = \bar{\sigma}_m^+ - \bar{\sigma}'_{1,2}$

Ferraillage des voiles à 2 files d'ouvertures :

Même procédé de calcul que celui des voiles à une file d'ouvertures.

		$R_t(m)$	$e_1(m)$	$H(t)$	$M(t.m)$	$N(t)$ max et min	$e_0(m)$	δ	$b(m)$	$\bar{\sigma}_{bt} \text{ Kg/cm}^2$	$\bar{\sigma}_{bd} \text{ Kg/cm}^2$	Nature
VL5	1	2,55	0,425	23,31	58,75	523,02	0,112	0,33	0,20	75,6	94,5	S.E.C
						-442,67	0,133	"		"	"	S.E.T
	2	0,15	0,025	0	0,01	44,52	0	0,30	"	68,7	85,9	S.E.C
						21,01	0	"		"	"	S.E.C
	3	2,40	0,400	19,46	49,04	582,54	0,084	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
						-442,92	0,112	0,33		75,6	94,5	S.E.T
VL6	1	2,70	0,450	25,24	63,61	664,53	0,096	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
						-504,09	0,126	0,33		75,6	94,5	S.E.T
	2	0,23	0,042	0	0,05	45,99	0,001	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
						16,68	0,002	0,31		71,0	88,8	S.E.C
	3	2,55	0,425	21,24	53,52	648,41	0,083	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
						-495,55	0,108	0,33		75,6	94,5	S.E.T
VL7	1	0,10	0,017	0	0	51,466	0	0,30	"	68,7	85,9	S.E.C
						-47,437	0	"		"	85,9	S.E.T
	2	2,65	0,442	12,40	34,38	167,92	0,205	0,35	"	80,2	100,2	S.E.C
						89,90	0,322	0,39		89,3	111,7	S.E.C
	3	4,32	0,720	53,78	149,07	703,11	0,211	0,33	"	75,6	94,5	S.E.C
						-332,08	0,449	0,36		82,5	103,1	S.E.T

	VL5A	VL52	VL53	VL6A	VL62	VL63	VL7A	VL72	VL73
$\bar{\sigma}_1 \text{ Kg/cm}^2$	113,96	0	118,21	26,14	0	121,86	237,19	0	62,40
$\bar{\sigma}_2 \text{ "}$	59,63	0	66,44	67,21	0	72,47	"	0	14,47
$\bar{\sigma}_m \text{ "}$	86,80	"	92,33	46,68	"	97,17	"	"	38,44
$l_t \text{ cm}$	R_t	"	R_t	R_t	"	R_t	R_t	"	R_t
$F^- \text{ Kg}$	442655	"	443160	252045	"	495542	47437	"	332078
$A^- \text{ cm}^2$	105,39	"	105,51	60,01	"	117,99	11,29	"	79,07
ω^-	0,021	"	0,022	0,011	"	0,023	0,056	"	0,009
$\sigma_1^+ \text{ Kg/cm}^2$	123,58	148,40	146,85	149,31	54,13	151,97	257,33	46,39	105,98
$\sigma_2^+ \text{ "}$	75,52	"	95,88	96,81	89,77	102,31	"	16,98	57,94
$\sigma_m^+ \text{ "}$	102,55	"	121,37	123,06	91,98	127,14	"	21,69	81,96
$\sigma^+ \text{ "}$	8,05	62,50	23,77	31,46	0,38	35,54	171,43	<0	<0
$F^+ \text{ Kg}$	41055	18750	142872	163834	190	181254	34286	0	0
$A^+ \text{ cm}^2$	9,78	4,46	34,02	49,45	0,045	43,16	8,16	0	0
ω^+	0,002	0,015	0,007	0,007	0,105	0,008	0,041	0	0
$\omega \text{ adopte}$	0,021	0,015	0,022	0,011	0,005	0,023	0,056	0,005	0,005

	Vl51	Vl52	Vl53	Vl61	Vl62	Vl63	Vl71	Vl72	Vl73
$A_v (cm^2)$	29,66/ml/f	4,46 cm ²	27,98/ml/f	11,11/ml/f	5,00/ml/f	23,14/ml/f	11,29/ml/f	5,00/ml/f	5,00/ml/f
A_v adopté	7T20	4T12	7T20	6T16	4T12	8T20	4T20	5T12	5T12
$A_H (cm^2)$	13,77/ml/f	x	14,65/ml/f	7,41/ml/f	x	15,43/ml/f	x	9,32/ml/f	9,32/ml/f
A_H adopté	7T14	x	8T16	5T14	x	8T16	x	5T10	5T10
$\tau = 1,5H/b.z$	8,325	0	7,41	8,48	0	7,59	0	4,25	11,05
$3/4 \bar{\sigma}_{b.z}$	70,88	x	68,7	68,7	x	68,7	x	75,15	70,88
Nb d'épingles/m ²	4φ6	x	4φ6	4φ6	x	4φ6	x	4φ6	4φ6
Potelets	4T20	4T12	4T20	4T16	4T12	4T20	4T20	4T12	4T12
Nb de cadres/potelet.	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10
espacement des cadres	t=14cm	t=14	14	14	14	14	14	14	14

Ferraillage des voiles à 3 et 4 files d'ouvertures :

Même procédé de calcul que celui précédent.

	$h_z (m)$	$e_1 (m)$	H (t)	M (t.m)	N (t)	$e_0 (m)$	δ	b (m)	$\bar{\sigma}'_{b.z} (Kg/cm^2)$	$\bar{\sigma}''_{b.z} (Kg/cm^2)$	Nature	
Vt5	1	2,37	0,395	6,57	16,55	577,90	0,029	0,31	0,20	71,0	88,8	S.E.C
										-359,86	9,043	"
	2	4,18	0,697	35,99	90,71	215,17	0,422	0,36	"	82,5	103,1	S.E.C
										159,55	0,402	0,39
	3	4,12	0,687	36,53	92,05	389,95	0,236	0,33	"	75,6	94,5	S.E.C
										-78,18	1,177	0,47
	4	4,75	0,792	52,82	133,11	842,71	0,158	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
										-482,42	0,276	0,33
Vt6	1	5,365	0,894	71,43	2160,2	729,42	0,296	"	"	"	"	S.E.C
										-372,60	0,580	0,36
	2	0,60	0,100	0,11	0,34	158,63	0,002	0,30	"	68,7	85,9	S.E.C
										-4850	0,007	0,31
	3	2,35	0,392	5,99	18,13	372,79	0,048	"	"	"	"	S.E.C
										-119,97	0,151	0,34
	4	0,56	0,093	0,08	0,25	341,42	0,001	0,30	"	68,7	85,9	S.E.C
										-18920	0,001	"
	5	3,33	0,555	17,07	51,61	581,75	0,089	0,32	"	73,3	91,6	S.E.C
										-34751	0,149	0,33

	Vt51	Vt52	Vt53	Vt54	Vt61	Vt62	Vt63	Vt64	Vt65
σ_1^- Kg/cm ²	8910	0	25,75	68,48	57,25	43,25	35,37	171,32	69,19
σ_2^- "	71,60	0	-6,78	33,08	12,20	35,59	15,69	166,54	38,17
σ_m^- "	8935	"	12,88	59,78	34,73	39,42	25,53	168,93	52,18
lt cm	ht	"	326	ht	ht	ht	ht	ht	ht
F ⁻ Kg	380859	"	83945	482410	372600	47304	119991	189201,6	377519
A ⁻ cm ²	99,68	"	19,99	114,86	88,71	11,26	28,57	45,05	82,74
ω^-	0,019	"	0,003	0,012	0,008	0,009	0,006	0,040	0,012
σ_1^+ Kg/cm ²	139,87	41,33	63,59	106,41	90,48	132,46	90,23	307,23	101,36
σ_2^+ "	112,97	10,15	31,06	71,00	45,48	129,55	70,53	302,45	73,34
σ_m^+ "	121,92	25,74	47,33	88,71	67,93	131,01	89,38	304,84	87,35
σ^+ "	33,12	<0	<0	<0	<0	45,11	<0	218,94	<0
F ⁺ Kg	156389	0	0	0	0	54132	0	245213	0
A ⁺ cm ²	37,38	0	0	0	0	12,89	0	58,38	0
ω^+	0,008	0	0	0	0	0,011	0	0,052	0
ω_{adopte}	0,019	0,005	0,005	0,012	0,008	0,011	0,006	0,052	0,012
A _v cm ² /ml/face	19,13	5,00	5,00	12,09	8,27	10,74	6,07	52,13	12,42
A _{v adopte} /ml/face	7T20	5T12	5T12	6T16	6T14	7T14	6T12	10T20/54/5	7T16
A _H cm ² /ml/face	12,75	3,33	3,33	8,06	5,51	7,16	4,05	34,75	8,28
A _{H adopte} /ml/face	7T16	5T10	5T10	6T14	5T12	7T12	6T10	7T20/ml/5	6T14
$\tau = 1,5H/b \cdot z$	2,53	7,65	7,89	9,84	11,74	9,20	2,33	0,17	4,60
$3/4 \sigma'_{bII}$ Kg/cm ²	66,6	77,33	70,88	63,7	79,88	64,43	66,6	64,43	68,7
Nb d'épingle/m ²	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6	4φ6
Potelets	4T20	4T12	4T12	4T16	4T14	4T14	4T12	8T20	4T16
Nb de cadres/potelet	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10	20φ10
espacement t (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14	14

