

17/85

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL

2^{ese}

PROJET DE FIN D'ETUDES

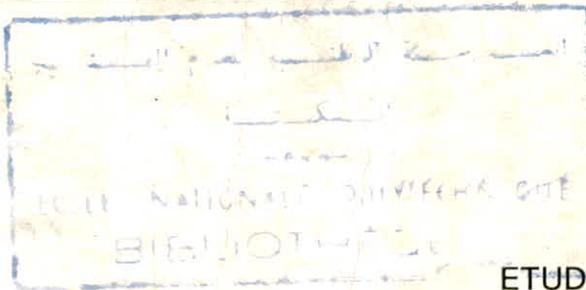
INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

Thème

BATIMENT A USAGE D'HABITATION

STRUCTURES A VOILES PORTEURS

(R + 8)



DIRIGE PAR :

Melle BENAMEUR (E.N.P.A.)
M. SALHI (C.T.C.)

ETUDIE PAR :

MM. H. BOUKHELKHAL
A. HADJI

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



ملخص

هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة لعمارة موجهة للإسكان، تحوي على طابق أرضي وثمانية طوابق علوية، يتم إنجازها ببلدية عين البنيان (ولاية الجزائر) التي تقع في المنطقة المتوسطة الزلزال.

RESUME

Ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation : Voile - portique (R+8).
Ce bâtiment sera implanté à Ain-Bénian qui est une zone de moyenne sismicité. Le calcul a été fait suivant les règles parasismiques Algériennes R.P.A 81.

Summary: This project consists in designing the resisting elements of an eight-story residential building realized in bearing wall and portal.
This building will be set up at Ain-Benian which is located in an area of average seismicity. The analysis has been made according to the Algerian aseismic code (RPA81).

REMERCIEMENTS

Messieurs : EL-BEY, IRKI, SENDJANI, SALHI, AZZI, ALPETKIN, KADRI, YAVARY, MERABET, FATAH, ADNANE, SMAÏN, ALLACHE, BOUDAUD, DERMOCHE, GUENDOUL, HAFIDI, SARI, YAHY, AMAR, JETTEUR, et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet trouvent ici le témoignage de notre profonde gratitude pour nous avoir présenté leurs services pendant la période de notre stage. Nous tenons à remercier aussi notre promoteur M^{lle} : BENAMEUR pour son aide efficace et M^{lle} : MESSAOUDENE.

Nous n'oublierons pas de remercier tous les enseignants qui ont contribué à notre formation. Et que le jury trouve dans ce volume nos vifs remerciements pour sa compréhension et son indulgence quant au jugement qu'il aura à porter sur notre modeste travail.

Hacène BOUKHELKHAL
Allaoua HADJI

DEDICACES

Je dédie mon mémoire à :

- La mémoire de mon père
 - La mémoire de mon frère MOHAMED OUALI qui a quitté la vie à l'aube de sa jeunesse.
 - Ma mère qui a comblé mon vide fraternelle.
 - Mes frères HAKIM et MOHAMED pour leur soutien moral et matériel durant mes études.
 - Mes Soeurs.
 - Toute ma famille au sens large.
 - Tous ce qui me sont chers.
 - Mes frères croyants.
 - Tous mes amis et surtout ceux que j'ai coutayé durant ce stage :
- HADJI, GARIDI, SETBEL, RAHMANI, MANAA, RAHLI, dont les noms resteront toujours un souvenir gravé dans la mémoire.
- A tous les membres du jury.

Hacène BOUKHELKHAL

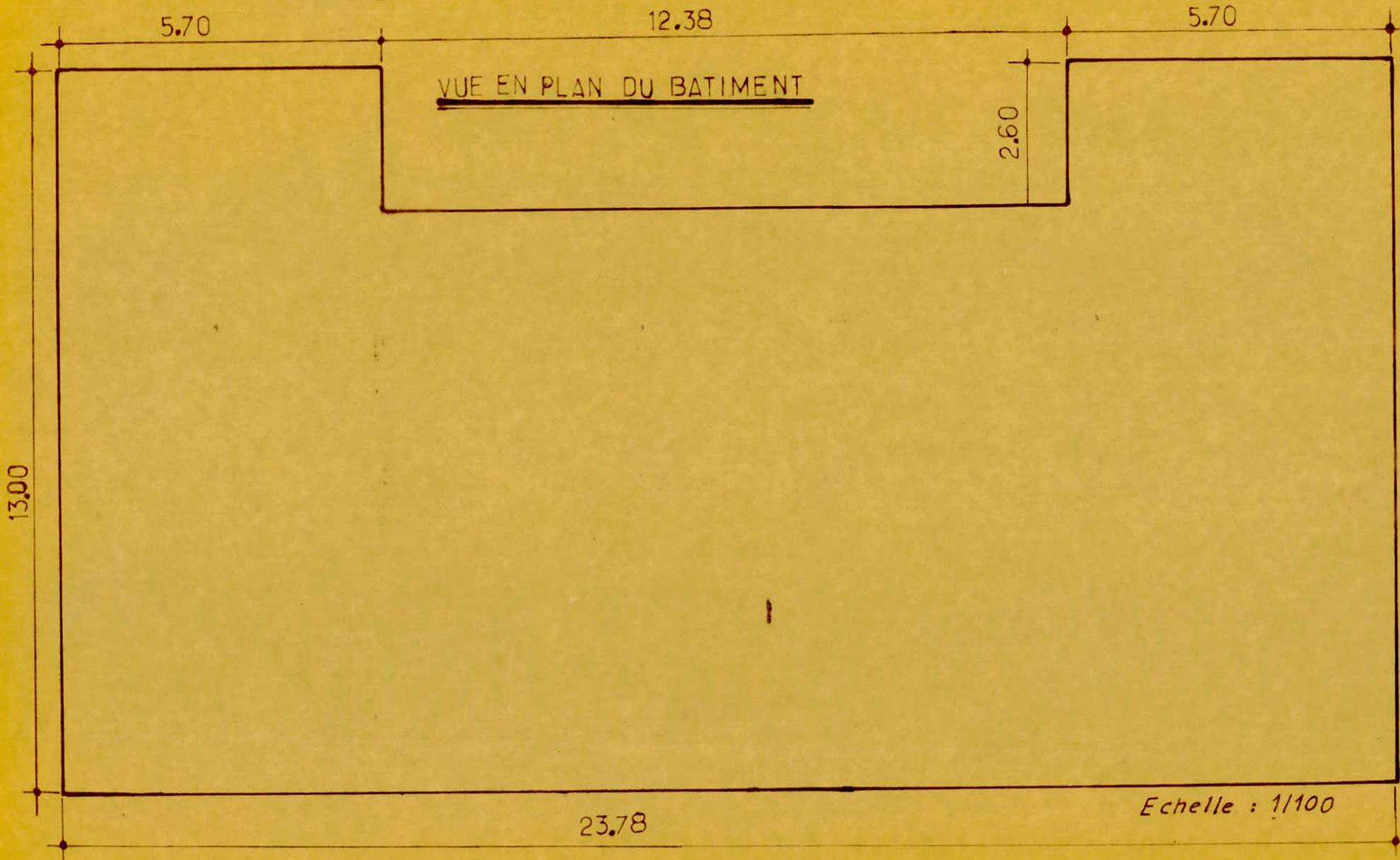
Je dédie ce modeste travail à :

- Mes très chers parents en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard et surtout ma mère qui a toujours su m'apporter aide et appui dans mes études et dans les moments difficiles.
- Ma Soeur lui souhaitant bonheur et réussite dans tout ce qu'elle entreprend.
- Ma tante et Didi qui n'ont cessé de m'encourager durant mes études.
- Toute ma famille.
- Tous ceux qui me sont chers.
- Tous ceux qui ont collaboré à ma formation.
- Tous les membres du jury.

Allaoua HADJI

SOMMAIRE

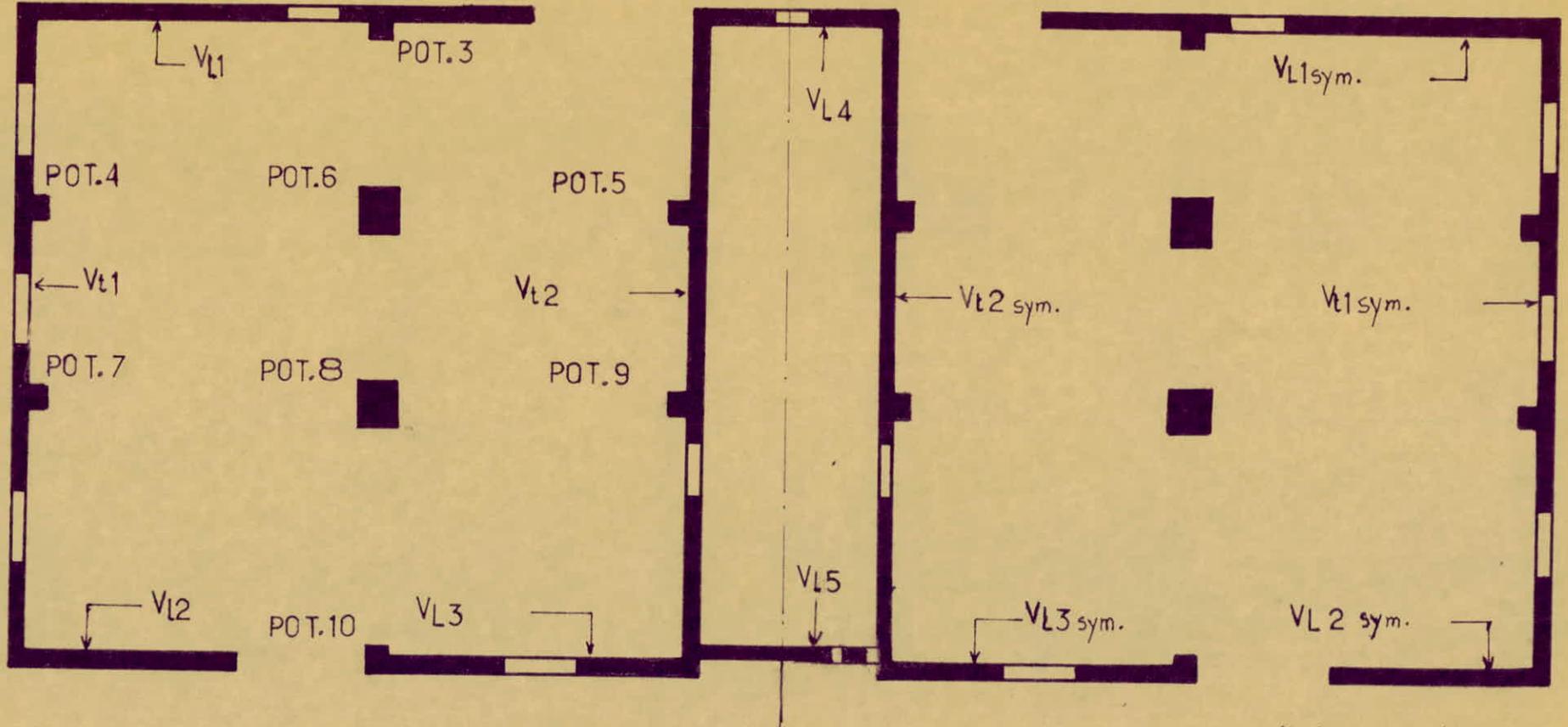
CHAPITRES 1	: Description de l'ouvrage...	1
2	: Prédimensionnement	13
3	: Charges et surcharges.....	183
4	: Descente de charges.....	21
5	: Calcul de l'acrotère	45
6	: Calcul des escaliers.....	54
7	: Calcul des planchers.....	72
8	: Calcul des inerties équiva. lentes et efforts dans les refends	99
9	: Calcul des centres :	122
	de masse et d'inertie	
10	: Calcul pseudo-dynamique....	136
11	: Calcul de la force sismique....	1583
12	: Etude au vent.....	163
13	: Etude au contreventement..	177
14	: Efforts dans les refends.....	1834
15	: Efforts dans les portiques..	195
16	: Superposition des sollicita- tions.....	234
17	: Ferrailage des voiles.....	270
18	: Ferrailage des linteaux...28383	
19	: Ferrailage des poutres.....	295
20	: Ferrailage des poteaux.....	316
21 - 22	: Voile périphérique et Fondation.	335



POT.1

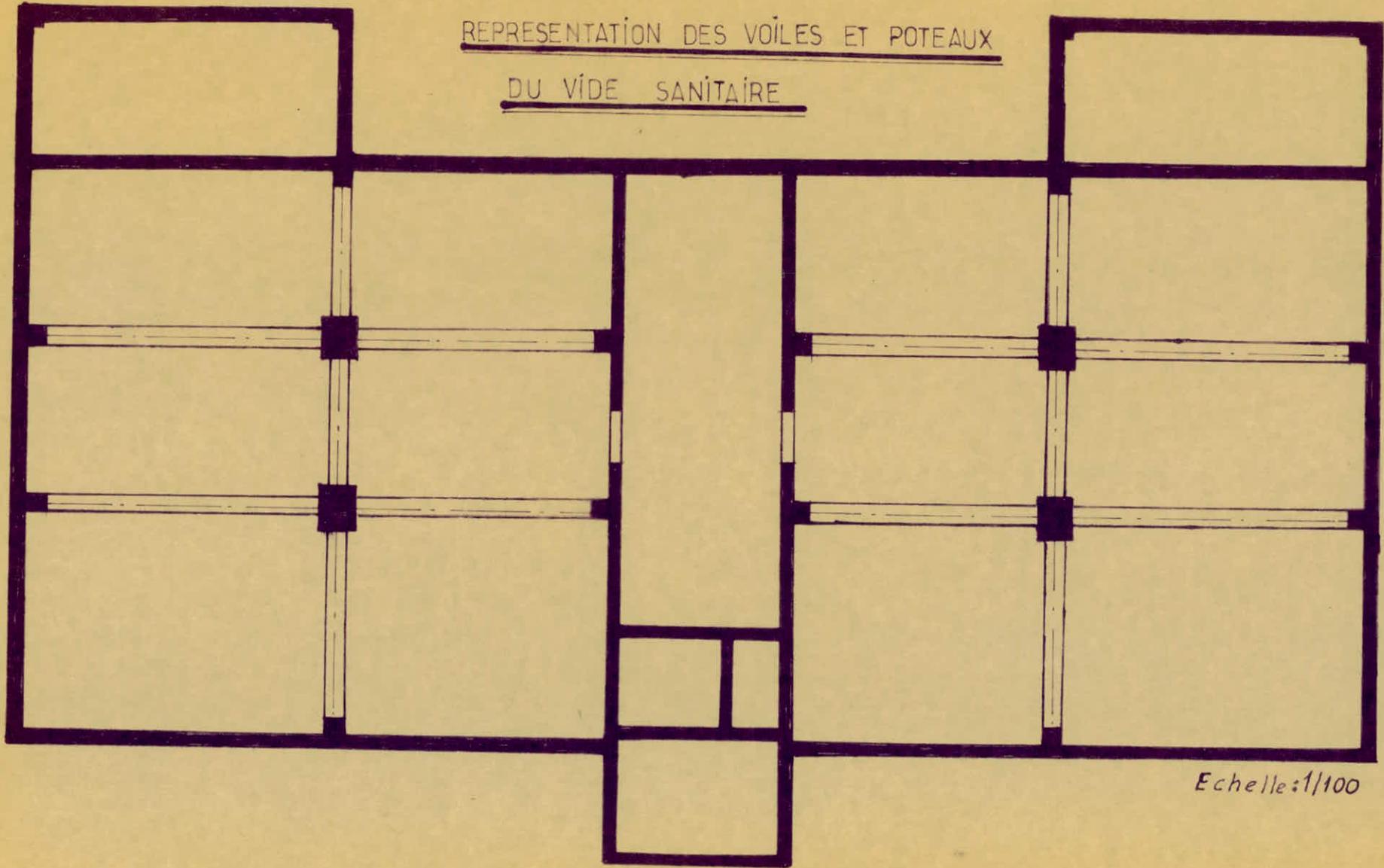
POT.2

REPRESENTATION DES VOÎLES & POTEAUX
AU NIVEAU
DE L'ETAGE COURANT & R.D.C



Echelle : 1/100

REPRESENTATION DES VOÎLES ET POTEAUX
DU VIDE SANITAIRE



Echelle: 1/100

PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

1. INTRODUCTION :

Notre projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'une tour R+8 avec vide sanitaire à usage d'habitation. Notons que notre ouvrage fait partie des 292 logements implantés à AIN-BENIAN qui est une zone de moyenne sismicité.

1.1. les planchers :

Notre structure se compose de huit planchers courants, d'un plancher terrasse et d'un plancher "Rez de chaussée ou vide sanitaire".

Les planchers d'étage courant et R.D.C sont en corps creux, et une dalle de compression d'épaisseur 4 cm (16+4), reposant sur des poutrelles préfabriquées ; tandis que le plancher terrasse inaccessible sera constitué d'une dalle pleine, il est équipé par une isolation thermique hydrofuge et une forme de pente pour faciliter l'écoulement des eaux de pluie. Notre vide sanitaire a une hauteur de 1.20 m, il est composé de voiles d'épaisseur 20 cm et de longrines avec le système on peut dire que notre vide sanitaire se comporte comme une boîte rigide à condition que les règles de l'infrastructure énoncés dans le RPA 81 art. 2.2 soient respectées :

- Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
(planéité des sections, compatibilité des déformations.)
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la structure.
- Empêcher les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations.
- Assurer la redistribution des efforts entre la structure et le sol de fondation dans le cas des déformations plastiques provoquées par les sollicitations.