Tous ces calculs de ferrailage des voiles sont fait pour le niveau I. Les niveaux II et III seront moins sollicités, d'où on peut refaire le même calcul pour les niveaux II et III avec leurs données respectives. Pour faciliter le calcul on adoptera le même ferrailage pour les 3 niveaux (I, II, III).

CHAINAGE

Disposition constructives minimales D.T.U. 23.1

Parmi les armatures minimales de construction que définit le D.T.U. 23.1, afin de répondre aux diverses sollicitations provoquées par les phénomènes de retrait, les phénomènes thermiques et climatiques... Habituellement négligés, il y a lieu de prévoir :

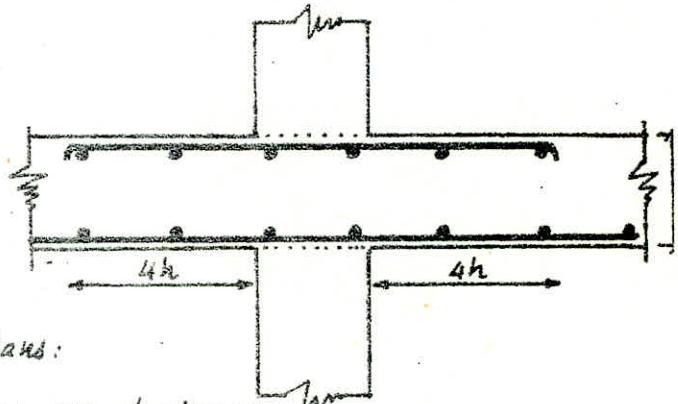
1/ Chainage de planchers

Un chainage de planchers doit être établi dans les cas suivants :

- Au croisement de chaque mur avec un plancher.
- En ceinturage de façades lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façades maçonnées.

Ce chainage de plancher est constitué par des aciers qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que ceux qui se trouvent dans une bande

de plancher inférieur à 4 fois, l'épaisseur du plancher et ce, de part et d'autre de mur (ou façade) dans les cas suivants :



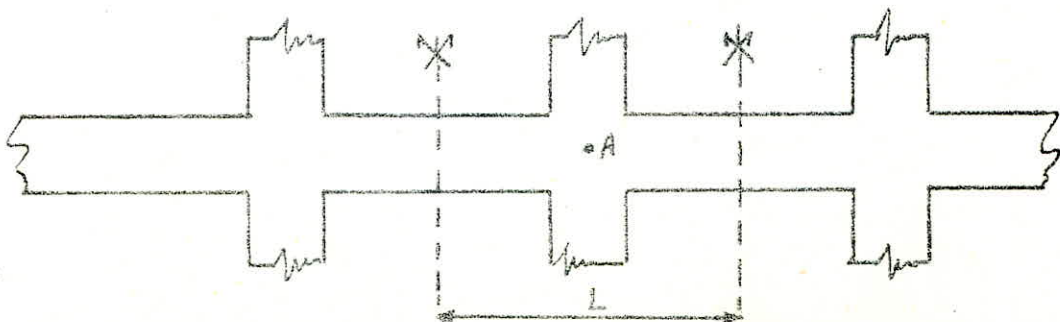
La section d'aciers de chaînage est fixée à $1,5 \text{ cm}^2$ au minimum dans :

- Un chaînage entre un plancher et un mur de pignon.
- Un chaînage entre un plancher et un mur contre-terre.
- Un chaînage entre un plancher et un mur-façade façonné
- Un chaînage entre un plancher et une façade coulée sur place.

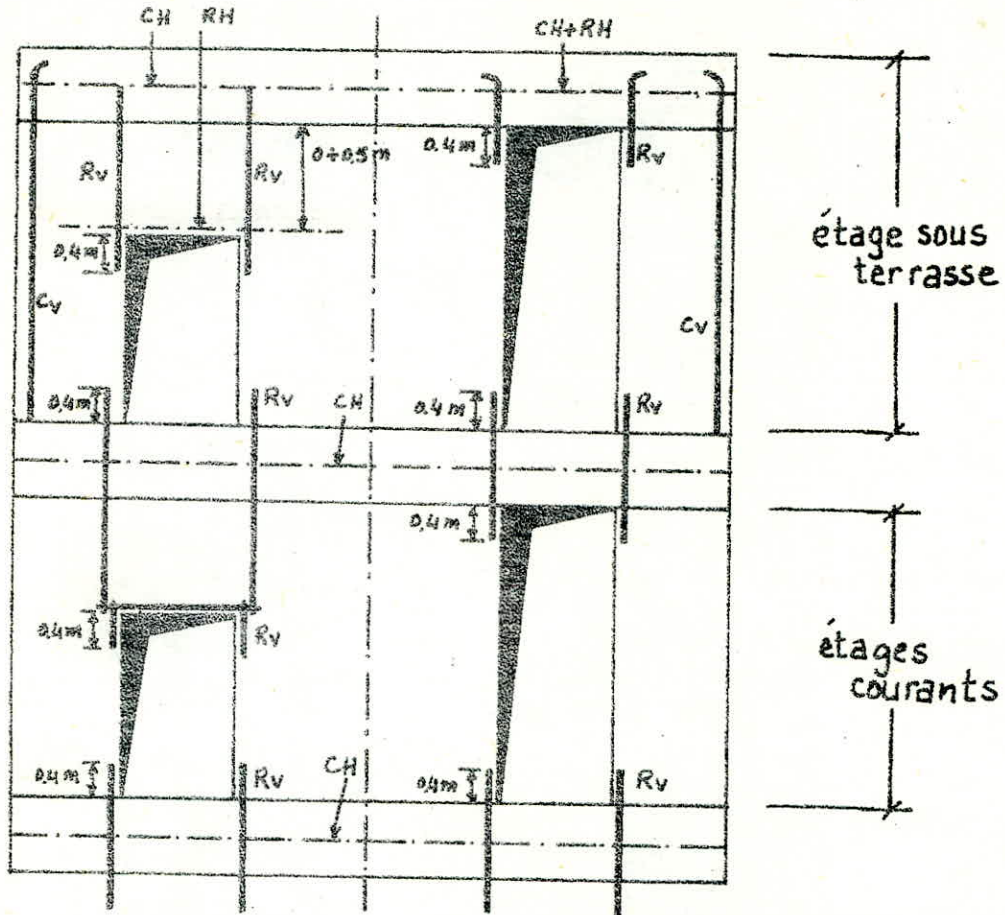
Dans les autres cas $A \geq 0,28L$ avec :

L : largeur exprimée en [m].

A : section de chaînage [cm^2].