Dans la pratique un voile sanitaire possède la propriété d'une boîte rigide, si le rapport des rigidités dans les deux sens vérifie :

$$\frac{R_{v.s}}{R_{\text{étage courant}}} \geq 5 \div 6$$

ce qui est vérifié dans notre cas :-

- sens longitudinal :

$$\frac{R_{v.s}(l)}{R_{e.c}(l)} = 14$$

- sens transversal :

$$\frac{R_{v.s}(t)}{R_{e.c}(t)} = 5$$

12. l'ossature :

Elle est constituée de voiles et portiques (poutres + poteaux). Cette mixité faite par l'architecte dans un

but :

- résistance
- stabilité
- rapidité d'exécution.

Vu la prépondérance des voiles, le système de contreventement est assuré par les voiles dans les sens longitudinal et transversal.

Dans le cas notre structure appartient à la catégorie 5 donnée par le RPA 81 art. 3.3.1.3.1 qui considère que cette dernière est constituée de voiles et de portiques, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales (sera justifié ultérieurement) et la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. L'infrastructure du bâtiment est assurée par un voile périphérique.

1.3. caractéristique géométrique :

hauteur d'étage : 2.80 m .

longueur du bâtiment : 23.78 m .

largeur du bâtiment : 13.00 m .

hauteur du bâtiment : 25.20 m (acrotère non comprise)

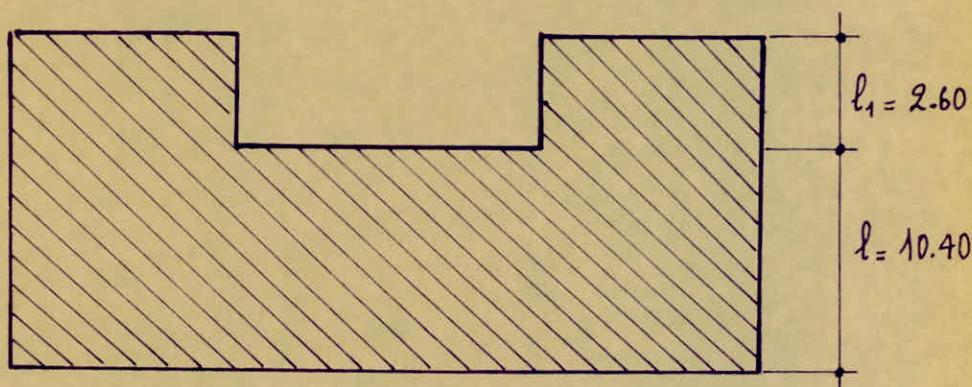
Le bâtiment représente une symétrie dans le sens transversal

1.4. coffrage : Il est effectué avec la méthode traditionnelle en métal ou en bois.

1.5. justification des décrochements:

Ce bâtiment a un décrochement suivant le sens transversal qui est bien justifié selon l'art. 2.3.1.1 du RPAB1 énoncé comme suit :

La forme en plan des blocs doit être rectangulaire ou proche d'un rectangle. Des parties en saillies dans une direction considérée soit acceptées à condition de ne pas dépasser un quart de la dimension du bloc en question. Pour notre cas la forme en plan du bâtiment est la suivante



$$l_1 = 2.60 \leq \frac{10.40}{4} = 2.60 \quad \text{Vérfifié.}$$

1.6. taux de travail du sol:

de rapport du sol a été établit par L.N.H.C, la contrainte du sol est de 1,5 bars.

D'autres informations **concernant** le sol, seront données dans le chapitre fondation.

1.7. maçonnerie:

- mur intérieur (cloison de séparation) : brique creuse 7cm.
- mur extérieur (double cloison) : brique creuse + Vide (25+5).

1.8. revêtement:

- Céramiques dans les salles d'eau.
- Carrelage dans les autres pièces.

2. CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX :

2.1. le béton :

Dans notre cas on utilise un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué.

- . Granulat : grosseurs des granulats 5/15 mm
- . Résistance nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$
- . Résistance nominale de traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$
- . Dosage d'un m^3 de béton :

800 l gravillon .

400 l sable ($D_s \leq 5 \text{ mm}$) .

350 l ciment CPA 325 .

175 l d'eau .

2.1.1. contrainte de compression admissible :

Art. 9.4 CCBA68 : $\bar{\sigma}'_b = \ell'_b \sigma'_{28}$ avec $\ell'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$.

α : dépend de la classe de ciment utilisé.

$\alpha = 1$ pour CPA 325.

β : dépend de l'efficacité du contrôle.

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

γ : - dépend du rapport entre l'épaisseur minimale de l'élément étudié et la grosseur du granulat utilisé . $\gamma = 1$ ($h_m > 4 C_g$; $C_g = 15 \text{ mm}$).

δ : dépend de la nature de la sollicitation

- Compression simple $\delta = 0,30$

- Flexion simple $\delta = 0,60$

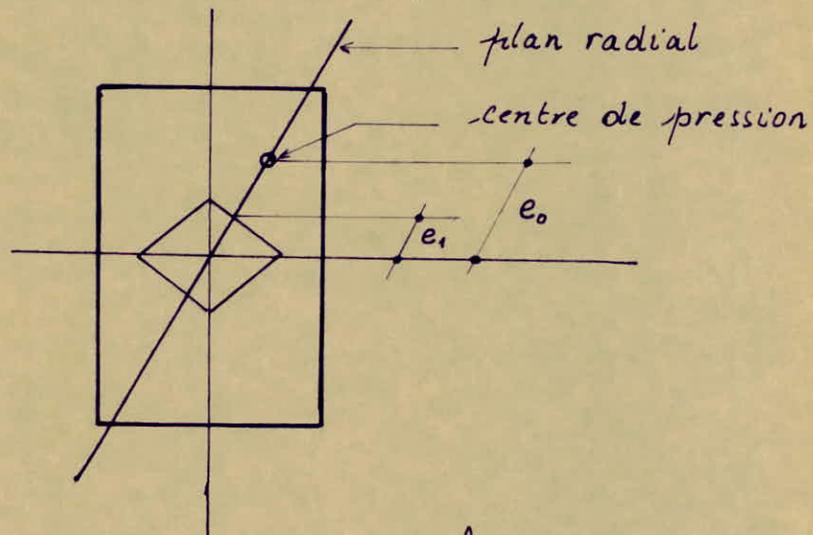
- Flexion composée :

$$\delta = \begin{cases} 0,60 & \text{si } N \text{ est une traction} \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \left(\begin{array}{l} \text{si } N \text{ est} \\ \text{une compression} \end{array} \right)$$

avec :

e_0 : désigne l'excentricité de la force extérieure dans le plan radial passant par le c.d.g de la section du béton seul.

e_1 : le rayon vecteur de même signe que e_0 , du noyau central situé dans le même plan radial.



Pour une section rectangulaire $e_1 = \frac{ht}{6}$

N.B : Pour les sollicitations du 2^e genre les valeurs de δ sont multipliées par 1,5.

ϵ : dépend de la nature de la sollicitation et de la forme de la section.

$\epsilon = 1$ dans le cas de la compression simple, quelque soit la forme de la section et dans le cas de la section rectangulaire en flexion simple ou en flexion

- Composée avec traction.

ε : est déterminé dans les autres cas par la condition :

$$\frac{F'_B}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{avec : } F' : \text{résultante des forces de compression.}$$

B' : Section de béton comprimé.

$\bar{\sigma}'_{b_0}$: Contrainte admissible de compression simple.

application :

* En compression simple :

$$\begin{aligned} \text{Sous SP1 : } \bar{\sigma}'_{b_0} &= \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{2B} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 \\ &= 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{Sous SP2 : } \bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,8 \text{ kg/cm}^2.$$

* En flexion simple ou en flexion composée avec section rectangulaire :

$$\text{Sous SP1 : } \bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{Sous SP2 : } \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

2.1.2. contrainte de traction de référence :

$$\text{Art 9.5 C.C.B.A68 : } \bar{\sigma}_b = \ell_b \sigma'_{2B} \quad \text{avec } \ell_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ : ont été déjà définies précédemment.

θ : dépend de la résistance nominale du béton.

pour une sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{2B}} \quad \text{avec } \sigma'_{2B} \text{ exprimée en bars.}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{donc } \bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour une sollicitation totale pondérée du 2^e genre, la valeur précédente de σ est multipliée par 1,5 :

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kg/cm}^2.$$

2.2. les aciers :

2.2.1. aciers doux : (ronds lisses)

. Nuance FeE24 ; $\bar{\sigma}_{en} =$ limite d'élasticité nominale
 $= 2400 \text{ kg/cm}^2$.

. Contraintes admissibles :

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

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

2.2.2. aciers à haute adhérence :

. Nuance FeE40A ;

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

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

. Contraintes admissibles :

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

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

2.2.3. treillis soudé :

Ce sont des grillages se croisant perpendiculairement et soudés à leurs points de croisement.

$$\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 6 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 4500 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 6 \text{ mm.}$$

3. contraintes de traction : imposées par la condition

de non fissuration du béton C.C.B.A 68 art. 4.9 .

La valeur à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \eta}{\emptyset} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} ; \quad \bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K}{\emptyset} \bar{\sigma}_b}$$

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

$\bar{\sigma}_2$: contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle due aux effets du retrait et de variation de température.

K : Coefficient dépendant des conséquences de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible (éléments intérieurs des bâtiments)

$K = 1 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable (éléments exposés à l'eau, aux intempéries, à une atmosphère agressive.)

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

η : Coefficient de fissuration .

$\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses .

$\eta = 1,5$ pour les aciers hautes adhérences .

\emptyset : diamètre exprimé en mm de la plus grosse barre .

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

$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ avec A : section d'acier tendue

B_f : section du béton enrobant les barres.
 $B_f = 2 \cdot b \cdot d$.

4. contraintes de compression admissibles

11

pour les murs armés et non armés :

Elles ont été calculées selon les recommandations de l'article 3.2.1 du document technique unifié oct.75.

4.1. mur en béton non armé :

La contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_{b0}$ est une fraction de la contrainte nominale à 28 jours.

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \rho'_b \cdot \sigma'_{28}$$

tel que ρ'_b est fonction du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle, des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (à savoir: retrait différentiel, ...).

$$\rho'_b = \min \begin{cases} 0,30 \cdot \alpha \cdot \gamma \\ 0,33 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \end{cases}$$

tel que : • $\alpha = \frac{a - 10e/3}{a}$

a : épaisseur du mur

$$e = \max \left\{ \frac{1}{300} \right. < 1 \text{ car } h_e = 2,80 ; l_f < h_e .$$

l_f : longueur de flambement

$$\alpha = \frac{20 - 10/3}{20} = 0,833$$

• $\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2}$ avec $\lambda = \text{élancement du mur}$.

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{0,85 \cdot h_e \cdot \sqrt{12}}{a} = 41,223$$

-d'où $\beta = 1 / 1 + 2 \left(\frac{41,223}{100} \right)^2 = 0,746$

- $\gamma = 0,83$ pour un béton de qualité moyenne.

donc :

$$\rho'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,30 \cdot 0,833 \cdot 0,83 = 0,207 \\ 0,33 \cdot 0,833 \cdot 0,746 \cdot 0,83 = 0,170 \end{array} \right\} = 0,170$$

Ce qui donne : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 0,170 \cdot 270 = 45,9 \text{ bars} = 46 \text{ kg/cm}^2$.

4.2. mur en béton armé :

On détermine de la même manière $\bar{\sigma}'_{b_0}$ avec :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \rho'_b \bar{\sigma}'_{28}$$

tel que :

$$\rho'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \end{array} \right.$$

- α, β, γ : définies comme précédemment.
- $\delta = 1,1$ les vérifications étant faites en tenant compte des actions climatiques

$$\rho'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot 0,833 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,342 \\ 0,50 \cdot 0,833 \cdot 0,746 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,284 \end{array} \right\} = 0,284$$

- Ce qui donne :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 0,284 \cdot 270 = 76,68 \text{ bars} = 78 \text{ kg/cm}^2$$

5. contraintes à considérer

pour le calcul des linteaux :

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

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

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

$$\bar{\epsilon}_b = 0,12 \bar{\sigma}'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$$

si $0,06 \bar{\sigma}'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b$ on prévoit des armatures supplémentaires disposées dans les angles.

PREDIMENSIONNEMENT

13

1. poutres :

Selon l'article 4.2.1.2 du RPA B1, les dimensions des poutres doivent respecter les dimensions ci après :

$$(1) \left\{ \begin{array}{l} \cdot b \geq 20 \text{ cm en zone I et II.} \\ \cdot h \geq 30 \text{ cm} \\ \cdot \frac{h}{b} \leq 3 \\ \cdot b_{\max} \leq 1,5 h + b_1 \end{array} \right.$$

Selon le prédimensionnement classique on doit avoir :

la hauteur de la poutre h est définie par : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$.

la largeur de la poutre b est définie par : $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$.

avec L : étant la portée maximale des poutres.

A.N :

$$L = 5,40 \text{ m} : 36 \text{ cm} \leq h \leq 54 \text{ cm} \text{ soit } h = 50 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm} : 15 \text{ cm} \leq b \leq 35 \text{ cm} \text{ soit } b = 30 \text{ cm}$$

Les conditions (1) étant vérifiées. Le dimensionnement de poutre sera valable dans les sens longitudinal et transversal pour des raisons de commodité d'exécution.

2. poteaux :

Selon l'article 4.2.1.1 du RPA B1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$(2) \left\{ \begin{array}{l} \cdot \text{Min}(b_1, h_1) \geq \begin{array}{l} 25 \text{ cm en zone I et II.} \\ 30 \text{ cm en zone III.} \end{array} \\ \cdot \frac{1}{3} \leq b_1/h_1 \leq 3 \end{array} \right.$$

$$(2) \begin{cases} \cdot \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_c}{20} \\ \cdot A = b_1 \cdot h_1 \geq \frac{K N'}{\sigma_{28}} \end{cases}; \quad K = \begin{cases} 5 & \text{en zone III} \\ 4 & \text{en zone II} \\ 3 & \text{en zone I} \end{cases} \quad 14$$

Tableau donnant les surfaces revenant à chaque poteau :-

poteaux	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
surfaces(m ²)	3,47	3,47	11,50	8,22	7,32	15,54	9,63	18,21	8,58	10,70

Exemple de calcul pour P₃:

$$\begin{aligned} N' &= (G_T + 1,2 P_T) S_{P_3} + 9 (G_{ec} + 1,2 P_{e.c}) S_{P_3} \\ &= \left[(0,727 + 1,2 \cdot 0,1) + 9 (0,548 + 1,2 \cdot 0,175) \right] \cdot 11,50 \\ &= 88,19t \end{aligned}$$

d'où : $h_1 \cdot b_1 \geq \frac{4 \cdot 88,19 \cdot 10^3}{275} = 1282,76$

on prend, $h_1 = 50 \text{ cm}$, $b_1 = 30 \text{ cm}$.

les dimensions des autres poteaux sont résumés dans le tableau ci dessous :

poteaux	1 ; 2	3 ; 4 ; 5 7 ; 9 ; 10	6 ; 8
hauteur de la section h_1 en cm	30	50	60
largeur de la section b_1 en cm	30	30	60

Les conditions citées en (2) étant toutes vérifiées.

3. plancher terrasse :

L'épaisseur du plancher (e) est déterminée à partir des conditions suivantes :

• Condition de limitation de flèche :

Cette condition est importante car elle est à la base des fissurations naissantes dans les revêtements et cloisons légères. En considérant le cas le plus défavorable d'une poutre isostatique chargée uniformément avec $G + 1,2P$ sous SP1 et de portée $l = 5,40$ m.

La condition de flèche se traduit par :

$$f_{\max} \leq \frac{l}{500} \quad ; \quad \frac{59 l^4}{384 EI} \leq \frac{l}{500}$$

$$\text{d'où} \quad I \geq \frac{500 \cdot 59 \cdot l^3}{384 \cdot E}$$

$$\text{avec} \quad I = \frac{b e^3}{12} \quad \text{ce qui donne} \quad e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}}$$

A.N :

E_v : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue durée

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} \quad \text{à 90 jours} \quad \sigma'_{90} = 1,20 \sigma'_{28}$$

$$\text{d'où} : \quad E_v = 7000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 126000 \text{ bars} = 128520 \text{ kg/cm}^2$$

l : portée maximale = 5,40 m

$$q_{(G+1,2P)} = 847 \text{ kg/ml (pour une bande de 1m)}$$

$$= 847 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m.}$$

$$I \geq \frac{500 \cdot 59 \cdot 847 \cdot 540^3}{384 \cdot 128520 \cdot 540} = 67562,040 \text{ cm}^4.$$

$$\text{d'où} \quad e \geq \sqrt[3]{\frac{12 I}{b}} = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot 67562,040}{100}} = 20 \text{ cm} = e_1$$

• Condition de la résistance à la flexion :

Pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis, l'épaisseur de la dalle est comme suit : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$

A.N :

$$L = L_{\max} = 5,40 \text{ m} \quad \text{d'où} : 10,8 \leq e \leq 13,5 \rightarrow e_2 = 12 \text{ cm}$$

• Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse exige une épaisseur $h_t \geq 16 \text{ cm}$

• Condition de sécurité à l'incendie :

L'épaisseur doit être :

7 cm pour une heure de coupe feu.

11 cm pour deux heures de coupe feu.

En définitif on prend :

$$e = e_{\text{moy}} = \frac{e_1 + e_2}{2} = 16 \text{ cm} \quad \text{épaisseur de la dalle du plancher terrasse.}$$

4. planchers à corps creux :

Ces planchers sont souvent utilisés dans les bâtiments à usage d'habitation pour des raisons citées ci-dessous :

- bonne isolation acoustique
- facile et rapide exécution
- économie de coffrage.

D'après l'art. 58-A du C.C.B.A 68 l'épaisseur du plancher à corps creux est telle que : $e \geq \frac{L}{35}$

avec L portée maximale.

A.N : $e \geq \frac{1}{35} \cdot 5,40 = 15,42 \text{ cm}$ on prend $e = (16+4) \text{ cm}$

Remarque: Les poutrelles sont disposées dans le sens porteur qui est le côté de la plus petite portée. Les espacements entre deux poutrelles consécutives est de 65 cm, avec un poids propre de 260 kg/m²

5. les voiles :

• Pour des raisons de sécurité contre l'incendie et de bonne isolation acoustique, l'épaisseur des voiles est prise égale à 16 cm.

• Vis à vis du RPAB1 et selon l'art. 4.3.1.2.

- $e \geq 15$ cm en zone II.

- $e \geq \max\left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20}\right) = \frac{280}{20} = 14$ cm

h_e : hauteur d'étage.

• En définitif on prend $e = 20$ cm.

6. acrotère:

L'acrotère est prise avec une épaisseur de 12 cm.

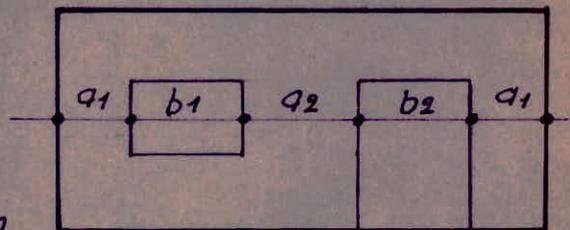
RMQ :

* les ouvertures dans les murs porteurs extérieurs respecteront les limitations suivantes :

• Pour les trumeaux extrêmes $a_1 \geq 1$ m

• Pour les autres trumeaux : $a_2 \geq 1$ m zone III

$a_2 \geq \frac{b_1 + b_2}{3}$ zone II - I.



* la surface totale des ouvertures dans les murs extérieurs ne sera pas supérieure :

1/3 de la surface totale pour les zones II et I.

1/4 de la surface totale pour la zone III.

CHARGES ET SURCHARGES.

18

1. charges permanentes :

1.1. plancher terrasse :

a. Gravier de protection	$0,04 \cdot 1800 = 72 \text{ kg/m}^2$
b. Etanchéité (multicouches)	$= 10 \text{ kg/m}^2$
c. Isolation (4 cm)	$0,04 \cdot 250 = 10 \text{ kg/m}^2$
d. pare vapeur	$= 5 \text{ kg/m}^2$
e. forme de pente 1%	$0,10 \cdot 2000 = 200 \text{ kg/m}^2$
f. Dalle	$0,16 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/m}^2$
g. Enduit en plâtre	$= 30 \text{ kg/m}^2$

Total $G = 727 \text{ kg/m}^2$.

1.2. plancher d'étage courant et RDC :

a. Carrellage (2 cm)	$0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
b. Mortier de pose (2 cm)	$0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
c. Sable (2 cm)	$0,02 \cdot 1800 = 36 \text{ kg/m}^2$
d. Hourdis + table de compression	$= 325 \text{ kg/m}^2$
e. Enduit en plâtre (2 cm)	$0,02 \cdot 1400 = 28 \text{ kg/m}^2$
f. Cloison	$= 75 \text{ kg/m}^2$

Total $G = 548 \text{ kg/m}^2$.

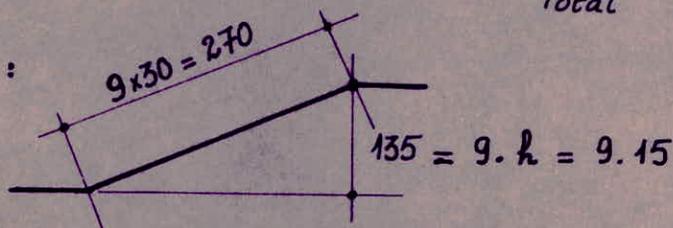
1.3. escaliers :

* Palier :

- Carrellage (2 cm) $0,02 \cdot 2200 = 44 \text{ kg/m}^2$
- Mortier de pose (2 cm) $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/m}^2$
- Sable (3 cm) $0,03 \cdot 1700 = 51 \text{ kg/m}^2$
- Dalle (16 cm) $= 400 \text{ kg/m}^2$

Total $G = 535 \text{ kg/m}^2$

* Volet :



$$\alpha = \text{Arc sin } \alpha = \text{Arc sin } \frac{135}{270} = 30^\circ \rightarrow \text{Cos } \alpha = 0,866 .$$

- Poids propre de la paillasse $\frac{0,16 \cdot 2500}{\text{Cos } \alpha} = 462 \text{ kg/m}^2$
(dalle incliné d'épaisseur 16cm)
- Poids propres des marches $\frac{2200 \cdot h}{R} = 165 \text{ kg/m}^2$
- Mortier (2 cm) $= 40 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement (3 cm) $0,03 \cdot 2200 = 66 \text{ kg/m}^2$
- Garde corps $= 100 \text{ kg/m}^2$

Total $G = 833 \text{ kg/m}^2$

1.4. loggia et sechoir :

- Carrellage, mortier, sable (5 cm) $= 110 \text{ kg/m}^2$
- Dalle pleine (12 cm) $= 300 \text{ kg/m}^2$
- Enduit en plâtre $= 28 \text{ kg/m}^2$

Total $G = 438 \text{ kg/m}^2$

1.5. acrotère :

les dimensions de l'acrotère sont :

hauteur : 1.00 m
épaisseur : 0.12 m

Poids de l'acrotère : $G = 0.12 \cdot 1 \cdot 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$

1.6. garde corps en acier :

$$G = 100 \text{ kg/ml.}$$

1.7. façades :

- . Façades en brique creuse $1,4 \cdot 0,15 = 0,21 \text{ t/m}^2$
- . Enduit en plâtre $0,021 \cdot 2 = 0,042 \text{ t/m}^2$

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

1.8. gaines :

$$G = 1,4 \text{ t/m}^3$$

2. surcharges d'exploitation :

- 2.1. Plancher terrasse $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- 2.2. Plancher courant et RDC $P = 175 \text{ kg/m}^2$
- 2.3. Escaliers :
 - . Palier $P = 250 \text{ kg/m}^2$
 - . Volet $P = 250 \text{ kg/m}^2$
- 2.4. Loggia et sechoir $P = 350 \text{ kg/m}^2$
- 2.5. Acrotère $P = 100 \text{ kg/ml.}$

DESCENTE DE CHARGE

1. introduction :

Le but de ce chapitre est de calculer les charges verticales qui s'appliquent sur chaque élément porteur :

- sous son poids propre
- la part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers, obtenue par un découpage de ligne de rupture du béton à 45° pour le plancher terrasse, et le plancher courant, néanmoins pour ce dernier on distingue deux cas de calcul plus précise :
 - Poutrelles parallèles aux poutres, on prend la part du plancher.
 - Poutrelles perpendiculaires aux poutres on prend les réactions des poutrelles (ou moitié du panneau).

2. surface de plancher reprise

par chaque voile : (m^2)

voiles	V_{L1} $V_{L1\text{sy}}$	V_{L2} $V_{L2\text{sy}}$	V_{L3} $V_{L3\text{sy}}$	V_{L4}	V_{L5}	V_{Et1} $V_{Et1\text{sy}}$	V_{Et2}	V_{Et3} $V_{Et3\text{sy}}$
pl. terrasse	16,52	7,00	5,76	1,93	0,38	8,88	19,26	20,37
loggia	2,56	—	—	—	—	—	—	—
Séchoir	—	2,00	—	—	—	—	—	—
Palier	—	—	—	1,93	—	—	0,96	0,96
Volet	—	—	—	—	—	—	3,75	3,75

RMQ:

Pour le plancher courant on considère les réactions des poutrelles ou bien la part du plancher.

3. poids des éléments par hauteur d'étage :

- Poids des refends :

voiles	V_{L1} $V_{L1oy.}$	V_{L2} $V_{L2oy.}$	V_{L3} $V_{L3oy.}$	V_{L4}	V_{L5}	$V_{E1oy.}$ V_{E1}	$V_{E2oy.}$ V_{E2}
poids (t)	9,66	4,48	5,18	2,21	3,33	9,52	13,30

exemple de calcul :

$$V_{L2} : \text{voile plein } 0,2 * 2,80 * 3,20 * 2,5 = 4,48t$$

pour les voiles avec ouvertures on retranche la surface des ouvertures.

- Poids des façades :

$$F_1 = 2,80 * 5,45 * 0,25 = 3,81t.$$

$$F_2 = 2,80 * (2,55 - 1,20) * 0,25 = 0,94t.$$

$$F_3 = 2,80 * 2,55 * 0,25 = 1,78t.$$

- Poids des gaines :

$$(1) \text{ et } (2) : 0,65 * 0,31 * 2,80 * 1,4 = 0,79t$$

$$(3) : 0,79 * 0,47 * 2,80 * 1,4 = 1,45t$$

- Poids des poutres :

- Poutres longitudinales :

$$P_{L1} = 0,3 * 0,50 * 5,45 * 2,5 = 2,04t.$$

$$P_{L2} = 0,30 * 0,50 * 10,30 * 2,5 = 3,86 t.$$

$$P_{L3} = 0,30 * 0,50 * 10,30 * 2,5 = 3,86 t.$$

- Poutres transversales :

$$P_{t1} = 0,3 * 0,50 * 2,55 * 2,5 = 0,95 t.$$

$$P_{t2} = 0,3 * 0,50 * 12,75 * 2,5 = 4,78 t.$$

• Poids des poteaux :

- étage courant : Poteau 30x50 : $2,80 * 2,5 * 0,3 * 2,5 = 1,05 t.$

Poteau 30x30 : $0,3 * 0,30 * 2,80 * 2,50 = 0,63 t.$

Poteau 60x60 : $0,60 * 0,60 * 2,80 * 2,50 = 2,52 t.$

- Vide sanitaire :

Poteau 30x50 : $1,20 * 0,30 * 0,50 * 2,50 = 0,45 t.$

Poteau 30x30 : $1,20 * 0,30 * 0,30 * 2,50 = 0,27 t.$

Poteau 60x60 : $0,60 * 0,60 * 1,20 * 2,50 = 1,08 t.$

• Locale ascenseur :

$$0,12 * (1,72 + 1,92) * 2,8 * 1,4 = 1,71 t$$

• Garde corps :

GC₁ revient au voile VL₁ : $0,1 * 2,30 = 0,23 t.$

GC₂ revient au voile VL₂ : $0,1 * 2,00 = 0,20 t.$

4. surcharges d'exploitation
revenant à chaque voile :

24

niv. voile	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	Σ
V_{L1}	1,65	3,33	2,99	2,66	2,33	1,99	1,66	1,66	1,66	1,66	21,59
$V_{L1 sy.}$	1,65	3,33	2,99	2,66	2,33	1,99	1,66	1,66	1,66	1,66	21,59
V_{L2}	0,70	1,57	1,41	1,25	1,09	0,94	0,78	0,78	0,78	0,78	10,08
$V_{L2 sy.}$	0,70	1,57	1,41	1,25	1,09	0,94	0,78	0,78	0,78	0,78	10,08
V_{L3}	0,57	1,01	0,91	0,81	0,70	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50	6,60
$V_{L3 sy.}$	0,57	1,01	0,91	0,81	0,70	0,60	0,50	0,50	0,50	0,50	6,60
V_{L4}	0,19	0,48	0,43	0,38	0,34	0,29	0,24	0,24	0,24	0,24	3,07
V_{L5}	0,04	0,07	0,06	0,05	0,04	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,42
V_{t1}	0,88	0,15	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	1,80
$V_{t1 sy.}$	0,88	0,15	0,14	0,12	0,10	0,09	0,08	0,08	0,08	0,08	1,80
V_{t2}	1,93	2,54	2,29	2,03	1,78	1,52	1,27	1,27	1,27	1,27	17,17
$V_{t2 sy.}$	2,03	3,91	3,52	3,13	2,74	2,34	1,95	1,95	1,95	1,95	25,47

$$\Sigma P_v = 126,27 \text{ (t)}$$

RMQ:

On est dans le cas d'un bâtiment à usage d'habitation, donc la loi de dégression est prise en compte:
($n = R + 8 > n = 5$)

- Pour le dernier étage, prendre la surcharge complète.
- Réduire de 10% la surcharge de l'avant dernier étage.
- Réduire de 20% la surcharge sur l'étage en dessous.
- Réduire de 30% pour l'étage inférieur.
- Réduire de 40% pour l'étage inférieur à ce dernier.
- Réduire de 50% pour tous les autres étages, rez-de chaussée et sous sol s'il existe.

5. surcharges d'exploitation

revenant aux poutres :

- Poutres longitudinales :

$$Pl_1 = 10,64 \text{ m}^2$$

$$Pl_2 = 43,94 \text{ m}^2$$

$$Pl_3 = 47,06 \text{ m}^2$$

- Poutres transversales :

$$Pt_1 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$Pt_2 = 38,76 \text{ m}^2$$

$$S = \sum S_i = 143,64 \text{ m}^2.$$

niveau	S (m^2)	dégré- ssion.	surcharge (t)
10	143,64	1	14,36
9	143,64	0,9	22,62
8	143,64	0,8	20,11
7	143,64	0,7	17,59
6	143,64	0,6	15,08
5	143,64	0,5	12,57
4	143,64	0,5	12,57
3	143,64	0,5	12,57
2	143,64	0,5	12,57
1	143,64	0,5	12,57

$$\sum P_s = 152,61 \text{ (t)}$$

6.

d'ou

$$\sum P_T = 278,88 \text{ (t)}$$

7. charges verticales revenant à chaque voiles :

7.1. plancher terrasse :

- Voile $V_{L1} = V_{L1 \text{ sym}}$

Voile 9,66

plancher $16,52 * 0,727$

Acrotère $0,3 * (2,30 + \frac{2,3}{2})$

$$\Sigma = 22,70 .$$

- Voile $V_{L2} = V_{L2 \text{ sym}}$

Voile 4,48

plancher $7 * 0,727$

Acrotère $0,3 * (3,20 + \frac{2}{2})$

$$\Sigma = 10,83$$

- Voile $V_{L3} = V_{L3 \text{ sym}}$

Voile 5,18

plancher $5,76 * 0,727$

Acrotère $0,3 * (4,90 + \frac{2}{2})$

$$\Sigma = 11,14$$

- Voile V_{L4}

Voile 2,21

plancher $1,93 * 0,727$

Acrotère $0,3 * (2,78 + \frac{2,30}{2})$

$$\Sigma = 4,79$$

• Voile V_{L5} .

voile	3,33
plancher	$0,38 * 0,727$
Acrotère	$0,3 * 2,78$
	<hr/>
	$\Sigma = 4,44 (t)$

• Voile $V_{t1} = V_{t1 sym}$.

voile	9,52
plancher	$8,88 * 0,727$
Acrotère	$10,40 * 0,3$
réaction de la poutre	$\frac{4,642 * 0,2}{10,40} = 0,0893$
	<hr/>
	$\Sigma = 19,18 (t)$

• Voile V_{t2} .

voile	13,30
plancher	$19,26 * 0,727$
	<hr/>
	$\Sigma = 27,30 (t)$

• Voile $V_{t2 sym}$.

voile	13,30
plancher	$20,37 * 0,727$
	<hr/>
	$\Sigma = 28,11 (t)$

7.2. plancher étage courant :

- Voile $V_{L1} = V_{L1sym}$.

Voile	9,66
plancher	$13,95 * 0,548$
Loggia	$2,56 * 0,438$
garde corps	0,23/2

$$\Sigma = 18,54 (t)$$

- Voile $V_{L2} = V_{L2sym}$.

Voile	4,48
plancher	$5 * 0,548$
Séchoir	$2 * 0,438$
garde corps	0,2/2

$$\Sigma = 8,19 (t)$$

- Voile $V_{L3} = V_{L3sym}$.

Voile	5,18
plancher	$5,76 * 0,548$
garde corps	0,2/2

$$\Sigma = 8,43 (t)$$

- Voile V_{L4} .