2/ Armatures des murs intérieurs:



Rv: renforcement vertical au voisinage des angles de bases $\geq 0,85 \text{ cm}^2$

RH: renforcement horizontal sous terrasse $\geq 1,5 \text{ cm}^2$

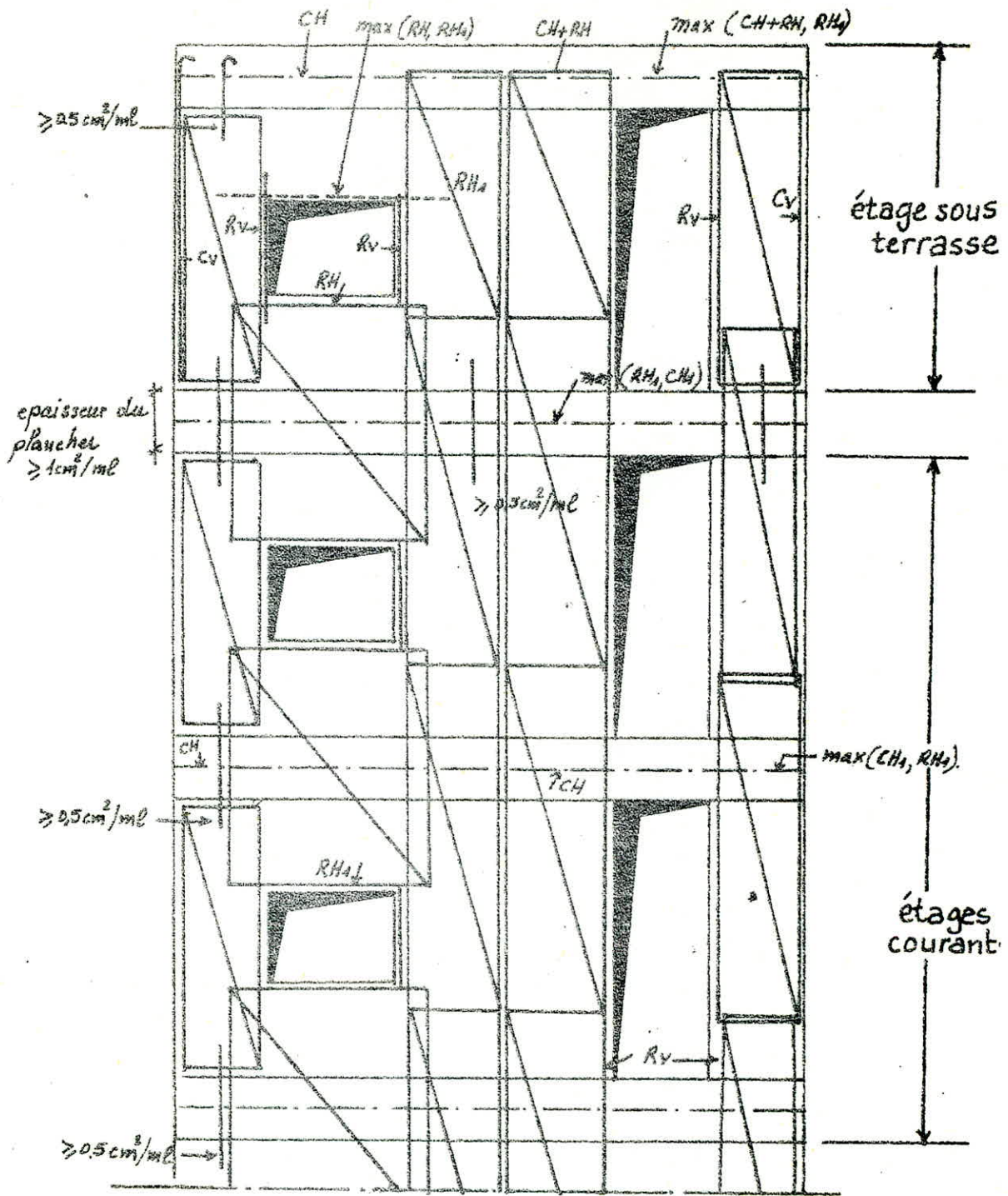
CH: chaînage horizontal du plancher $\geq 1,5 \text{ cm}^2$

Cv: chaînage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$

3/ Armatures des murs extérieurs:

Ces murs doivent avoir une épaisseur minimale de 15 cm pour participer efficacement à la protection contre la pénétration de l'eau dans les bâtiments.

Ces murs doivent comporter une armature constituée par des aciers de peau enrobés d'environ 3 cm vis à vis de l'extérieur. Les distances entre axes des aciers doivent être inférieures à 25 cm horizontalement et verticalement.



- Cv: chaînage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$
- CH: chaînage Horizontal de plancher.
- Rv: Renforcement vertical au voisinage des angles de baies $\geq 0,85 \text{ cm}^2$.
- RH: Renforcement horizontal sous terrasse. $\geq 2,35 \text{ cm}^2$.
- RH₁: Renforcement horizontal au voisinage des angles de baies $\geq 1 \text{ cm}^2$.

On prévoit aussi des renforts verticaux, d'extrémité des murs pour justifier l'accrochage des façades préfabriquées en fonction des forces horizontales qui les sollicitent.

VOILE PERIPHERIQUE

Introduction :

Le bloc que constitue le bâtiment étudié doit être ceinturé par une voile périphérique vu que le bâtiment est encastré sur une fondation à une profondeur de (- 2,85 m) qui représente un sous-sol accessible pour stockage non important et entretien de l'arsenseur. Ce voile périphérique supportera les forces exercées par la poussée de terre et apporte une grande rigidité à la partie encastrée dans la terre. en plus il transmet les forces excédentaires aux sections avoisinantes (du béton).

Conformément aux règlements du C.T.C, ce voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Hauteur \geq max (10% de la hauteur du bâtiment ; 0,80 m)
- épaisseur $>$ 0,15 m (épaisseur minimale de C.T.C pour les Voiles de contreventement)

Dans notre cas : hauteur = 2,85 m (sous-sol accessible)
épaisseur = 20 cm (suffisante).

Ferraillage :

- Armatures horizontales filantes supérieures et inférieures de section supérieure ou égale à 0,20% de la section transversale du béton, avec un recouvrement $\geq 50\phi$ équerre de renforcement dans les angles.

Calcul :

$$A \geq \frac{0,20}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 4,00 \text{ cm}^2 \text{ par ml de longueur.}$$

on se fixe : 5T12 (5,65 cm²) par face et par ml de longueur.

Armatures longitudinales de peau $\geq 2 \text{ cm}^2$ / face / ml de hauteur.

on se fixe 5T8 (2,51 cm²) / face / ml de hauteur.

CALCUL DES DEFORMATIONS

Introduction

La méthode utilisée pour le calcul est celle de "M^r Albert Fuentes" intitulé "Calcul pratique des ossatures en Béton armé"

Exposé de la méthode

C'est celle du moment des aires.

Soit un voile soumis à une série de forces horizontales (R_1, R_2, \dots, R_z) dont le diagramme des moments est donné ci-après.

Flèche

soit (f_1, \dots, f_z) les flèches correspondantes respectivement au niveau $(1, 2, \dots, z)$

$$f_{jz} = \sum_{i=1}^n S_i \cdot d_i / EI_j \quad \left\{ \begin{array}{l} n = (9, 17, 24, 30, 35 \\ \quad 33, 42, 44, 45) \\ z = (1 \text{ --- } 3) \end{array} \right.$$

EI_j = rigidité du voile (j) considéré

d_i = distance entre le centre de gravité de la portion de surface S_i et le niveau considéré.

I_j = moment d'inertie du voile (j) considéré

Déplacement

sont donnés par la formule $\delta_{jz} = (f_{jz} - f_{jz-1}) / l$

et δ_{jz} doit vérifier $\delta_{jz} \leq \bar{\Delta} = 1,3 \cdot h / 1000$

dans notre cas

$$\delta_{jz} \leq 1,3 \cdot 2,8 / 1000 = 3,64 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

δ_{jz} = déplacement relatif calculé à partir des forces de calcul dans l'hypothèse d'un comportement linéaire.

l = hauteur d'étage = 2,80 m (dans notre cas)

$$E = 21.000 (\sqrt{f_{28}})^{1/2} = 21.000 (270)^{1/2} = 345065 \text{ bars} = 3482450 \text{ t/m}^2$$

$l = h = 2,80 \text{ m}$

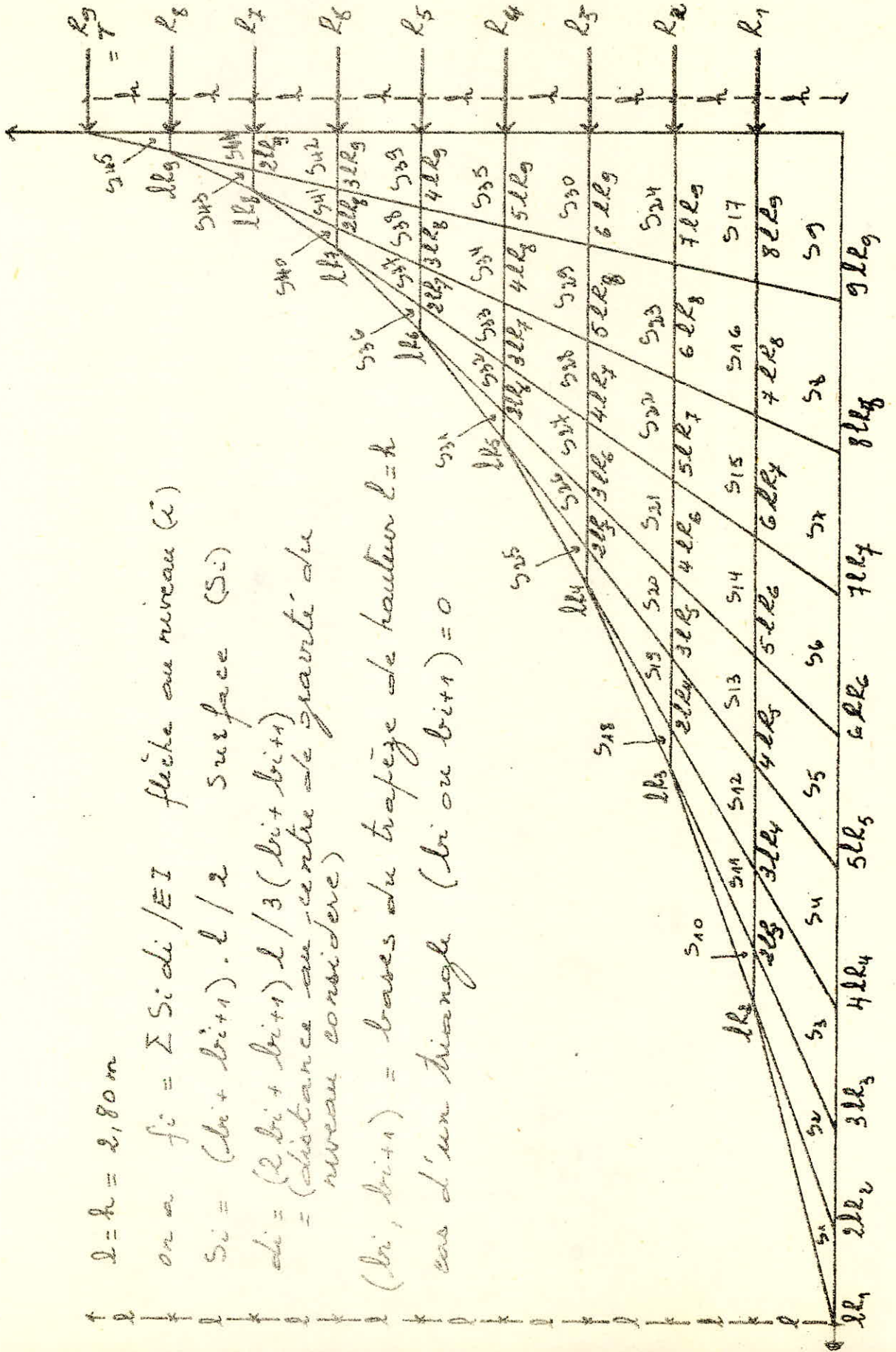
on a $f_i = \sum S_i d_i / EI$ flèche au niveau (i)

$S_i = (b_i + b_{i+1}) \cdot l / 2$ surface (S_i)

$d_i = (2b_i + b_{i+1}) l / 3$ ($b_i + b_{i+1}$)

= (distance au centre de gravité du niveau considéré)

(b_i, b_{i+1}) = bases du trapèze de hauteur $l = h$
 cas d'un triangle (b_i ou $b_{i+1}) = 0$



Le calcul au sisme nous a donné les résultats suivant voir page (69)

avec $j = 1 - 17 = \text{nbre de voiles}$

Voiles	$F_j (t)$	$I_j (m^4)$	F_j / I_j
V_{t1a}	$5 \cdot 10^{-4}$	0,433	$0,115 \cdot 10^{-2}$
V_{t1b}	$22 \cdot 10^{-4}$	2,097	$0,105 \cdot 10^{-2}$
V_{t2a}	$44 \cdot 10^{-4}$	1,391	$0,316 \cdot 10^{-2}$
V_{t2b}	$129 \cdot 10^{-4}$	4,133	$0,312 \cdot 10^{-2}$
V_{t3}	$2546 \cdot 10^{-4}$	48,72	$0,522 \cdot 10^{-2}$
V_{t4}	$7 \cdot 10^{-4}$	0,116	$0,603 \cdot 10^{-2}$
V_{t5}	$4178 \cdot 10^{-4}$	59,723	$0,7 \cdot 10^{-2}$
V_{t6}	$2999 \cdot 10^{-4}$	32,942	$0,91 \cdot 10^{-2}$
V_{t7}	$68 \cdot 10^{-4}$	0,607	$1,12 \cdot 10^{-2}$
V_{e1}	$515 \cdot 10^{-4}$	1,629	$3,161 \cdot 10^{-2}$
V_{e2}	$1702 \cdot 10^{-4}$	5,682	$2,995 \cdot 10^{-2}$
V_{e3}	$128 \cdot 10^{-4}$	0,45	$2,844 \cdot 10^{-2}$
V_{e4}	$2320 \cdot 10^{-4}$	8,287	$2,799 \cdot 10^{-2}$
V_{e5}	$1355 \cdot 10^{-4}$	4,91	$2,759 \cdot 10^{-2}$
V_{e6}	$1472 \cdot 10^{-4}$	5,535	$2,659 \cdot 10^{-2}$
V_{e7}	$2096 \cdot 10^{-4}$	7,95	$2,636 \cdot 10^{-2}$
V_{e8}	$414 \cdot 10^{-4}$	1,694	$2,444 \cdot 10^{-2}$

Efforts dus au sisme pour chaque étage

Niveau k	$H_k = \sigma_H \cdot W (t)$
$T = 9^e$	65,99
8^e	55,33
7^e	48,72
6^e	41,59
5^e	34,86
4^e	27,52
3^e	20,84
2^e	13,76
1^e	7,12
R.D.L	0,00

$k = 1 - 9 = \text{nbre d'étage à considérer pour le calcul des } R_k$

Remarque

Le calcul des Réactions pour un voile j est le suivant

$$R_{k(1-9)} = F_j \cdot H_{k(1-9)}$$

F_j : ce sont les efforts qui sont multipliés successivement chacun par les neuf valeurs H_k pour obtenir les efforts dus au sisme à chaque niveau et pour chaque voile.