Voile	2,21
plancher	0
palier	$1,93 * 0,535$

$$\Sigma = 3,24$$

• voile V_{L5} .

voile	3,33
plancher	$0,38 * 0,548$
	<hr/>
	$\Sigma = 3,54(t)$

• voile $V_{t1} = V_{1sym}$

voile	9,52
plancher	$8,88 * 0,548$
réaction de la poutre	$\frac{4,499 * 0,2}{10,40}$
	<hr/>
	$\Sigma = 14,47 (t)$

• voile V_{t2} .

voile	13,30
plancher	$14,54 * 0,548$
palier	$0,96 * 0,535$
volet	$3,75 * 0,833$
garde corps	$0,23 / 2$
	<hr/>
	$\Sigma = 25,02 (t)$

• voile $V_{t2 sym}$.

voile	13,30
plancher	$15,66 * 0,548$
palier	$0,96 * 0,535$
volet	$3,75 * 0,833$
garde corps	$0,23 / 2$
	<hr/>
	$\Sigma = 25,63 (t)$

• Voile V_{L5} .

$$\text{Voile} \dots\dots\dots 2,78 * 0,2 * 1,20 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 0,387 * 0,548$$

$$\text{Venant du dessus} \dots\dots\dots 4,44 + 8 * 3,54$$

$$\Sigma = 34,64 \text{ (t)}$$

• Voile $V_{t01} = V_{t02} = V_{t01} = V'_{t02}$

$$\text{Voile} \dots\dots\dots 2,60 * 0,2 * 1,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 1,62 * 0,548$$

$$\Sigma = 2,44 \text{ (t)}$$

• Voile $V_{t1} = V_{t1sym}$.

$$\text{Voile} \dots\dots\dots 10,40 * 0,2 * 1,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 8,88 * 0,548$$

$$\text{Venant du dessus} \dots\dots\dots 19,18 + 8 * 14,47$$

$$\Sigma = 146,04 \text{ (t)}$$

• Voile V_{t2} .

$$\text{Voile} \dots\dots\dots (10,40 - 0,90) * 0,2 * 1,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 19,26 * 0,548$$

$$\text{Venant du dessus} \dots\dots\dots 27,30 + 8 * 25,02$$

$$\Sigma = 243,71 \text{ (t)}$$

- Voile V_{t2} sym.

$$\text{voile} \dots \dots \dots (10,40 - 0,90) * 0,2 * 1,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots \dots \dots 20,375 * 0,548$$

$$\text{Venant du dessus} \dots \dots \dots 28,11 + 8 * 25,63.$$

$$\Sigma = 250,01 (t)$$

- Local ascenseur:

$$\text{voile } V_e \dots \dots \dots 1,2 * 0,2 * 2,78 * 2,5$$

$$\text{brique} \dots \dots \dots 0,25 * 2,78 * (25,2 + 3)$$

$$\Sigma = 21,27 (t)$$

$$\text{voile } V_t \dots \dots \dots 1,6 * 1,2 * 0,2 * 2,5$$

$$\text{brique} \dots \dots \dots 0,25 * 1,60 * (25,2 + 3)$$

$$\Sigma = 12,24 (t)$$

- Local poubelle: (acrotère négligée).

$$\text{voile } V_e \dots \dots \dots 2,78 * 2,20 * 0,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots \dots \dots 1,96 * 0,548$$

$$\Sigma = 4,13 (t)$$

$$\text{voile } V_t \dots \dots \dots 1,94 * 2,20 * 0,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots \dots \dots 1,74 * 0,548$$

$$\Sigma = 3,08 (t)$$

$$\text{voile } V_{t \text{ sym}} \dots \dots \dots [1,94 * 2,2 - 0,9 * 1,8] * 0,2 * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots \dots \dots 1,74 * 0,548$$

$$\Sigma = 2,27 (t)$$

8. charges verticalesrevenant a chaque poteau :NIVEAU n1 :• Poteau P_1 :

$$\text{poutre longitudinale} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5$$

$$\text{poutre transversale} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{2,55}{2} * 2,5 -$$

$$\text{plancher terrasse} \dots\dots\dots 0,727 * 3,47$$

$$\text{acrotère longit.} \dots\dots\dots 0,3 * \frac{5,45}{2}$$

$$\text{acrotère trans.} \dots\dots\dots 0,3 * \frac{2,55}{2}$$

$$\Sigma = 5,22 (t)$$

• Poteau $P_2 = P_1$:

$$\Sigma = 5,22 (t)$$

• Poteau P_3 :

$$\text{poutre trans.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{(2,55 + 3,12)}{2} * 2,5$$

$$\text{plancher terrasse} \dots\dots\dots (3,47 + 4,25 + 3,78) * 0,727$$

$$\Sigma = 9,42 (t)$$

• Poteau P_4 :

$$\text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * (3,97 + 4,25)$$

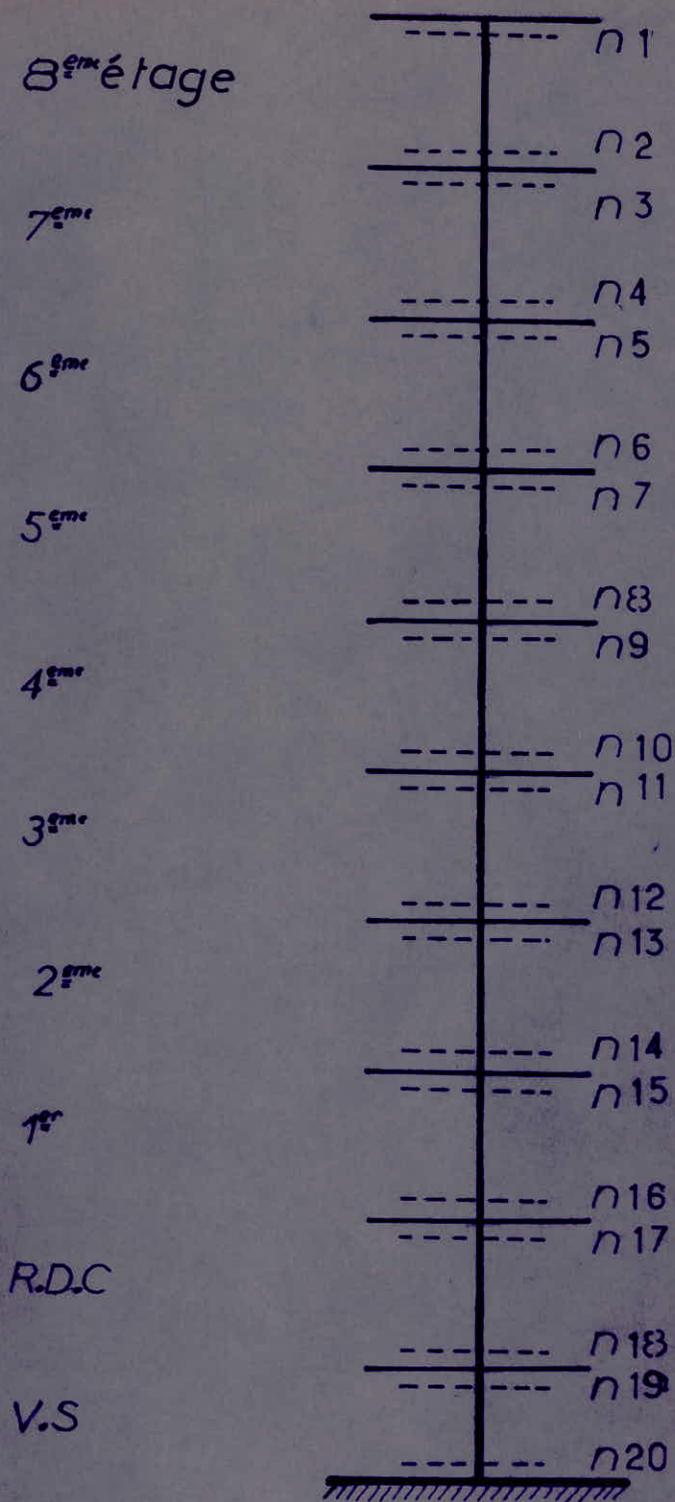
$$\Sigma = 6,98 (t)$$

• Poteau P_5 :

$$\text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,85}{2} * 2,5$$

$$\text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * (3,54 + 3,78)$$

$$\Sigma = 6,23 (t)$$



• Poteau P₆ :

$$\begin{array}{l}
 \text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{(4,85+5,45)}{2} * 2,5 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * 15,54 \\
 \text{poutre transv.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{(2,92+3,12)}{2} * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 24,54 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₇ :

$$\begin{array}{l}
 \text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * 9,63 \\
 \hline
 \Sigma = 8,02 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₈ :

$$\begin{array}{l}
 \text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{(4,85+5,45)}{2} * 2,5 \\
 \text{poutre transv.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{(4,16+2,92)}{2} * 2,5 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * 18,21 \\
 \hline
 \Sigma = 16,50 \text{ t.}
 \end{array}$$

• Poteau P₉ :

$$\begin{array}{l}
 \text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,85}{2} * 2,5 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * 8,58 \\
 \hline
 \Sigma = 7,12 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₁₀ :

$$\begin{array}{l}
 \text{poutre transv.} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,16}{2} * 2,5 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,727 * 10,70 \\
 \hline
 \Sigma = 8,34 \text{ (t)}
 \end{array}$$

NIVEAU n2:• Poteau P₁ :Venant de n₁ 5,22poteau $0,3 + 0,3 + 2,8 + 2,5$

$$\Sigma = 5,85 (t)$$

• Poteau P₂ :Venant de n₁ 5,22poteau $0,3 + 0,3 + 2,8 + 2,5$

$$\Sigma = 5,85 (t)$$

• Poteau P₃ :Venant de n₁ 9,42poteau $0,3 + 0,5 + 2,8 + 2,5$

$$\Sigma = 10,47 (t)$$

• Poteau P₄ :Venant de n₁ 6,98poteau $0,3 + 0,5 + 2,8 + 2,5$

$$\Sigma = 8,03 (t)$$

• Poteau P₅ :venant de n₁ 6,23poteau $0,3 + 0,5 + 2,8 + 2,5$

$$\Sigma = 7,28 (t)$$

• Poteau P₆ :

$$\begin{array}{r}
 \text{Venant de } n_1 \dots\dots\dots 24,54 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,6 * 0,6 * 2,8 * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 27,06 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₇ :

$$\begin{array}{r}
 \text{Venant de } n_1 \dots\dots\dots 8,02 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 2,8 * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 9,07 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₈ :

$$\begin{array}{r}
 \text{Venant de } n_1 \dots\dots\dots 16,5 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,6 * 0,6 * 2,8 * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 19,02 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₉ :

$$\begin{array}{r}
 \text{Venant de } n_1 \dots\dots\dots 7,12 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 2,8 * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 8,17 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P₁₀ :

$$\begin{array}{r}
 \text{Venant de } n_1 \dots\dots\dots 8,34 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 2,8 * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 9,39 \text{ (t)}
 \end{array}$$

NIVEAU n3 :

• Poteau P1 :

venant de n2	5,85
poutre longit.	$0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5$
poutre transu.	$0,3 * 0,5 * \frac{2,55}{2} * 2,5$
plancher courant	$0,548 * 3,47$
$\frac{1}{2}$ mur de façade trans.	$0,25 * 2,8 * \frac{2,55}{2}$
$\frac{1}{2}$ mur de façade longit.	$0,25 * 2,8 * \frac{5,45}{2}$
	$\Sigma = 12,05 (t)$

• Poteau P2 := P1

$$\Sigma = 12,05 (t)$$

• Poteau P3 :

venant de n2	10,47
poutre trans.	$\frac{(2,55 + 3,12)}{2} * 0,3 * 0,5 * 2,5$
plancher courant	$0,548 * 11,50$
$\frac{1}{2}$ mur de façade	$0,25 * \frac{2,55}{2} * 2,8$
	$\Sigma = 18,72 (t)$

• Poteau P4 :

venant de n2	8,03
poutre longit.	$0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5$
plancher courant	$0,548 * 8,22$
	$\Sigma = 13,55 (t)$

• Poteau P5 :

venant de n2	7,28
poutre longit.	$0,3 * 0,5 * \frac{4,85}{2} * 2,5$
plancher	$0,548 * 7,32$
	$\Sigma = 12,2(t)$

• Poteau P6 :

venant de n2	27,06
poutre longit.	$0,3 * 0,5 * \frac{(4,85 + 5,45)}{2} * 2,5$
poutre transu.	$0,3 * 0,5 * \frac{(2,92 + 3,12)}{2} * 2,5$
plancher	$0,548 * 15,54$
	$\Sigma = 48,78 (t)$

• Poteau P7 :

venant de n2	9,07
poutre longit.	$0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5$
plancher	$0,548 * 9,63$
	$\Sigma = 15,37 (t)$

• Poteau P8 :

venant de n2	19,02
poutre longit.	1,93
poutre transu.	1,33
plancher	$0,548 * 18,21$
	$\Sigma = 32,26 (t)$

- Poteau P9 :

$$\begin{array}{l}
 \text{venant de } n_2 \dots\dots\dots 8,17 \\
 \text{poutre longit.} \dots\dots\dots 0,91 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,548 \times 8,50 \\
 \hline
 \Sigma = 13,78 \text{ (t)}
 \end{array}$$

- Poteau P10 :

$$\begin{array}{l}
 \text{venant de } n_2 \dots\dots\dots 9,39 \\
 \text{poutre transv.} \dots\dots\dots 0,78 \\
 \text{plancher} \dots\dots\dots 0,548 \times 10,70 \\
 \hline
 \Sigma = 16,03 \text{ (t)}
 \end{array}$$

- Poids de poteau d'étage courant ($n_3 - n_1$) :

niv. pot.	n_1 (t)	n_3 (t)	$n_3 - n_1$ (t)
P1	5,22	12,05	6,83
P2	5,22	12,05	6,83
P3	9,42	18,72	9,30
P4	6,98	13,55	6,57
P5	6,23	12,20	5,97
P6	24,54	48,78	24,24
P7	8,02	15,37	7,35
P8	16,50	32,26	15,76
P9	7,12	13,78	6,66
P10	8,34	16,03	7,69

NIVEAU n20 :

• Poteau P₁ :

$$\begin{array}{r} \text{Venant de n19} \dots\dots\dots 6,83 * 9 + 5,22 \\ \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,3 * 1,2 * 2,5 \\ \hline \Sigma = 66,96 (t) \end{array}$$

• Poteau P₂ :

$$P_2 = P_1 \quad \Sigma = 66,96 (t)$$

• Poteau P₃ :

$$\begin{array}{r} \text{Venant de n19} \dots\dots\dots 9,30 * 9 + 9,42 \\ \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 2,5 \\ \frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{3,12}{2} * 2,5 \\ \hline \Sigma = 94,15 (t) \end{array}$$

• Poteau P₄ :

$$\begin{array}{r} \text{Venant de n19} \dots\dots\dots 6,57 * 9 + 6,98 \\ \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 2,5 \\ \frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} * 2,5 \\ \hline \Sigma = 67,58 (t) \end{array}$$

• Poteau P₅ :

$$\begin{array}{r} \text{Venant de n19} \dots\dots\dots 5,97 * 9 + 6,23 \\ \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 2,5 \\ \frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,85}{2} * 2,5 \\ \hline \Sigma = 61,32 (t) \end{array}$$

• Poteau P6 :

$$\begin{array}{r}
 \text{venant de n19} \dots\dots\dots 24,24 * 9 + 24,54 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,6 * 0,6 * 1,2 * 2,5 \\
 \text{longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \left(\frac{5,45}{2} + \frac{4,85}{2} + \frac{3,12}{2} \right. \\
 \qquad \qquad \qquad \left. + \frac{3,92}{2} \right) * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 247,03 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P7 :

$$\begin{array}{r}
 \text{venant de n19} \dots\dots\dots 7,35 * 9 + 8,02 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 4,5 \\
 \frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{5,45}{2} \\
 \hline
 \Sigma = 75,03 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P8 :

$$\begin{array}{r}
 \text{venant de n19} \dots\dots\dots 15,76 * 9 + 16,5 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,6 * 0,6 * 1,2 * 2,5 \\
 \text{longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \left(\frac{5,45}{2} + \frac{4,85}{2} \right. \\
 \qquad \qquad \qquad \left. + \frac{4,16}{2} + \frac{2,92}{2} \right) * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 162,68 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P9 :

$$\begin{array}{r}
 \text{venant de n19} \dots\dots\dots 6,66 * 9 + 7,12 \\
 \text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 2,5 \\
 \frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,85}{2} * 2,5 \\
 \hline
 \Sigma = 68,42 \text{ (t)}
 \end{array}$$

• Poteau P10 :

$$\begin{aligned}
 &\text{venant de n19} \dots\dots\dots 7,69 * 9 + 8,34 \\
 &\text{poteau} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * 1,2 * 2,5 \\
 &\frac{1}{2} \text{ longrine} \dots\dots\dots 0,3 * 0,5 * \frac{4,16}{2} * 2,5 \\
 &\qquad\qquad\qquad \underline{\qquad\qquad\qquad} \\
 &\qquad\qquad\qquad \Sigma = 78,78 \text{ (t)}
 \end{aligned}$$

9. poids total du bâtiment :

9.1. poids des voiles :

voile	poids (t)
V_{l_0}	6,15
V_{l_1}, V'_{l_1}	$2 * 186,37$
$V_{l_2} = V_{l_3}; V'_{l_2}, V'_{l_3}$	$2 * 168,22$
V_{l_4}	33,44
V_{l_5}	34,64
$V_{t_{01}}, V_{t_{02}}, V'_{t_{01}}, V'_{t_{02}}$..	$2,44 * 4$
$V_{t_1}, V_{t_1 \text{ sym.}}$	$2 * 146,04$
V_{t_2}	243,71
$V_{t_2 \text{ sym.}}$	250,01
Local ascenseur: V_l	21,27
V_t	12,24
Local poubelle V_l ...	4,13
V_t ...	3,08
$V_{t \text{ sym}}$	2,27
TOTAL	1621,96

9.2. poids des poteaux :

44

poteau	poids (t)
$P_1, P'_1 \dots$	$2 * 66,96$
$P_2, P'_2 \dots$	$2 * 66,96$
$P_3, P'_3 \dots$	$2 * 94,15$
$P_4, P'_4 \dots$	$2 * 67,58$
$P_5, P'_5 \dots$	$2 * 61,32$
$P_6, P'_6 \dots$	$2 * 247,03$
$P_7, P'_7 \dots$	$2 * 75,03$
$P_8, P'_8 \dots$	$2 * 162,68$
$P_9, P'_9 \dots$	$2 * 68,42$
$P_{10}, P'_{10} \dots$	$2 * 78,78$
TOTAL	1977,82

9.3. poids des gaines :

• Gaines (1) et (2) : $0,79 (t)$ par étage
 $(0,79 * 9) * 4 = 28,44 (t)$

• gaine (3) : $1,45 (t)$ par étage
 $2 * 1,45 * 9 = 26,1 (t)$

TOTAL

9.4. poids total du bâtiment :

$$G = 1621,96 + 1977,82 + 54,54 = 3654,32 (t)$$

1. L'acrotère est un système extérieurement isostatique assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse. Elle est sollicitée par son poids propre G et la surcharge due à la main courante.