A partir du graphe, des formules de S_i et d_i nous obtenons.

i	$S_i \times 2/d$	$d_i \times 3/d$	$\sum S_i d_i \times 6/d^2$
1	R_1	2	$2R_1$
2	$3R_2$	$5/3$	$5R_2$
3	$5R_3$	$8/5$	$8R_3$
4	$7R_4$	$11/7$	$11R_4$
5	$9R_5$	$14/9$	$14R_5$
6	$11R_6$	$17/11$	$17R_6$
7	$13R_7$	$20/13$	$20R_7$
8	$15R_8$	$23/15$	$23R_8$
9	$17R_9$	$26/17$	$26R_9$
10	R_2	2	$2R_2$
11	$3R_3$	$5/3$	$5R_3$
12	$5R_4$	$8/5$	$8R_4$
13	$7R_5$	$11/7$	$11R_5$
14	$9R_6$	$14/9$	$14R_6$
15	$11R_7$	$17/11$	$17R_7$
16	$13R_8$	$20/13$	$20R_8$
17	$15R_9$	$23/15$	$23R_9$
18	R_3	2	$2R_3$
19	$3R_4$	$5/3$	$5R_4$
20	$5R_5$	$8/5$	$8R_5$
21	$7R_6$	$11/7$	$11R_6$
22	$9R_7$	$14/9$	$14R_7$
23	$11R_8$	$17/11$	$17R_8$
24	$13R_9$	$20/13$	$20R_9$
25	R_4	2	$2R_4$
26	$3R_5$	$5/3$	$5R_5$
27	$5R_6$	$8/5$	$8R_6$
28	$7R_7$	$11/7$	$11R_7$
29	$9R_8$	$14/9$	$14R_8$
30	$11R_9$	$17/11$	$17R_9$
31	R_5	2	$2R_5$
32	$3R_6$	$5/3$	$5R_6$
33	$5R_7$	$8/5$	$8R_7$
34	$7R_8$	$11/7$	$11R_8$
35	$9R_9$	$14/9$	$14R_9$
36	R_6	2	$2R_6$
37	$3R_7$	$5/3$	$5R_7$
38	$5R_8$	$8/5$	$8R_8$
39	$7R_9$	$11/7$	$11R_9$
40	R_7	2	$2R_7$

44	$3R_9$	$5/3$	$5R_9$
45	R_9	2	$2R_9$

41	$3R_8$	$5/3$	$5R_8$
42	$5R_9$	$8/5$	$8R_9$
43	R_8	2	$2R_8$

soit $j =$ indice des voiles = (1 \rightarrow 17)

$k =$ indice d'étage = (1 \rightarrow 9)

$z =$ indice de la flèche correspondante
à un type de voile j (= 1 \rightarrow 9)

on peut tirer la conclusion suivante =

$$f_{jz} = \sum_{i=1}^n S_i d_i / EI_j = \sum_{k=1}^9 A_{kz} R_k / EI_j$$

avec $z = (1 \rightarrow 9)$ et $n = (9, 17, 24, 30, 35, 39, 42, 44, 45)$

$$f_{jz}(1-9) = (F_j / EI_j) \sum_{k=1}^9 A_{kz} H_k$$

Détermination des coefficients A_k relatif
à chaque flèche et qui sont invariables
suivant le type de voiles, ainsi que H_k

donc on pose

$$K_j = \sum_{k=1}^9 A_{kj} H_k \quad j = (1-9)$$

k	1	2	3	4	5	6	7	8	9
j	$A_1 \times$ $6/l^3$	$A_2 \times$ $6/l^3$	$A_3 \times$ $6/l^3$	$A_4 \times$ $6/l^3$	$A_5 \times$ $6/l^3$	$A_6 \times$ $6/l^3$	$A_7 \times$ $6/l^3$	$A_8 \times$ $6/l^3$	$A_9 \times$ $6/l^3$
1	2	5	8	11	14	17	20	23	26
2	2	7	13	19	25	31	37	43	49
3	2	7	15	24	33	44	51	60	69
4	2	7	15	26	38	52	62	74	86
5	2	7	15	26	40	57	70	85	100
6	2	7	15	26	40	59	75	93	111
7	2	7	15	26	40	59	77	98	119
8	2	7	15	26	40	59	77	100	124
9	2	7	15	26	40	59	77	100	126

A_{kj} est une matrice carrée (k, j) avec $k=j$
 H_k est vecteur-colonne
 $\sum A_{kj} H_k$ est le produit d'une matr. par 1 vect.

Ces coefficient ont été obtenus à partir du Tableau

posons $F_j/EI_j = \delta_j \rightarrow \delta_j \cdot E = F_j/I_j$ tableau page

donc
$$f_j(z=1-g) = \left(\sum_{i=1}^n S_i \cdot d_i \right) / EI_j = \delta_j \cdot K_{z=1-g}$$

$n = 9, 17, 24, 30, 35, 39, 42, 44, 45$)

Determination de $K_{z=(1-g)}$ valable pour tout les voil

$K_1 = (l^3/6) [2 \cdot 7,12 + 5 \cdot 13,76 + 8 \cdot 20,84 + 11 \cdot 27,52 + 14 \cdot 34,86 + 17 \cdot 41,59 + 20 \cdot 48,72 + 23 \cdot 55,33 + 26 \cdot 65,99] = 951,71333 l^3$

$K_1 = 951,71333 l^3 \quad K_2 = 1746,7483 l^3 \quad K_3 = 2403,635 l^3$

$K_4 = 2902,7067 \text{ " } \quad K_5 = 3269,3600 \text{ " } \quad K_6 = 3518,5783 \text{ "}$

$K_7 = 3668,9133 \text{ " } \quad K_8 = 3742,3483 \text{ " } \quad K_9 = 3764,345 \text{ "}$

on trouve
$$\max (K_z - K_{z-1}) = K_2 - K_1 = 795,035 l^3 \quad \textcircled{1}$$

$$\delta_z = (f_z - f_{z-1})/l \leq \bar{\Delta} \rightarrow \delta_{jz} = (f_{jz} - f_{jz-1})/l \leq \bar{\Delta}$$

$$\Rightarrow \delta_{jz} = (\delta_j \cdot K_z - \delta_j \cdot K_{z-1})/l = (\delta_j/l) [K_z - K_{z-1}] \leq \bar{\Delta} \quad \textcircled{2}$$

avec $z =$ indice des étages relative aux flèches
 $j =$ indice des voiles.

on a $\max \delta_j = 3,161 \cdot 10^{-3} / E$ avec $E = 3482450 \text{ t/m}^2$

$$\Rightarrow \max \delta_j = 9,076694 \cdot 10^{-9} \quad \textcircled{3} \quad \{ \textcircled{1}, \textcircled{2} \text{ et } \textcircled{3} \} \rightarrow$$

$$\max \delta_{jz} = \frac{l^3}{l} \cdot 795,035 \cdot 9,076694 \cdot 10^{-9}$$

$$= 2,8^2 \cdot 795,035 \cdot 9,076694 \cdot 10^{-9}$$

$$\max \delta_{jz} = 5,65 \cdot 10^{-5} \text{ m} \leq \bar{\Delta} = 3,64 \cdot 10^{-3}$$

ainsi on veut de vérifier la condition de déplacement pour chaque voile et chaque niveau.

avec $z = 1 \text{ --- } 9$

$j = 1 \text{ --- } 17$

$$\max f_{jz} = \max \delta_j \cdot \max K_z = 9,076694 \cdot 10^{-9} \cdot 3764,345 l^3$$

$$= 0,75 \cdot 10^{-4} \text{ cm} = 0,075 \text{ cm}$$

CALCUL DU RADIER

Introduction :

on considère la charge du bâtiment, sous :

a) $Q_1 = G + 1,2P = 4242,13 \text{ t}$ voir page (113)

b) $Q_2 = G + P + V = 4432,47 \text{ t}$ " " (114)

* Détermination de la surface nécessaire du radier

$$S_n \geq Q_1 / \sigma_s = 4242,13 \text{ t} / 25,3 \text{ t/m}^2 = 167,67 \text{ m}^2$$

$$< S_{\text{bat}} = 269,01 \text{ m}^2 \text{ voir page 112}$$

notre surface est suffisante, néanmoins on effectuera un débordement de 0,5 m le long du contour ce qui nous donnera une surface :

$$S_{\text{ress}} = 303,10 \text{ m}^2$$

* Pression sous le radier

du pied du radier et on ne tient pas compte Normal $Q_1 = 4242,13 \text{ t}$ l'effort

$$P = Q_1 / S_{\text{ress}} = 4242,13 / 303,1 = 1,4 \text{ kg/cm}^2 = 14 \text{ t/m}^2$$

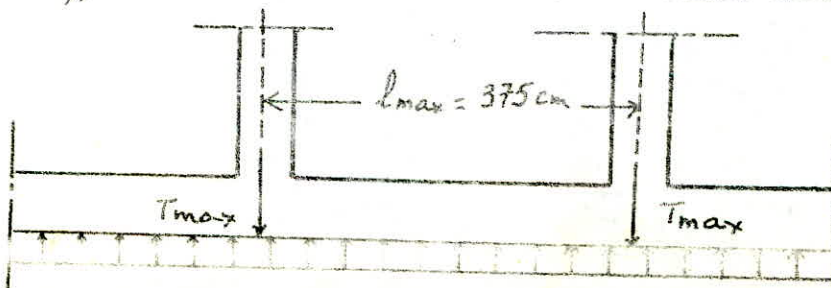
* Predimensionnement du radier :