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement, le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire dont les dimensions sont :

Largeur : 100 cm.

hauteur : 100 cm.

épaisseur : 12 cm.

2. charges et surcharges :

- Poids propre $G = 0,12 * 1 * 2500 = 300 \text{ kg/ml}$
- Surcharge due à la main courante $P = 100 \text{ kg/ml}$
- Surcharge majorée $1,2P = 120 \text{ kg/ml}$

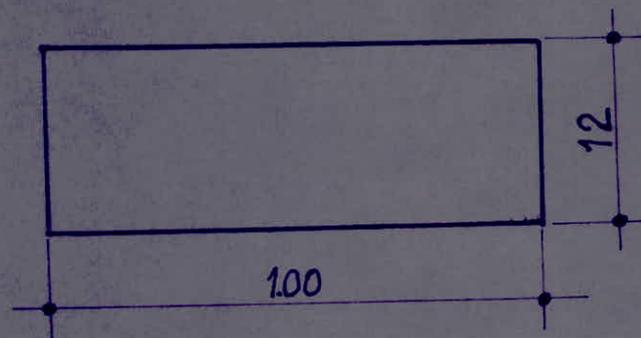
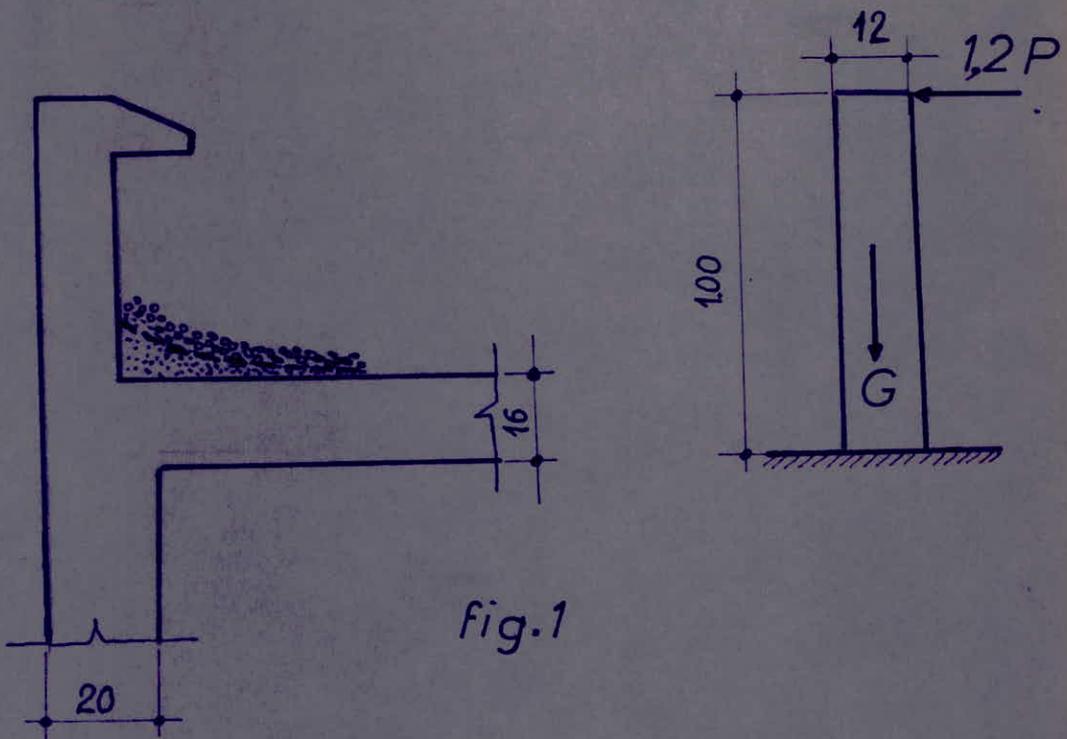
3. évaluation des efforts :

Notre section dangereuse sera soumise aux éléments de réduction M, N, T suivants :

- Moment d'encastrement : $M = 1,2 P \cdot h = 1,2 * 100 * 1 = 120 \text{ kgm}$
- Effort normal : $N = G = 300 \text{ kg/ml}$
- Effort tranchant : $T = 1,2 P = 1,2 * 100 = 120 \text{ kg par ml}$

4. détermination du type de F.C :

- Calcul de l'excentricité e_0 :



$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120}{300} = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm}$$

puisque c'est une section rectangulaire on doit

comparer e_0 à la valeur $e_1 = \frac{ht}{6}$

d'après la figure 2 : $\frac{ht}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$ donc :

$e > \frac{ht}{6}$ d'où la section est partiellement comprimée.

5. ferrailage :

* Armatures comprimées : Calcul du M_{rb}

$$M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 \text{ avec } \bar{K} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \bar{\alpha} \bar{\gamma}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3}$$

A.N :

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

$$\bar{\alpha} = 0,423$$

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

$$\longrightarrow \bar{\gamma} = 0,859$$

$$\bar{K} = 24,903$$

$$\text{-d'où : } M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 24,903 \cdot 100 \cdot 10^2 = 2,49 \text{ t.m}$$

$M_{rb} > M_{ext} \longrightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

* Armatures tendues :

Elles seront calculées par la méthode exposée par

M^r : "PIERRE CHARON" cas d'une flexion composée

à section rectangulaire partiellement comprimée.

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

$$M_f = M + N \cdot e_a \text{ avec } e_a : \text{distance du centre de pression aux armatures tendues}$$

$$e_a = e_o + \frac{h_t}{2} - d = 40 + \frac{12}{2} - 2 = 44 \text{ cm}$$

$$M_f = 120 + 300 * 0,44 = 252 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 252 * 10^2}{2800 * 100 * 10^2} = 0,0135$$

$$\mu = 0,0135 \longrightarrow \varepsilon = 0,9482, \quad \kappa = 81,5$$

-d'où :

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{252 \cdot 10^2}{2800 * 0,9482 * 10} = 0,949 \text{ cm}^2$$

-donc :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,949 - \frac{300}{2800} = 0,842 \text{ cm}^2$$

6. vérifications :

- Condition de non fragilité : art 52 C.C.B.A 68

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

$$A = 0,842 \text{ cm}^2 \not\geq 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,969 \text{ cm}^2$$

la section de calcul ne vérifie pas la condition de non fragilité donc on adoptera la section minimale imposée par la condition de non fragilité.

on prend $A = 4HA16 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

$$t = 25 \text{ cm.}$$

- Vérification de l'espacement :

Conformément aux règles C.C.B.A 68 art. 57.33

$$t_{\min} \leq 3h_t = 3 * 12 = 36 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm} < 36 \text{ cm} \quad \text{qui est vérifié.}$$

- On prévoit des armatures perpendiculaires aux

armatures principales pour empêcher les ouvertures excessives des fissures vu que l'acrotère est exposée aux intempéries. Les armatures sont dites de peau. On adoptera 4HA16

- Vérifications des contraintes :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{81,5} = 34,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 2362,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

σ_a est calculée dans le prochain paragraphe.

- Vérification de la condition de non fissuration :

$$\sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\}$$

--calcul de $\tilde{\omega}_f$:

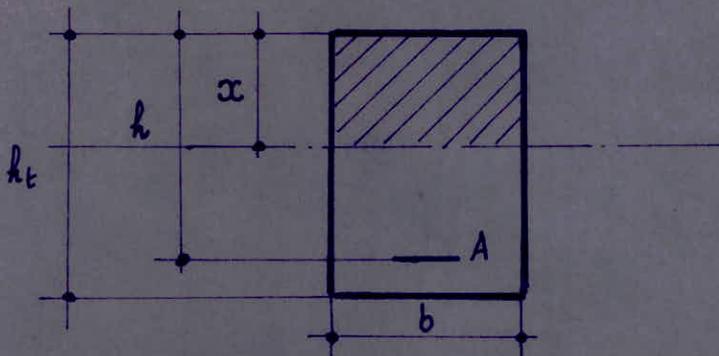
$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,13}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 0,28\% = 0,0028$$

--calcul de σ_1 et σ_2 : $\eta = 1,6$, $K = 1 \cdot 10^6$

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{K \eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \\ &= \frac{10^6 \cdot 1,6}{6} \frac{0,0028}{1 + 0,028} = 726,33 \text{ bars} = 740,13 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_2 &= 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1 \cdot 10^6 \cdot 5,8}{6}} \\ &= 2984,76 \text{ bars} \\ &= 3041,47 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

- Calcul de σ_a :
determination de la position de l'A.N.



équation du moment statique :

$$\frac{bx^2}{2} - nA(h-x) = 0 ;$$

$$\frac{100x^2}{2} - 15 \cdot 1,13(10-x) = 0 \rightarrow x = 1,679 \text{ cm.}$$

moment d'inertie :

$$I = \frac{bx^3}{3} + nA(h-x)^2 = 1331,374 \text{ cm}^4$$

-d'où $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-x) = 15 \cdot \frac{252 \cdot 10^2}{1331,374} (10 - 1,679)$

$$\sigma_a = 2362,475 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration n'est pas à craindre.

• Vérification à l'effort tranchant :

on doit vérifier que : $A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ avec

$$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75 \text{ cm}$$

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

$$M = 25 \cdot 200 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$A\bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 = 3164 \text{ kg} > 120 + \frac{25 \cdot 200}{8,75} = 3000 \text{ kg vérifié}$$

- Vérification au cisaillement :

on doit vérifier que : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$

A.N :

$$\tau_b = \frac{120}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 0,137 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais vu la fissuration excessive due aux intempéries on a prévu des armatures de peau, d'où il n'est pas nécessaire de justifier l'ancrage de ces armatures.

- Vérification de l'acrotère au séisme :

On applique la méthode citée au RPA 81 art 3.3.9 énoncée comme suit :

Les éléments secondaires de la structure doivent être vérifiées sous l'action des forces horizontales :

$$\text{force horizontale } F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

avec : W_p :- poids de l'élément

$$Z = \frac{A (\text{du groupe d'usage II, en zone II})}{A (\text{du groupe d'usage II, en zone III})}$$

tel que A : Coefficient d'accélération de zone donné par un tableau art. 3.3.1.1. RPA 81.

I : Le rapport entre la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage du bâtiment et la valeur du coefficient A pour le groupe d'usage II.

C_p : facteur de force horizontale.

AN :

$$W_p = 300 \text{ kg par ml.}$$

$$Z = \frac{A(\text{groupe 2, zone II})}{A(\text{groupe 2, zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage bat.})}{A(\text{groupe d'usage II})} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$$C_p = 0,8 \text{ pour les éléments en console.}$$

$$\text{donc } F_p = 0,6 * 1 * 0,8 * 300 = 144 \text{ kg/ml.}$$

Le séisme n'étant pas vérifié $F_p > 1,2P = 120 \text{ kg/ml}$,

on redimensionne l'acrotère avec les éléments de réduction

$$\text{suivant: } N = G = 300 \text{ kg/ml}$$

$$M = F_p \cdot h = 144 * 1 = 144 \text{ kg.m/ml.}$$

$$T = F_p = 144 \text{ kg/ml.}$$

- Détermination du type de flexion composée :

$$e_o = \frac{M}{N} = \frac{144}{300} = 48 \text{ cm}$$

$$e_o = 48 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 2 \text{ cm} \text{ donc la section est partiellement comprimée.}$$

- Ferrailage :

Armatures comprimées :

$$M_{rb} = \bar{\kappa} b \cdot h^2 = 3,58 \text{ t.m} \text{ déjà calculé}$$

$M_{rb} > M_{ext}$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Armatures tendues :

Elles seront calculées par la méthode de M^r. P. CHARON

$$M_f = M + N \cdot e_a ; e_a : \text{ déjà calculé}$$

$$M_{ext} : 144 \text{ kg.m/ml.}$$

$$M_f = 144 + 300 \cdot 0,44 = 276 \text{ kg.m/ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 276 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0148 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9460 \\ K = 77,5 \end{matrix}$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{276 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,946 \cdot 10} = 1,042 \text{ cm}^2$$

donc :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,042 - \frac{300}{2800} = 0,935 \text{ cm}^2$$

on remarque que $A < A$ condition de non fragilité.

on adoptera donc : $A = 1,13 \text{ cm}^2 = 4116 \text{ /ml}$

espacés de $t = 25 \text{ cm}$.

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{77,5} = 36,13 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2.$$

$\bar{\sigma}_a < \bar{\sigma}_a$ déjà vérifié.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 1,13 \cdot 2800 = 3164 > T + \frac{M}{j} = 144 + \frac{14400}{\frac{7}{8} \cdot 10} = 1789,7$$

- Vérification aux cisaillements :

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot j} = \frac{144}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 0,164 < \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

mais on doit prévoir des armatures de peau déjà

citées.

CALCUL DES ESCALIERS

1. Introduction :

Les escaliers qu'on a prévu pour notre bâtiment sont du type "escalier à paillasse adjacente" constituées de paillasse ou de volet prefabriquée ou fabriquée sur chantier et de palier intermédiaire - fig.1. -

Au niveau de la jonction paillasse (volet) - palier il y a un becquet qui assure la liaison par scellement qui s'oppose à l'effort transmis par la paillasse au palier.

2. Prédimensionnement :

• Détermination de h et g :

Pour assurer une montée confortable, on doit vérifier la relation de "BLONDEL" : $60 \leq 2h + g \leq 64$

avec :

g : largeur d'une marche .

h : hauteur de la contre marche .

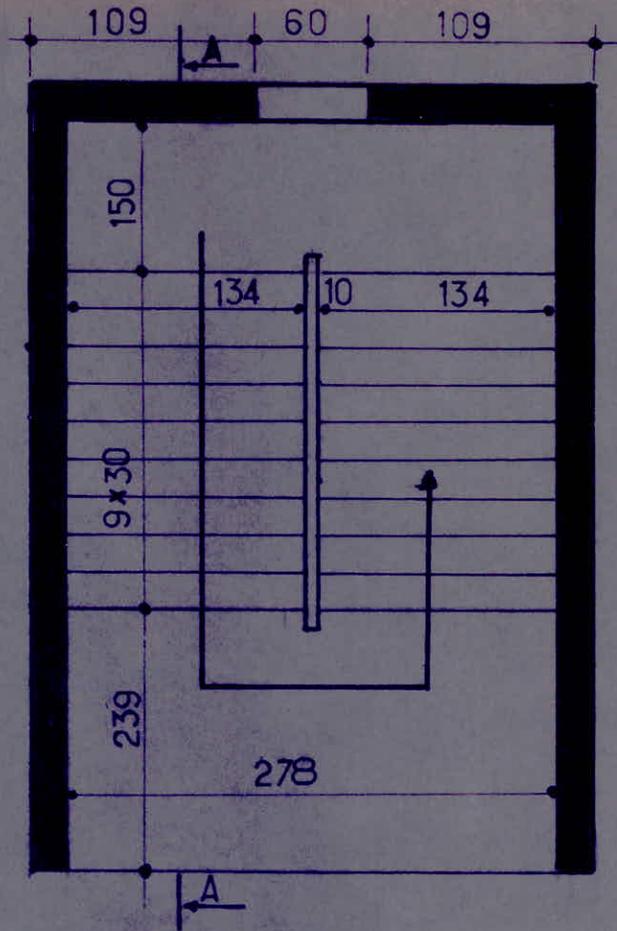
Les dimensions h et g ont été proposées par l'architecte et elles vérifient bien la relation de "BLONDEL"

$$60 \leq 2h + g = 2 \cdot 15 + 30 = 60 \leq 64$$

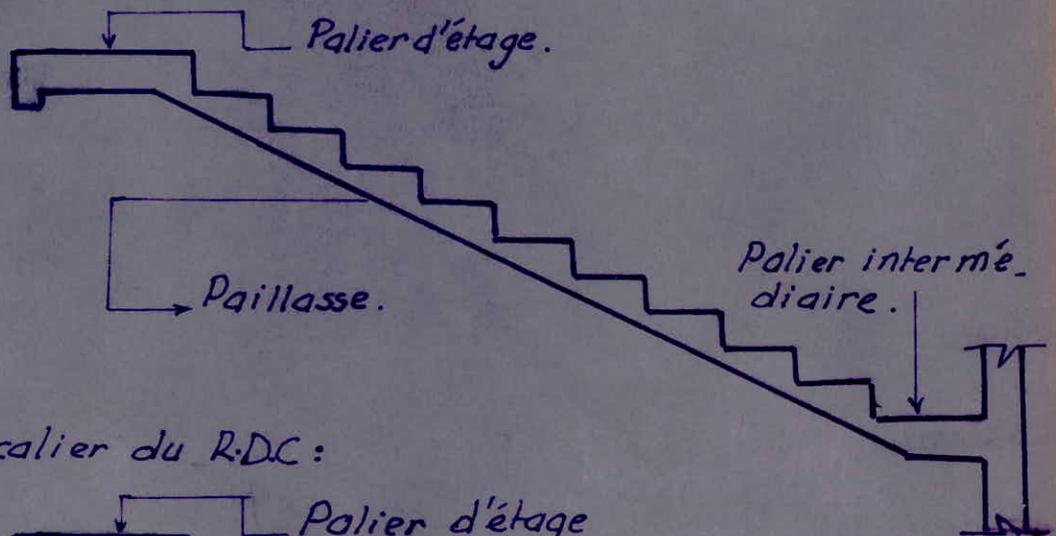
• Épaisseur de la paillasse :

Pour éviter une très grande flexibilité, l'épaisseur de la paillasse " e " doit être :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} ; l : \text{portée de la paillasse.}$$



- Escalier d'étage courant :



- Escalier du R.DC :

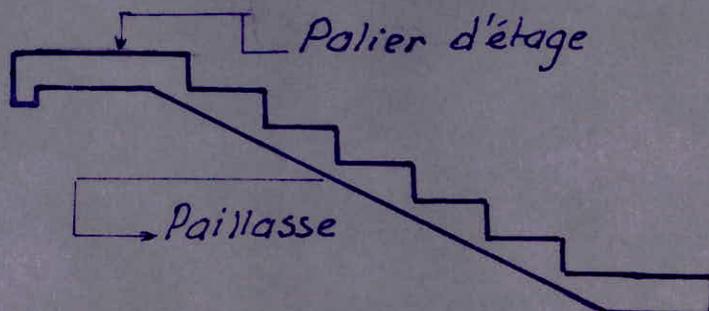


fig.1

détermination de l : $l = \sqrt{G^2 + H^2}$ fig-2-

avec : $G = \sum g_i = 9 \cdot g = 9 \cdot 30 = 270 \text{ cm}$

$H = \sum h_i = 9 \cdot h = 9 \cdot 15 = 135 \text{ cm}$

d'où : $l = \sqrt{270^2 + 135^2} = 302 \text{ cm}$.

donc $\frac{302}{30} \leq e \leq \frac{302}{20} \rightarrow 10 \leq e \leq 15$ on prend $e = 16 \text{ cm} \neq 15 \text{ cm}$.