Etant donné qu'il est ^{peu} commode de mettre des étriers dans une dalle on déterminera donc dans un radier l'épaisseur de celui-ci en fonction de la contrainte de cisaillement.

$$\tau_b = T / b \cdot z = T / b \cdot (7/8) h \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \Rightarrow$$

$$h \geq 8T / 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot 7 \cdot b$$

$T =$ effort tranchant maximum développé entre 2 voiles // successives distantes de l_{max}



$$h \geq 8T / 1,15 \cdot f_c \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b = 8q \cdot l_{max} / 1,15 \cdot 14 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b$$

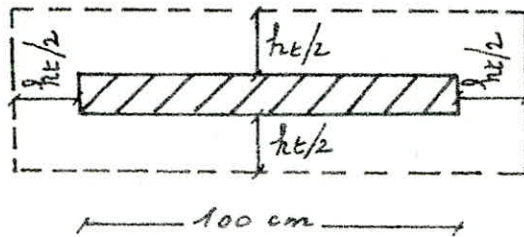
$$= 8 \cdot 1,4 \cdot 100 \cdot 375 / 1,15 \cdot 14 \cdot 100 \cdot 5,9 = 44,215 \text{ cm}$$

on prend $h = 45 \text{ cm}$, $h_t = h + d = 45 + 5 = 50 \text{ cm}$

Verification au poinçonnement

Elle se fera pour le voile le plus chargé qui est V_{t2b} avec $N = 37,32 \text{ (t/ml)}$ (voir page 113)

$$1,40 \cdot N / p_c \cdot h_t \leq \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot \bar{\sigma}_b$$



$p_c =$ perimetre du contour cisaille sur le plan moyen de la dalle

$$= 2[(b + h_t) + (a + h_t)] = 2[(100 + 50) + (15 + 50)] = 430 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot 37,32 \cdot 10^3 / 430 \cdot 50 = 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,5 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2 > 2,6 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de non poinçonnement est vérifiée

Verification de la contrainte sur le sol.

On tient compte du poids du radier

$$N = 2,5 \cdot 0,5 \cdot 303,1 + 4242,13 = 4621 \text{ t}$$

$$\sigma_A = N/S = 4621 / 303,1 = 1,52 \text{ kg/cm}^2 < 2,53 \text{ kg/cm}^2$$

Stabilité du 2^e genre.

$$N_2 = G + P + S_v = 4432,47 \text{ t (voir page 114)}$$

Contrainte a verifier

$$\sigma_{1,2} = N_2 / S \pm M \cdot v / I_{x,y} \leq 1,33 \cdot \bar{\sigma}_A$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2) / 4 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_A, \quad \sigma_1 < 1,5 \bar{\sigma}_A$$

$\sigma_2 > 0$ afin d'éviter des efforts de traction sous la fondation ce qui est incompatible avec le comportement d'un sol

Sens transversal

$$I_x = 6268,83 \text{ m}^4 \quad v_x = 20,47/2 = 10,235 \text{ m} \quad M = 6508,32 \text{ tm}$$

$$\sigma_{1,2} = 4432,47/303,1 \pm 6508,32 \cdot 10,235/6268,83$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 25,24 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 3,997 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 25,24 \text{ t/m}^2 = \sigma_1$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 19,932 \text{ t/m}^2 = 1,9932 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \leq 1,33 \bar{\sigma}_a = 3,325 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2,524 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_a = 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 > 0$$

$$q_{1T} = \sigma_{1T} - q_n = 25,24 - 0,5 \cdot 2,5 = 23,99 \text{ t/m}^2$$

Sens longitudinal

$$\sigma_{1,2} = 4432,47/303,1 \pm [6508,32/7924,3] \cdot 9,4725$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 22,4 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 = 6,84 \text{ t/m}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 22,4 \text{ t/m}^2 = \sigma_1$$

$$\sigma_m = (3\sigma_1 + \sigma_2)/4 = 18,51 \text{ t/m}^2 = 1,851 \text{ kg/cm}^2 < 3,325 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 2,24 \text{ kg/cm}^2 < 3,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 > 0$$

$$q_{1L} = \sigma_{1L} - q_n = 22,4 - 0,5 \cdot 1,25 = 21,15 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow q(SP_2) = \max(q_{1T}, q_{1L}) = 23,99 \text{ t/m}^2$$

Pour la sollicitation du 1^{er} genre $N_1 = G_1 + 1,2P = 4242,13 \text{ t}$

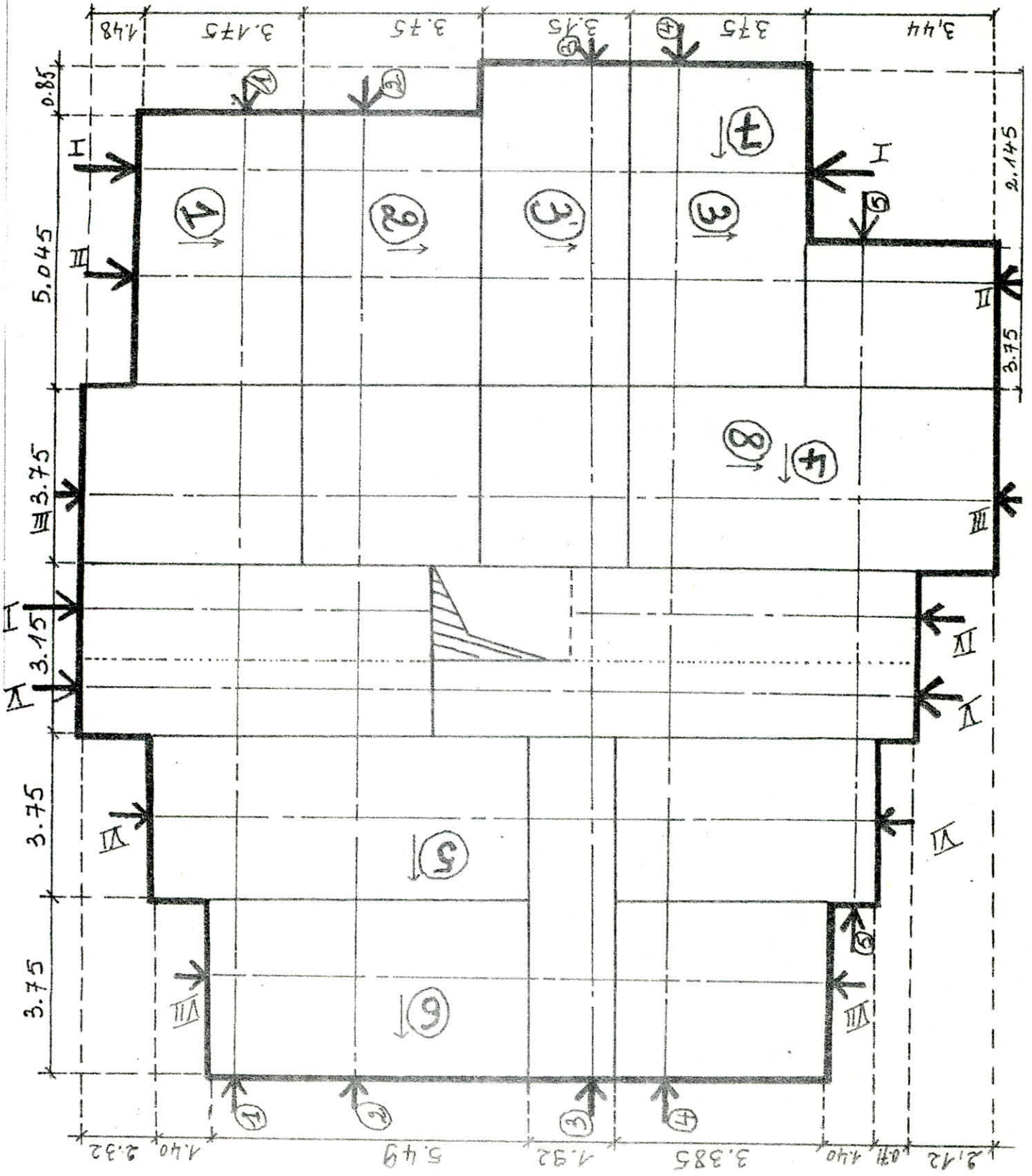
$$q(SP_1) = \max(q_{1T}, q_{1L}) = 23,36 \text{ t/m}^2$$