• Épaisseur du palier :

Pour cette épaisseur on conserve l'épaisseur de la paillasse qui sera la même que celle du palier.

Recommandations exigées par le C.T.C. fig-3-

3. Calcul de la paillasse (volet) :

Cette dernière est assimilée à une poutre appuyée sur les deux paliers (becquets), elle sera calculée en flexion simple soumise à une charge uniformément répartie avec une portée horizontale mesurée entre les centres des deux becquets.

* Charges et surcharges :

- poids propre de la paillasse : $\frac{e \cdot l}{\cos \alpha} = \frac{0,16 \cdot 2,56}{0,866} = 462 \text{ kg/m}^2$

- poids propre des marches : $\frac{h \cdot l}{2} = \frac{0,15 \cdot 2200}{2} = 165 \text{ kg/m}^2$

- poids du garde corps (en métal) : 100 kg/m^2

- Mortier (2 cm) : 40 kg/m^2

- revêtement (3 cm) : $0,03 \cdot 2200 = 66 \text{ kg/m}^2$.

TOTAL $G = 833 \text{ kg/m}^2$

- surcharges $P = 250 \text{ kg/m}^2$

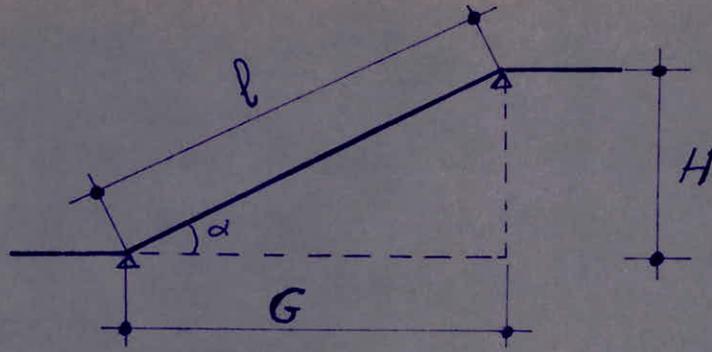
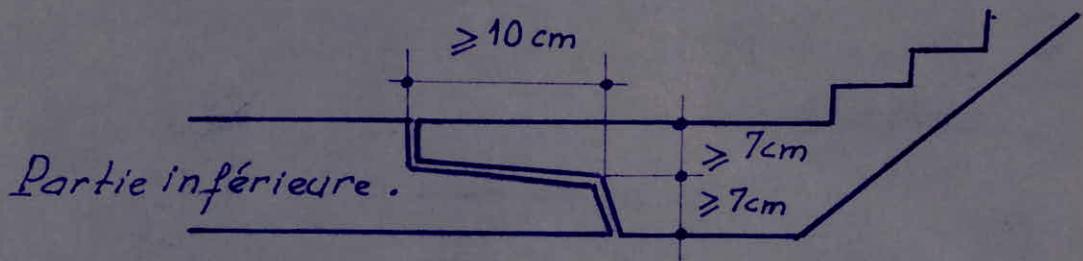


fig.2

- Recommandations du C.T.C :



Partie supérieure.

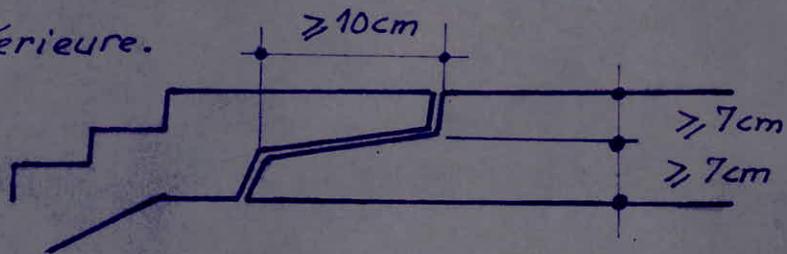


fig.3

donc : $q = G + 1,2P = 833 + 1,2 \cdot 250 = 1133 \text{ kg/m}^2$ ⁵⁸
 $q = 1133 \cdot 1,34 = 1518,22 \text{ kg/ml}$ fig-4-

* Calcul du moment max M_{ext} :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1518,22 \cdot 2,70^2}{8} = 1,38 \text{ t.m.}$$

* Calcul du moment résistant du béton M_{rb} :

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

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

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \\ h_t &= 16 \text{ cm} \\ d &= 2 \text{ cm} \\ h &= 14 \text{ cm} \end{aligned}$$

donc : $M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 0,423 \cdot \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) \cdot 100 \cdot 14^2 = 4,88 \text{ t.m.}$

$M_{rb} > M_{ext}$ donc il n'est pas nécessaires de mettre des armatures supérieures.

* Calcul des armatures inférieures :

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,038$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \varepsilon = 0,9167$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,38 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9167 \cdot 14} = 3,84 \text{ cm}^2.$$

- on adopte $A = 5 \text{ HA}10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec $t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

on prévoit des armatures de répartition tel que leur section soit prise forfaitièrement.

$$\frac{A_p}{4} \leq A_r \leq \frac{A_p}{2} ; 0,98 \leq A_r \leq 1,96$$

on adopte 5HA6 / ml avec $t = 20 \text{ cm}$.

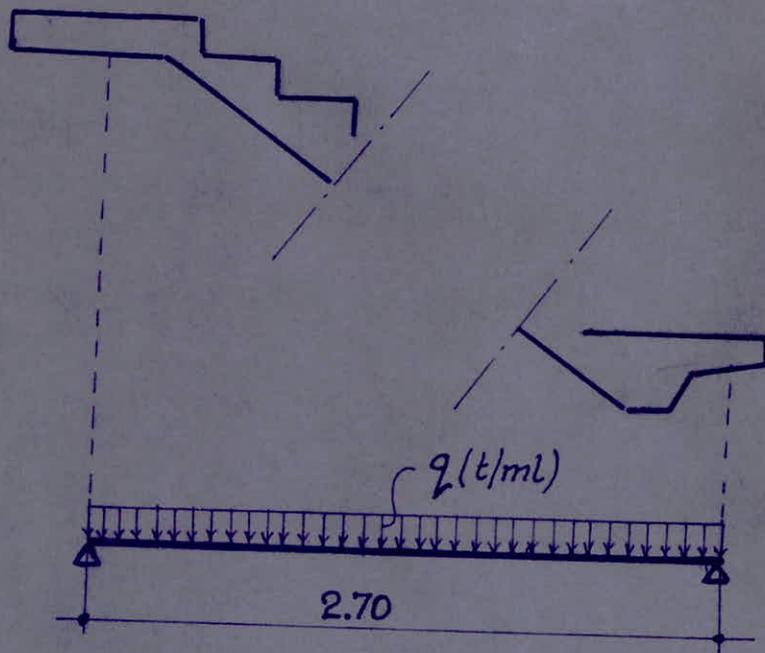


fig.4

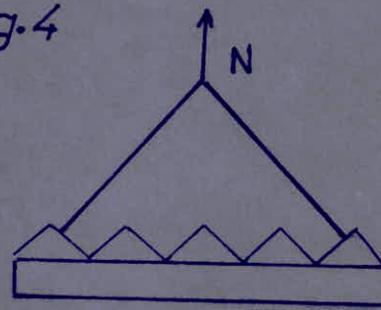
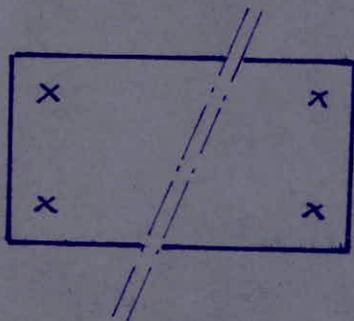


fig.5

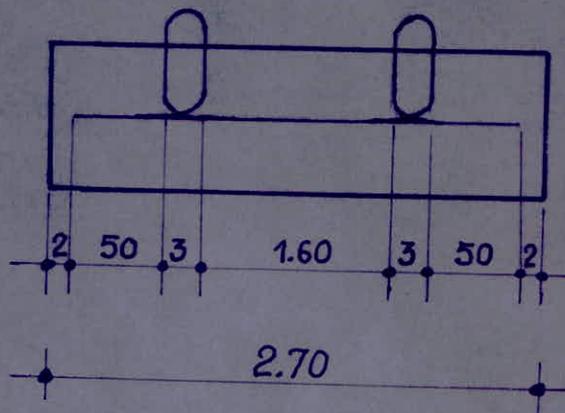
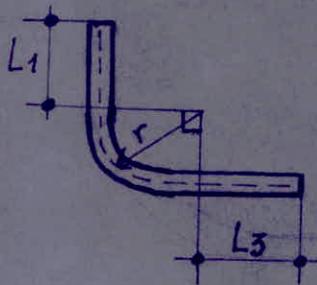


fig.6

* Condition de manutention :

dors du transport de la volet d'escalier de l'usine au chantier (ou sur chantier), elle sera soumise à des augmentations de charges dues aux chocs ou accélérations.

- moment de manutention :

$$M_{man} = \frac{1,2G * l^2}{8} = \frac{1,2 * (833 * 1,34) * 2,70^2}{8} = 1,22 \text{ t.m}$$

$M = 1,38 \text{ t.m} > M_{man}$ il n'est pas donc nécessaires de disposer des aciers supplémentaires.

* Calcul des crochets :

- poids propre de la volet : $833 * 1,34 * 2,70 = 3013,79 \text{ kg}$
 $= 3,01 \text{ t}$
- poids propre majorée : $N = 1,2 * 3,01 = 3,62 \text{ t}$.

on dispose 4 crochets sur les coins de la volet. fig 5

on a une traction sur chaque côté : $T = \frac{N}{4} = \frac{3,62}{4} = 0,905 \text{ t}$.

d'où la contrainte :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{T}{2A} = \frac{0,905}{2 * \left(\frac{\pi * 0,1^2}{4}\right)} = 0,576 \text{ t/cm}^2 = 576 \text{ kg/cm}^2$$

Longueur d'ancrage :

$$l_d = \frac{\phi}{4} * \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} ; \bar{\sigma}_d = 1,25 \bar{\sigma}_b = 1,25 * 5,9 = 7,37 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} * \frac{2800}{7,37} = 94,98 \text{ cm}$$

ancrage à 90° : $L_1 + 1,89 L_3 \geq l_d - 2,21 r$

$$r = 3\phi = 3 * 1,0 = 3 \text{ cm} ; L_1 = 0$$

$$1,89 L_3 \geq 94,98 - 3 * 2,21 = 46,74$$

on prend $L_3 = 50 \text{ cm}$ - fig 6 -

* Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = \frac{q l}{2} = \frac{1518,22 \cdot 2,70}{2} = 2049,59 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{2049,59}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4. Calcul du becquet :

Il sera calculé sous une charge linéaire égale à :

$$q = \gamma_q (G + 1,2 P)$$

γ_q : coefficient de comportement expérimental

Les armatures principales sont réalisés au moyen de boucles, et de cadres fermés.

γ_q		pose de la volet à bain mortier	pose de la volet à sec
Calcul du becquet en flexion	avec armatures de suspension	1,0	1,4
	sans armatures de suspension	1,4	2,0
Calcul du cisaillement du béton du becquet		1,0	1,4

$\gamma_q = 1,4$ Calcul du becquet en flexion sans armatures de suspension et pose de la volet à bain mortier.

$$Q = 1,4 \cdot q \cdot l = 1,4 \cdot 1518,22 \cdot \frac{2,70}{2} = 2869,44 \text{ kg.}$$

$$M = Q \cdot L = 2,87 \cdot 0,15 = 0,431 \text{ t.m - fig. 7.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,431 \cdot 10^5}{2800 \cdot 134 \cdot 6^2} = 0,048$$

$$\mu = 0,048 \rightarrow \epsilon = 0,9077$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,431 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9077 \cdot 6} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Le diamètre des barres sera tel que: $\phi \leq \frac{e}{10} = 1,6 \text{ cm}$

on choisit des boucles $\phi 8$ avec un espacement $t = 16 \text{ cm}$

Ce qui est conforme avec la règle donnée par le C.T.C:

$$t \leq 2 \cdot a = 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm soit en total:}$$

$$9 \text{ boucles } \phi 8 = 4,52 \text{ cm}^2.$$

* Armatures de repartition :

D'après le C.T.C : $A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$ soit 3 HA8.

5. Calcul de la poutre palière :

Les poutres palières sont des poutres noyées dans le palier, ont les possibilités d'appui des volets d'escaliers et des paliers.

on considère la poutre fictive de section:

$$- h_t = h_o = 16 \text{ cm}$$

$$- b = 40 \text{ cm ; généralement on prend } h_o \leq b \leq 2h_o.$$

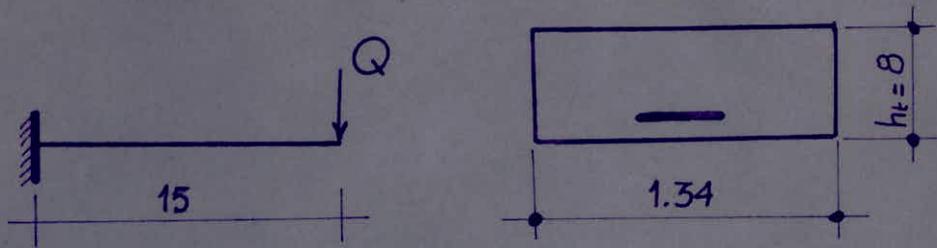


fig.7

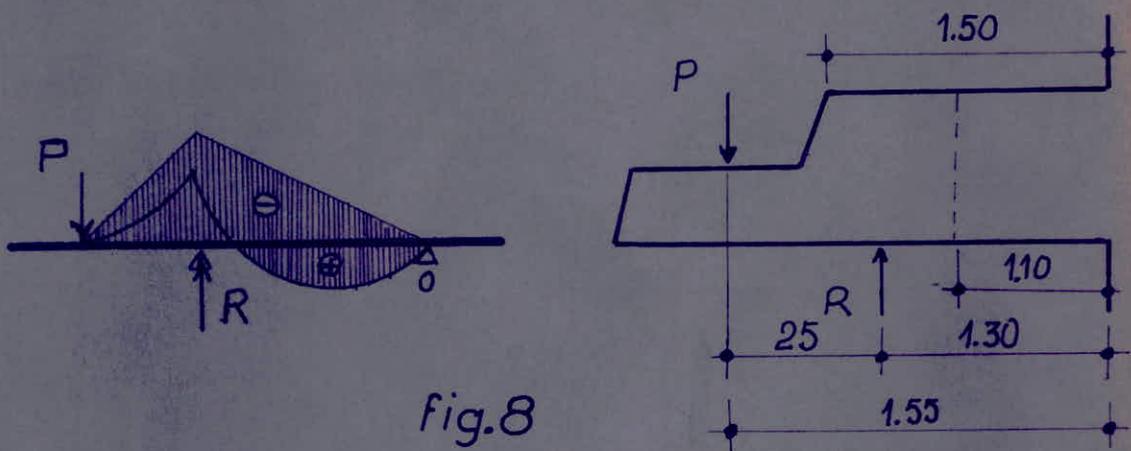


fig.8

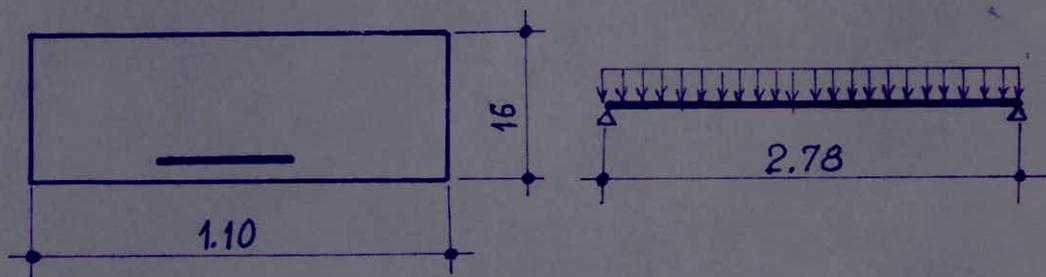


fig.9

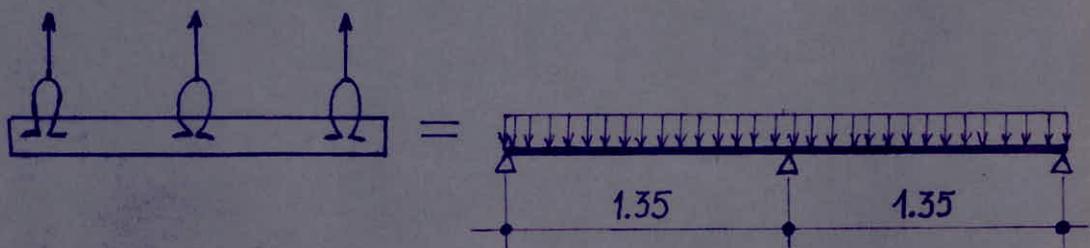


fig.10

* Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- $q_0 = \frac{T}{l_0} = \frac{q_l}{2} * \frac{1}{l_0} = \frac{1518,22 * 2,70}{2} * \frac{1}{1,34} = 1529,55 \text{ kg/ml}$
- poids propre de la dalle : $400 * 0,40 = 160 \text{ kg/ml}$
- carrelage : $44 * 0,4 = 17,60 \text{ kg/ml}$
- mortier de pose : $40 * 0,4 = 16 \text{ kg/ml}$
- sable : $51 * 0,4 = 20,40 \text{ kg/ml}$.

Surcharges : $1,2P = 1,2 * 250 * 0,40 = 120 \text{ kg/ml}$.

d'où :

$$q = G + 1,2P = 1863,55 \text{ kg/ml} = 1,86 \text{ t/ml}$$

* Calcul des armatures inférieures (dans le sens longitudinal)

• Calcul de M_{ext} :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,86 * 2,78^2}{8} = 1,80 \text{ t.m}$$

• détermination de A :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 1,80 \cdot 10^5}{2800 * 40 * 14^2} = 0,1230 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,8634 \\ K = 21,6 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot h \cdot \varepsilon} = \frac{1,80 \cdot 10^5}{2800 * 14 * 0,8674} = 5,32 \text{ cm}^2$$

on adopte $A = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2$.

* Calcul des armatures supérieures (dans le sens transversal)

$$\text{on a : } P = \frac{q l}{2} = \frac{1,52 * 2,7}{2} = 2,05 \text{ t.}$$

d'après la figure -8- :

$$M_s = P \cdot x = 2,05 * 0,25 = 0,51 \text{ t.m}$$

donc $A_s = \frac{M_s}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{0,51 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$. 65

on adopte : $A_s = 3\text{HA}8/\text{ml} = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $e = 33 \text{ cm}$.

* Armatures transversales :

Elles sont déterminées à partir de :

$$A_t = \frac{R}{\bar{\sigma}_a}$$

• détermination de R :

$$\sum M_{/o} = 0 \rightarrow P \cdot 1,55 - R \cdot 1,30 = 0 \quad \text{fig - 8 -}$$

$$R = \frac{1,55}{1,30} P_1 = \frac{1,55 \cdot 2,05}{1,30} = 2,44 \text{ t}$$

$$A_t = \frac{R}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2,44 \cdot 10^3}{2800} = 0,87 \text{ cm}^2$$

on adopte $A_t = 3\text{HA}8 = 1,5 \text{ cm}^2$.

6. Calcul de la poutre principale : fig - 9 - (reste du palier)

* Charges et surcharges :

- poids propre de la dalle : $400 \cdot 1,10 = 440 \text{ kg/ml}$.

- Carrelage : $44 \cdot 1,10 = 48,40 \text{ kg/ml}$.

- mortier de pose : $40 \cdot 1,10 = 44 \text{ kg/ml}$

- Sable : $51 \cdot 1,10 = 56,10 \text{ kg/ml}$.

- surcharges : $1,2P = 1,2 \cdot 250 \cdot 1,10 = 330 \text{ kg/ml}$.

$$Q = G + 1,2P = 0,92 \text{ t/ml}$$

* Calcul du moment extérieur :

$$M_{\text{ext}} = \frac{q l^2}{8} = \frac{0,92 \cdot 2,78^2}{8} = 0,89 \text{ t.m.}$$

* Calcul du moment résistant du béton M_{rb} :

$$M_{rb} = \bar{k} \cdot b \cdot h^2 = 24,89 * 130 * 14^2 = 6,34 \text{ t.m.}$$

$M_{rb} > M_{sct}$ donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

* Calcul des armatures tendues:

$$A = \frac{M}{\bar{\gamma} \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,89 \cdot 10^5}{2800 * \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,59 \text{ cm}^2$$

on adopte $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2$

* Armatures de répartition:

$$A_r \# \frac{A_p}{4} = 1,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\text{HA}10 / \text{ml.}$$

7. Liaison paillasse - palier :

Afin d'assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du séisme, on prévoit des armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volet sur toute la largeur de l'appui. Les armatures sont en acier doux ou bien en acier à haute adhérence, disposées forfaitairement, ancrées pas moins de 30 cm dans le béton du palier, sans oublier de mettre un mortier de clavetage.

La liaison sera calculée pour une charge égale à :

$$Q = 0,7 (G + 1,2P) \text{ de la volet préfabriquée}$$

$$Q = 0,7 * 1518,22 * 2,7 = 2869,44 \text{ kg}$$

$$\text{d'où : } A = \frac{2869,44}{2800} = 1,02 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A = 5\phi 8/\text{ml}$, $t = 20 \text{ cm}$.

8. Vérification des escaliers au levage :

Le levage des escaliers est assuré par des boucles disposées en 2 rangées de 3 boucles chacune dans le sens du plus grand côté. fig - 10 -

* Charges (garde corps non compris) :

$$G = (462 + 165 + 40 + 66) * 1,34 = 982,22 \text{ kg/ml} \\ = 0,98 \text{ t/ml}$$

$$q = 1,2G = 1,2 * 0,98 = 1,18 \text{ t/ml}$$

majorée de 20% pour tenir compte des effets dynamiques.

* Calcul de A :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,18 * 1,35^2}{8} = 0,27 \text{ t.m}$$

$$\text{d'où } A = \frac{M}{\frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2800} = \frac{0,27 \cdot 10^5}{7 \cdot 14 \cdot 2800} = 0,79 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A = 3\text{HA}8$

9. Vérifications divers :

9.1. Contraintes :

* Pailleuse :

$$A = 5T10/\text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 14 \text{ cm}$$

$$- \bar{\omega} = \frac{100A}{b * h} = \frac{100 * 3,92}{100 * 14} = 0,280 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,916A \\ K = 44,8 \end{matrix}$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1,38 \cdot 10^5}{3,92 \cdot 0,9164 \cdot 14} = 2743,97 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2743,97}{44,8} = 61,25 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

* becquet :

$$A = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$b = 134 \text{ cm}$$

$$h = 6 \text{ cm}$$

$$- \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,562 \rightarrow \varepsilon = 0,8884, K = 29,8$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 1788,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 60,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

* Poutre palière :

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$- \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 1,0089 \rightarrow \varepsilon = 0,8603, K = 20,8$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2454,09 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 117,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

* Poutre principale :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

$$- \bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,204 \rightarrow \varepsilon = 0,9275, K = 54,0$$

$$- \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = 2182,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$- \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 40,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

9.2. Condition de non fragilité :

* Paillasse :

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,36 \text{ cm}^2.$$

* becquet :

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 134 \cdot 6 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$$

* Poutre palière :

$$A = 5,65 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,54 \text{ cm}^2$$

* Poutre principale :

$$A = 3,14 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 110 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,49 \text{ cm}^2$$

9.3. Condition de non fissuration :

* Paillese :

$$- \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,01$$

$$- \sigma_1 = \frac{k\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,01}{1+0,1} = 2138,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k\eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_a = 2743,97 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

* becquet :

$$- \bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = 0,01$$

$$- \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,01}{1+0,1} = 2727,27 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_a = 1788,87 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

* Poutre palière :

$$- \bar{w}_f = \frac{5,65}{2 \cdot 40 \cdot 2} = 0,035$$

$$- \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,035}{1 + 0,35} = 5231,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_a = 2454,09 \text{ kg/cm}^2 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

* Poutre principale :

$$- \bar{w}_f = \frac{3,14}{2 \cdot 110 \cdot 2} = 0,01$$

$$- \sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,01}{1 + 0,1} = 2138,18 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \sigma_a = 2743,97 \text{ kg/cm}^2 < \min \{ \bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2) \} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

9.4. Flèche : on vérifie la condition la plus restrictive :

* Pailasse : $\frac{A}{b \cdot h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,92}{100 \cdot 14} = 0,0028 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102$$

inutile de justifier la flèche.

* becquet :

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,52}{134 \cdot 6} = 0,0056 < 0,0102$$

inutile de justifier la flèche.

* Poutre palière :

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{5,65}{40 \cdot 14} = 0,0101 < 0,0102$$

inutile de justifier la flèche.

* Poutre principale :

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,14}{110 \cdot 14} = 0,002 < 0,0102$$

inutile de justifier la flèche.

9.5. Armatures transversales :

* Paillasse :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2049,59}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 1,67 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

* becquet :

Les armatures en boucles jouent le rôle d'armatures transversales, ce qui est inutile de justifier la présence de ces armatures.

* Poutre palière :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1,86 \cdot \frac{2,78}{2} \cdot 10^3}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 5,28 < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

* Poutre principale :

$$\tau_b = \frac{0,92 \cdot 10^3 \cdot 278}{2 \cdot 110 \cdot 14 \cdot \frac{7}{8}} = 0,95 < \bar{\tau}_b = 6,79 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

PLANCHER D'ÉTAGE COURANT & R.D.C

1. Plancher :

- Le plancher de l'étage courant et du R.D.C (V.S) est à corps creux, constitué de poutrelles préfabriquées associées au corps creux de dimensions 12×65 et une table de compression (dalle) d'épaisseur 4 cm (C.T.C 5 cm pour R.D.C (V.S)).

- Choix du sens de pose des poutrelles :

Le choix du sens de pose des poutrelles sur les poutres dépend généralement de :

- la portée : la petite portée favorise toujours un gain d'acier.
- la continuité : la stabilité d'un système est plus sûr lorsque la continuité de celui-ci est importante.
- la flèche.

donc le sens des poutrelles serait :

le sens longitudinal pour la cage d'escalier.

le sens transversal ailleurs. fig-1-

2. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles préfabriquées ont des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et la dalle. Elles seront calculées sous les sollicitations du premier genre : $G + 1,2 P$, en deux étapes.

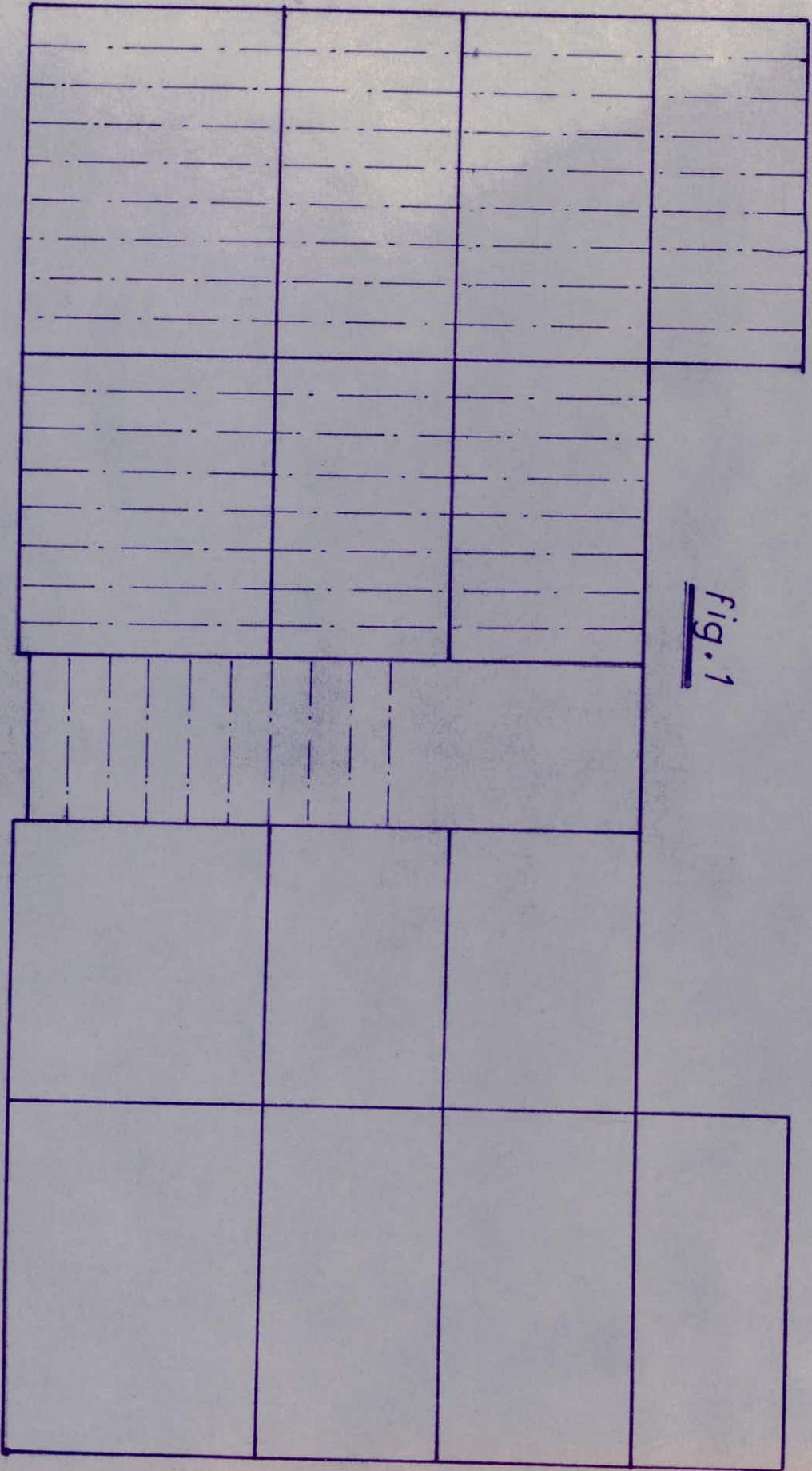


Fig. 1

2.1. Première étape : avant le coulage de la table de compression :

74

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée. Elle supporte son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le corps creux.

- Charges permanentes :

Poids propre de la poutrelle : $0,12 * 0,04 * 2500 = 12 \text{ kg/ml}$
Poids du corps creux : $0,65 * 110 = 71,5 \text{ kg/ml}$

- Surcharges : $1,2 P = 1,2 * 0,65 * 175 = 136,5 \text{ kg/ml}$.

donc : $q = G + 1,2 P = 220 \text{ kg/ml}$.

- Moment en travée max :

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} ; l = 4,16 \text{ m la plus grande portée.}$$

$$M_0 = \frac{220 * (4,16)^2}{8} = 475,90 \text{ kg.m.}$$

- Effort tranchant max :

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{220 * 4,16}{2} = 457,60 \text{ kg.}$$

- Ferrailage :

on utilise la méthode de M. "P. CHARON" :

$$- \mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 5,31 \rightarrow K = 0,9$$

$$- \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b'} = \frac{2800}{137} = 20,43 ; \bar{K} > K \text{ les armatures}$$

comprimées sont donc nécessaires, mais elles ne sont pas indispensables. Il est nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges (charges permanentes et surcharges)

2.2. Deuxième étape : après coulage du béton.

75

La poutrelle sera calculée en section en T. fig-3-

- détermination de la largeur b'' : art 23.3 C.C.B.A 68.

$$b_1 \leq \frac{l}{2} \quad ; \quad l: \text{distance entre nus de deux nervures successives. fig-2-}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \quad ; \quad L: \text{portée min. de la poutre entre nus des appuis.}$$

$$6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \quad ; \quad h_0: \text{épaisseur de la table de compression}$$

donc :

$$b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{65-12}{2} = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{292}{10} = 29,2 \text{ cm}$$

$$24 \leq b_1 \leq 32 \text{ cm}$$

on prend : $b_1 = 24 \text{ cm}$ d'où : $b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 24 \rightarrow b = 60 \text{ cm.}$

- Charges permanentes et surcharges :

pois propre du plancher : $G = 548 \text{ kg/m}^2$
(pois de la poutrelle et du corps creux compris)

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

$$\text{donc : } q = G + 1,2P = (548 + 1,2 \cdot 175) \cdot 0,65 = 492,7 \text{ kg/ml.}$$

- Détermination des moments fléchissants et efforts tranchants :

soit la poutre continue fig-4- on applique la méthode des 3 moments :

- moments sur appuis :

$$M_{i-1} \cdot l_i + 2M_i \cdot (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} \cdot l_{i+1} = -6EI(\Phi_{ie} + \Phi_{iw})$$

$$\text{avec : } \Phi_{ie} = \frac{ql^3}{24EI} \quad ; \quad \Phi_{iw} = \frac{ql^3}{24EI}.$$