$$q(SP_2)/q(SP_1) = 23,99 \text{ t/m}^2 / 23,35 \text{ t/m}^2 = 1,027$$

$$\bar{\sigma}_a / \bar{\sigma}_a = 4200 / 2800 = 1,5 > 1,027$$

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

$$q = 23,36 \text{ t/m}^2 = 2,336 \text{ kg/cm}^2$$



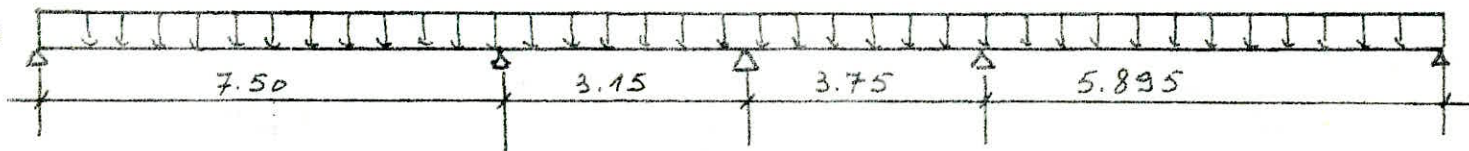
coupe 1-1



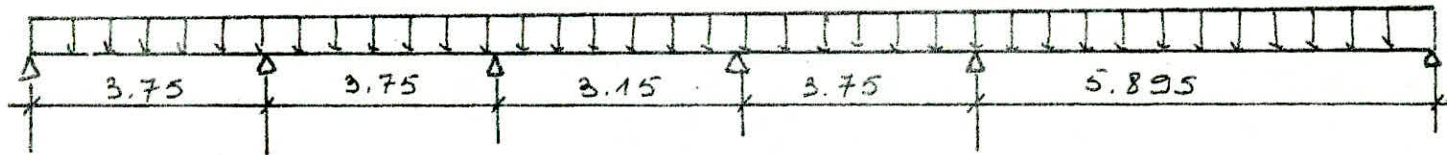
coupe 2-2



coupe 3-3



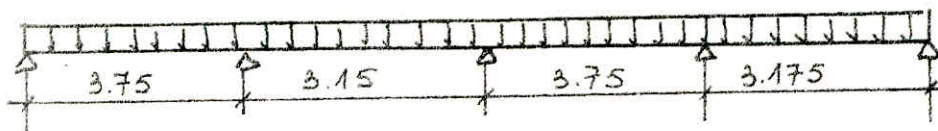
coupe 4-4



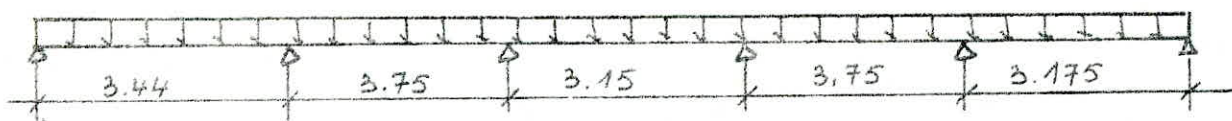
coupe 5-5



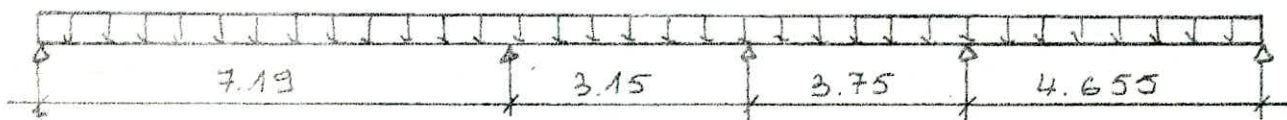
Coupe I-I



Coupe II-II



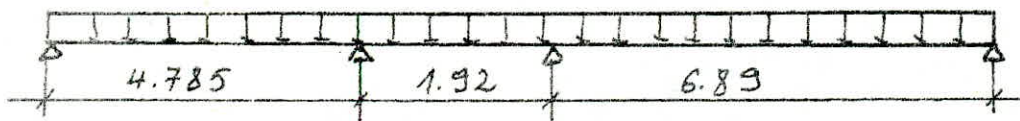
Coupe III-III



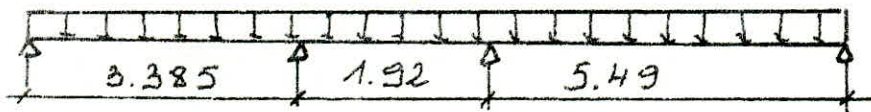
Coupe IV-IV



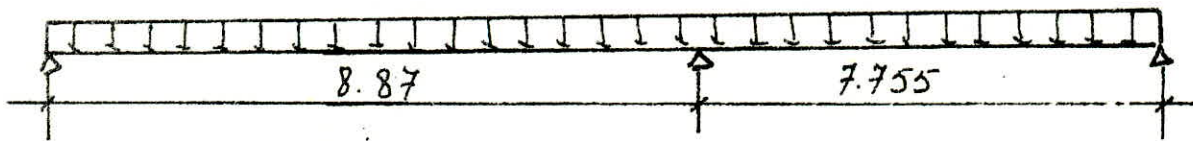
Coupe VI-VI



Coupe VII-VII



Coupe V-V

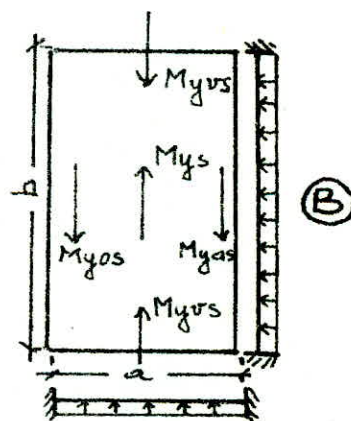
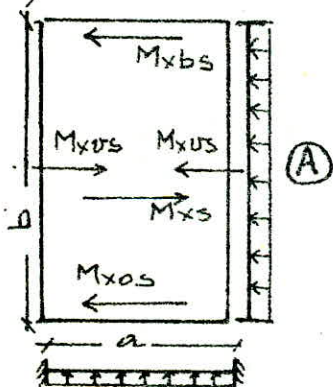


Ferraillage : sur chaque section tracée on ferraillie avec le moment le plus grand.

1°) Méthode de caquot = à titre comparatif nous donnons le ferraillage pour quelques sections

Section		II-II	III-III	VI-VI	1-1	3-3	5-5
M(t)	travée	15,39	34,35	62,83	62,83	25,13	12,31
F		10T14	7T25	5T40	5T40	8T20	8T14
M(t)	Appuis	28,27	132,8	125,66	13,85	148,06	31,41
F		9T20	7T40	10T40	9T14	8T40	10T20

2°) Méthodes des dalles : on ferraillie de la même manière en utilisant les tables de Bares de la page (1.12. Tableau)



Type	Section	N° dalle	a	b	v=a/b	ws	Mxos	Myos	Mxs	Mys
B	1-1	1	3,175	5,045	0,625	0,0268	0,0781	0,0224	0,0369	0,0054
B	2-2	2	3,75	"	0,75	0,0231	0,0704	0,0320	0,0315	0,0098
B	4-4	3	"	5,895	0,625	0,0268	0,0781	0,0224	0,0369	0,0054
B	III-III	4	"	7,19	0,521	0,0291	0,0825	0,0157	0,0400	0,0028
B	VI-VI	5	"	6,89	0,55	0,0286	0,0817	0,0172	0,0394	0,0033
B	IV-IV	6	"	5,49	0,683	0,0254	0,0752	0,0261	0,0350	0,0070
A	II-II	7	"	5,895	0,625	0,0268	0,0781	0,0224	0,0369	0,0054
A	5-5	8	"	7,19	0,521	0,0291	0,0825	0,0157	0,0400	0,0028

No dalle				F.m	M (tm)	μ	ϵ	A calcul (cm ²)	A adop (cm ²)	F/ml	
1	coupe 1-1	travée	Mys	0,0054	9b ²	3,2106	0,0085	0,9583	2,70	3,92	5T10
			Myas	0,0117	9a ²	2,755	x	x	x		x
			Myos	0,0117	//	//	x	x	x		x
		Appuis	Myos	0,0224	9b ²	13,318	0,0352	0,9196	11,49	12,06	6T16
2	coupe 2-2	travée		0,0098	//	5,8267	0,0154	0,9451	4,89	5,65	5T12
				0,0106	9a ²	3,4821	x	x	x	x	x
				//	//	//	x	x	x	x	x
		Appuis		0,0320	9b ²	19,026	0,0503	0,9060	16,67	18,09	9T16
3	coupe 4-4	travée		0,0054	//	4,3836	0,0116	0,9519	3,65	3,92	5T10
				0,0117	9a ²	3,843	x	x	x	x	x
				//	//	//	x	x	x	x	x
		Appuis		0,0224	9b ²	18,183	0,0481	0,9077	15,90	16,08	8T16
4	coupe III-III	travée		0,0028	//	3,3813	x	x	x	x	x
				0,0124	9a ²	4,0734	x	x	x	x	x
				0,0124	//	//	0,0108	0,9535	3,39	3,92	5T10
		Appuis		0,0157	9b ²	18,9596	0,0502	0,9060	16,61	18,09	9T16
5	coupe VI-VI	travée		0,0033	//	3,6595	x	x	x		
				0,0122	9a ²	4,0077	x	x	x		
				//	//	//	0,0106	0,9539	3,3	3,92	5T10
		Appuis		0,0172	9b ²	19,0739	0,0505	0,9057	16,71	18,09	9T16
6	coupe VII-VII	travée		0,0070	//	4,9285	0,013	0,9492	4,12	5,65	5T12
				0,0113	9a ²	3,71205	x	x	x		x
				//	//	//	x	x	x		x
		Appuis		0,0261	9b ²	18,376	0,0486	0,9074	16,07	16,08	8T16
7	coupe I-I	travée	Mxs	0,0369	9a ²	12,1217	0,0321	0,9228	10,43	10,77	7T14
			Mxbs	0,0034	9b ²	2,7601	0,0073	0,9615	x	x	x
			Mxos	//	//	//	//	//	x	x	x
		Appuis	Mxos	0,0781	9a ²	25,656	0,0679	0,8915	22,84	25,13	8T20
8	coupe 5-5	travée		0,0400	//	13,14	0,0348	0,9201	11,33	12,06	6T16
				0,0024	9b ²	2,90	x	x	x	x	x
				//	//	//	x	x	x	x	x
		Appuis		0,0825	9a ²	27,10	0,0717	0,8903	24,16	25,13	8T20

Pour les sections IV-IV, V-V et 3-3 on ferraille avec les armatures de repartition maximum données pour les sections correspondantes, car ces dalles travaillent dans un seul sens.

	A _{max/4}	A _{max ad}	F/ml	
coupe 3-3	2,607	3,14	4T10	travée
	5,71	6,16	4T14	Appuis

	A _{max/4}	A _{max ad}	F/ml	
coupe IV-IV	2,83	3,14	4T10	travée
V-V	6,04	6,16	4T14	Appuis

Verifications: "seront faite pour la dalle la plus défavorable"

1°) Verification de non fissuration:

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10w_f} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \left(k \eta \cdot \frac{\sigma_b}{\phi} \right)^{1/2}$$

$$w_f = A/B_f = 25,13 / 2,5 \cdot 100 = 0,02513 \rightarrow \varepsilon = 0,9724$$

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

$$\eta = 1,6 \text{ Acier Tor } \phi = 20 \text{ mm } \quad \sigma_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,02513 / 20 \cdot (1 + 0,2513) = 2410 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot (1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9 / 20)^{1/2} = 2019,42 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = M/A \cdot \varepsilon \cdot h = 27,10 \cdot 10^5 / 25,13 \cdot 45 \cdot 0,9724 = 2464,44 \text{ kg/cm}^2$$

$$\min \{ \max(\sigma_1, \sigma_2), 2800 \text{ kg/cm}^2 \} = 2410 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow 2410 \text{ kg/cm}^2 = \sigma_a$$

Malgré une légère différence entre σ_a et σ_a (2%) on peut dire que la fissuration n'est pas à craindre

2°) Verification des contraintes.

* aux appuis:

$$w = 100 \cdot A/b \cdot h = 100 \cdot 25,13 / 100 \cdot 45 = 0,5584$$

$$\rightarrow (\varepsilon = 0,8886 \quad k = 29,9)$$

$$\sigma_a = 27,10 \cdot 10^5 / 0,8886 \cdot 25,13 \cdot 45 = 2696,85 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \sigma_a / k = 2696,85 / 29,9 = 90,19 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

* En travée:

$$w = 100 \cdot 12,06 / 100 \cdot 45 = 0,268 \rightarrow \varepsilon = 0,9178$$

$$\sigma_a = 13,14 \cdot 10^5 / 45 \cdot 12,06 \cdot 0,9178 = 2638 \text{ kg/cm}^2 < 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 45,8$$

$$\sigma_b' = 2638 / 45,8 = 57,60 \text{ kg/cm}^2 < 137 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b'$$

La vérification des contraintes est assurée.

3) Condition de non fragilité.

suivant l_x :

$$A_x \geq 0,69 \cdot b \cdot h \left[\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \right] \cdot (1 - \beta/2) =$$

$$= 0,69 \cdot 100 \cdot 45 \left(\frac{5,9}{2800} \right) \left(1 - 0,521/2 \right) = 4,838 \text{ cm}^2$$

appuis : $A_{x_1} = 18,09 > 4,838 \text{ cm}^2$ Mais $\left\{ \begin{array}{l} A_{x_1} + A_{x_2} = 22,01 \text{ cm}^2 \\ > (2 \times 4,838) \text{ cm}^2 \end{array} \right.$

travée : $A_{x_2} = 3,92 < 4,838 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée pour l_x.

suivant l_y :

$$A_y \geq 0,69 \cdot b \cdot h \left[\frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \right] \cdot (1 - \beta/4)$$

$$= 0,69 \cdot 100 \cdot 45 \left[\frac{5,9}{2800} \right] \left(1 + 0,521/4 \right) = 7,39 \text{ cm}^2$$

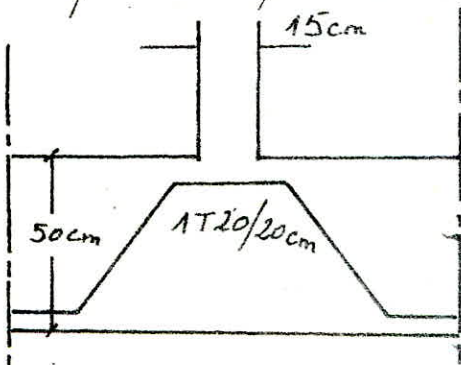
Appuis : $A_{y_1} = 25,13 \text{ cm}^2 > 7,39 \text{ cm}^2$

travée : $A_{y_2} = 12,06 \text{ cm}^2 > 7,39 \text{ cm}^2$

La condition est vérifiée aussi pour l_y.

Les vérifications ont été faites de la même manière pour les autres dalles.

Disposition particulière :



Vue l'importance des charges transmises, il est plus intéressant de disposer des aciers de diffusion sous les points d'appuis (voiles). Les aciers permettent une meilleure diffusion des charges sur le radier. Mais ils ne sont pas à confondre avec les aciers sous appuis et en travée - on adopte

5T20/ml

Etanchéité du radier =

on doit le recouvrir intérieurement d'un enduit ou d'un ciment lisse ou d'une couche étanche soit de préférence exécuter un avant radier en béton maigre (sable très fin) et des avant-murs que l'on recouvre d'une couche élastique imperméable (asphalte) et sur laquelle on couche le radier.