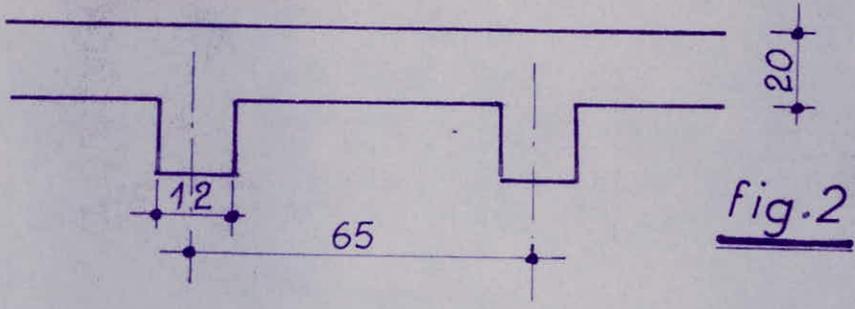


fig.2

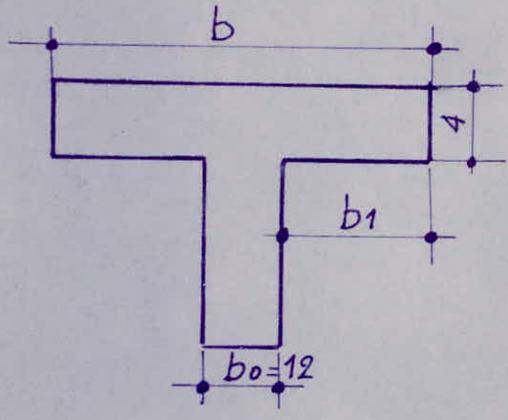


fig.3

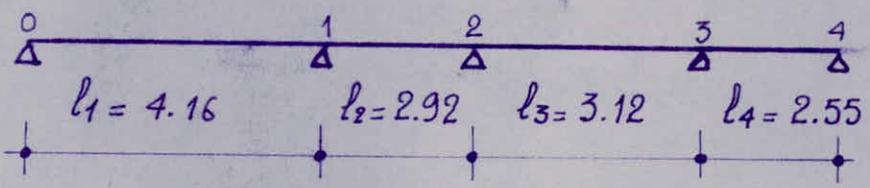


fig.4

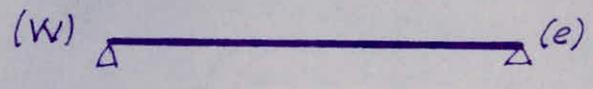


fig.5

$$\text{entre } 0-2: 2M_1(l_1+l_2)+M_2l_2 = \frac{-q(l_1^3+l_2^3)}{4}$$

$$\text{entre } 1-3: M_1l_2+2M_2(l_2+l_3)+M_3l_3 = \frac{-q(l_2^3+l_3^3)}{4}$$

$$\text{entre } 2-4: M_2l_3+2M_3(l_3+l_4) = \frac{-q(l_3^3+l_4^3)}{4}$$

tout calcul fait:

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = -896,26 \text{ kg.m}$$

$$M_2 = -259,21 \text{ kg.m}$$

$$M_3 = -581,31 \text{ kg.m}$$

$$M_4 = 0$$

- moments en travée :

Les moments en travée seront déterminés en utilisant la formule hyperstatique :

pour une travée W, e : fig-5-

$$M(x) = M_x + M_w + \frac{M_w - M_e}{l} x$$

$$M_x: \text{moment isostatique} = -q \frac{x^2}{2} + \frac{ql}{2} x$$

- efforts tranchants :

Pour une travée W, e :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

- Les résultats trouvés sont résumés dans les tableaux suivants :

Poutre continue à 4 travées:

78

travée effort	0-1	1-2	2-3	3-4	
M_t (kg.m)	971,83	-651,70	190,07	162,54	
T_e (kg)	809,36	937,48	607,56	757,79	
T_w (kg)	-1240,26	-501,19	-929,66	-498,58	
M_a (kg.m)	$M_0=0$	$M_1=-869,20$	$M_2=-259,21$	$M_3=-581,31$	$M_4=0$

Poutre continue à 3 travées:

travée effort	0-1	1-2	2-3	
M_t (kg.m)	716,77	-29,85	425,08	
T_e (kg)	840,43	852,31	890,01	
T_w (kg)	-1209,20	-586,37	-647,21	
M_a (kg.m)	$M_0=0$	$M_1=-767,05$	$M_2=-378,77$	$M_3=0$

• Ferrailage:

- On considère la travée dont le moment et l'effort tranchant soient maximum, dans notre cas il s'agit de la travée 0-1 pour les armatures inférieures et de la travée 1-2 pour les armatures supérieures, de la poutre continue à 4 travées.

- armatures inférieures : $M_{tmax} = 971,83$ kg.m.
 $T_{max} = -1240,26$ kg.

- armatures supérieures : sur appuis : $M_{amax} = -869,20$ kg.m.
 en travée : $M_{tmax} = -651,70$ kg.m.
 $T_{max} = -501,19$ # $-586,37$ (kg).

• Calcul des armatures longitudinales:

a - armatures inférieures en travée:

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 971,13 \cdot 10^2}{2800 * 60 * 18^2} = 0,0268 \rightarrow \begin{array}{l} K = 55,5 \\ \epsilon = 0,9291 \\ \alpha = 0,2128 \end{array}$$

$$y = \alpha h = 3,83 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \text{ donc l'A.N tombe dans la table de compression.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{971,83 \cdot 10^2}{2800 * 0,9291 * 18} = 2,08 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

b - armatures sur appuis: (et travée supérieure)

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 869,20 * 10^2}{2800 * 60 * 18^2} = 0,0240 \rightarrow \begin{array}{l} K = 59,0 \\ \epsilon = 0,9324 \\ \alpha = 0,2027 \end{array}$$

$$y = \alpha h = 3,65 \text{ cm} < 4 \text{ cm} \text{ l'A.N tombe dans la table.}$$

• Calcul d'une section rectangulaire: $b * h = 12 * 18$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{869,20 * 10^2}{2800 * 0,9324 * 18} = 1,85 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A = 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

• Armatures transversales:

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 122,62 \text{ kg/cm}^2 \text{ (contrainte sur appuis, voir vérifications)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b0} \text{ donc } \bar{\epsilon}_b \text{ se calcul par la formule:}$$

$$\bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{122,62}{67,5}\right) * 5,9 = 15,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1240,26}{12 * \frac{7}{8} * 18} = 6,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_b = 15,8 \text{ kg/cm}^2$$

on mettra donc des armatures transversales droites,

1 cadre $F_c E 24$, $\phi 6$. d'où : $A_t = 2\phi 6 = 0,56 \text{ cm}^2$.

- espacement :

$\sigma_{at} = \rho \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} * 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2$ on suppose qu'il y a reprise de bétonnage.

l'écartement admissible :

$$\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 0,2h = 0,2 * 18 = 3,6 \text{ cm.} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\sigma_0} \right) = 12 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

ecartement de calcul :

$$t = \frac{A_z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{max}} = \frac{0,56 * 0,875 * 18 * 1600}{1240,26} = 11,4 \text{ cm.}$$

on prendra $t = 11 \text{ cm.}$

- Repartition : on considère chaque travée, et on applique la suite de "laquot".

. travée de portée $l = 4,16 \text{ m}$: nombre de répétition $n = \frac{4,16}{2} = 2,08$

nombre théorique de répartition :	2,08 ;	2,08 ;	2,08 ;	...
nombre cumulé de répartition :	2,08 ;	4,16 ;	6,24 ;	...
nombre cumulé arrondi :	2	4	6	
nombre pratique de répartition :	2	2	2	

(cet artifice de calcul est valable quand n n'est pas un entier)

$t_0 = 11 \text{ cm}$, au nu d'appui : $\frac{t_0}{2} = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ cm.}$

1×5 ; 2×11 ; 2×13 ; 2×16 ; 2×20 ; 2×25 ; 2×35 ; 1×35 ; ...

de même pour l'autre demi portée.

. travée $l = 2,92 \text{ m}$: $n = \frac{l}{2} = \frac{2,92}{2} = 1,46 \neq 1.$

5×1 ; 1×11 ; 1×13 ; 1×16 ; 1×20 ; 1×25 ; 1×35 ; 1×35

idem pour l'autre demi portée.

. travée $l = 3,12 \text{ m}$: $n = \frac{3,12}{2} = 1,56 \neq 2.$

1x5; 2x11; 2x13; 2x16; 2x20; 1x25;
idem pour l'autre demi-portée.

travée $l = 2,55$ m idem travée $l = 2,92$ m.

3. Vérifications :

- Contraintes :

- en travée :

$$\begin{aligned} A &= 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ b &= 60 \text{ cm} \\ h &= 18 \text{ cm} \\ M &= 971,83 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,209 \rightarrow \kappa = 52,5 ; \epsilon = 0,9259.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2580,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 49,15 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

- Sur appuis :

$$\begin{aligned} A &= 2HA12 = 2,26 \text{ cm}^2 \\ b &= 12 \text{ cm} \\ h &= 18 \text{ cm} \\ M &= 869,20 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 1,046 \rightarrow \kappa = 20,3 ; \epsilon = 0,8584.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2489,14 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 122,62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

- Condition de non fragilité :

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

- en travée :

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 60 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,05 \text{ cm}^2.$$

- Sur appuis:

$$A = 2,26 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2.$$

• la flèche :

entravée :

$$\begin{aligned} A &= 2,26 \text{ cm}^2 \\ b &= 60 \text{ cm} \\ h &= 18 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M &= 971,83 \text{ kg.m} \\ M_0 &= \frac{q l^2}{8} = 1065,81 \text{ kg.m} \\ l &= 4,16 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\frac{h_t}{l} = \frac{20}{416} = 0,0481 > \frac{M_t}{15 M_0} = 0,0608$$

$$\frac{h_t}{l} = 0,0481 > \frac{1}{22,5} = 0,0444$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,0021 < \frac{36}{\sigma_{en}} = 0,0086$$

La satisfaction des trois conditions précédentes dispensent la vérification de la flèche.

• Condition de non fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{2,26}{2 \cdot 12 \cdot 2} = 0,047$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,047}{1 + 0,47} = 6394 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 2580,15 \text{ kg/cm}^2 < \min\{\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)\} = 2800 \text{ kg/cm}^2.$$

La fissuration n'est pas à craindre.

4. Ferrailage de la table de compression:

83

La table de compression sera exécutée en treillis soudés de diamètre $\phi 5$ mm, mais les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

33 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

On adoptera un treillis soudé de 20×20 en $\phi 5$ soit $5\phi 5$ /ml. Les sections d'aciers ainsi choisies doivent vérifier les conditions suivantes : C.C.B.A 68 art. 58.2

$$- A_{\text{nervures}}^{\perp} / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 > \frac{43 L_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 * 0,65 \cdot 10^2}{5300} = 0,257 \text{ cm}^2.$$

L_n : distance entre nervures = 0,65 m.

$$\phi < 6 \text{ mm} \quad \longrightarrow \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2.$$

$$- A_{\text{nervures}}^{\parallel} / \text{ml} = 0,98 \text{ cm}^2 > \frac{A_{\text{nervures}}^{\perp} / \text{ml}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2.$$

PLANCHER TERRASSE

1. Le plancher terrasse du bâtiment est à dalle pleine, - ceci afin de respecter l'hypothèse de rigidité infinie dans son plan, afin d'empêcher le phénomène d'ondulation qui pouvait se produire sous les sollicitations horizontales.

Le bâtiment comporte deux logements identiques par niveau, on considère donc une seule partie pour le calcul des dalles.

On remarque que certaines dalles sont appuyées sur 3 côtés dû à la discontinuité des voiles, on prévoit des poutres noyées qui conservent l'hypothèse de départ.

Remarque : quelques dalles ont des ouvertures permettant le passage des gaines.

2. Calcul des dalles :

On utilise la méthode exposée au C.C.B.A 68 art. 21 on calcule le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ qui doit vérifier la relation : $0,40 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$ et on détermine les coefficients M_x et M_y donnés par une échelle fonctionnelle suivant ρ .

Au centre de chaque panneau on a :

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

- sens de la grande portée l_y : $M_y = M_y \cdot M_x$

et $q = G + 1,2 P = 0,727 + 1,2 * 0,1 = 0,847 \text{ t/m}^2$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :
(voir figure-1-).

Dalle (panneau)	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	μ_x	μ_y	$M_x(t.m)$	$M_y(t.m)$
1	0,44	0,1053	0,277	0,472	0,131
2	0,55	0,0911	0,377	0,635	0,239
3	0,62	0,0828	0,464	0,577	0,268
4	0,50	0,0973	0,328	0,565	0,185
5	0,56	0,0900	0,396	0,523	0,207
6	0,75	0,0870	0,612	0,867	0,530
7	0,85	0,0561	0,757	0,726	0,549

Remarque: art. 22 C.C.B. A 68

Dans le cas général pour des dalles continues ou semi-encastées on applique aux moments flechissants calculés les réductions indiquées à l'article 57-2.

* Calcul du panneau de dalle partiellement encasté sur son contour :

soit le panneau le plus sollicité : fig-2 -

$$M_x = 0,867 \text{ t.m}$$

$$\text{moment en travée : } M_{xt} = 0,75 M_x = 0,75 * 0,867 = 0,6503 \text{ t.m}$$

$$\text{moment sur appui : } M_{xa} = 0,50 M_x = 0,5 * 0,867 = 0,4335 \text{ t.m}$$

- Ces moments vérifient bien :

$$M_{xt} + \frac{M_{xa} + M_{xb}}{2} \geq 1,25 M_x$$

$$0,6503 + \frac{2 * 0,4335}{2} = 1,0838 \geq 1,25 * 0,867 = 1,0838$$

- Diamètre des barres : $\phi \leq \frac{h_0}{10}$

$$\frac{h_0}{10} = \frac{16}{10} = 1,6 \text{ cm} \text{ on choisit des } \phi 8.$$

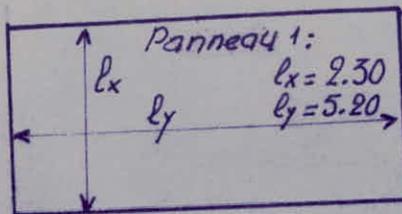


fig.1

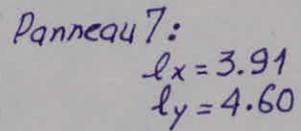
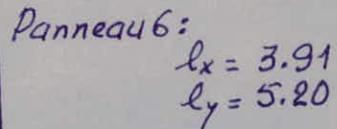
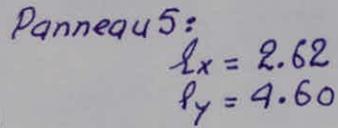
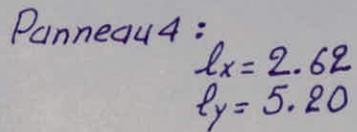
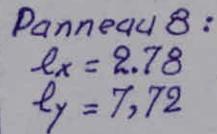
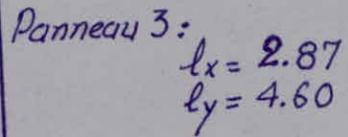
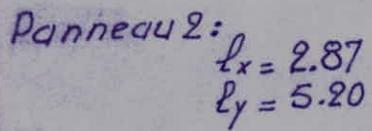


fig.2

- enrobage : $\max \{ 1 \text{ cm}, \phi = 0,8 \} = 1 \text{ cm}.$

- hauteurs utiles des sections :

$$h_x = h_0 - e - \frac{\phi}{2} = 160 - 10 - \frac{8}{2} = 146 \text{ mm} = 14,6 \text{ cm}.$$

$$h_y = h_0 - e - \frac{\phi_{ey}}{2} - \phi_{lx} = 13,8 \text{ cm}.$$

- armatures inférieures dans le sens de la petite portée l_x :

$$\mu = \frac{M_{xt}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = \frac{15 \times 650,3 \cdot 10^2}{2800 \times 100 \times 14,6^2} = 0,0183$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,9405 \quad , \quad \kappa = 69,0.$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = \frac{650,3 \cdot 10^2}{2800 \times 0,9405 \times 14,6} = 1,69 \text{ cm}^2.$$

on adoptera : $A_{tx} = 4\phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

- Armatures inférieures dans le sens de la grande portée l_y :

on garde le même ferrailage que celui du sens x :

$$A_{ty} = A_{tx} = 4\phi 8 / \text{ml}.$$

- armatures sur appuis dans les deux sens :

$$M_{ax} = 433,5 \text{ kg.m} \rightarrow \mu = \frac{15 M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_x^2} = 0,0122.$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,9507, \quad \kappa = 86,5.$$

$$A_{ax} = \frac{M_{xa}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_x} = 1,18 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A_{ax} = A_{ay} = 4\phi 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$

- Choix des écartements des barres :

a) dans le sens de la petite portée l_x :

$$e_x = \min(2h_0, 22 \text{ cm}) = 22 \text{ cm} \text{ on prend } e_x = 20 \text{ cm}.$$

b) dans le sens de la grande portée l_y :

$$l_y = \min(3h_0, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \text{ on prend } l_y = 20\text{cm}.$$

c) sur appuis : $e_a = 20\text{cm}$.

* Calcul de la dalle de la cage d'escalier : B :

Elle est simplement appuyée sur 3 côtés fig-3-

mais en tenant compte du semi encastrement dû à la jonction voile-plancher.

- On cherche le ferrailage par la méthode de Mr "BARES", tiré de son ouvrage intitulé "tables pour le calcul des dalles et des parois".

En utilisant le tableau 1.32 de l'ouvrage de BAREs page 66 on a le tableau suivant :

γ	w_s	w_{bs}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}
0,30	0,7383	1,2305	0,0578	0,0052	0,0086
0,36	0,5732	0,9566	0,0549	0,0071	0,0112
0,40	0,4077	0,6825	0,0519	0,0089	0,0138

$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{2,78}{7,72} = 0,36$$

• w_s, w_{bs} : coefficients de flèches

$$f_s = w_s \cdot \frac{q a^4}{E R^3} \text{ entravée.}$$

• $\mu = 0,15$ - Coefficient de Poisson pour le béton

$$M_{xas} = -\mu \cdot M_{yas}$$

- hauteurs utiles : on conserve le même diamètre des barres que pour les dalles du cas précédent, et le même enrobage.

$$h_x = h_0 - e - \frac{\Phi_{ex}}{2} = 14,6 \text{ cm.}$$

$$h_y = h_0 - e - \frac{\Phi_{ey}}{2} - \Phi_{ex} = 13,8 \text{ cm} \quad (\Phi_{ey} = \Phi_{ex}).$$

- $q = G + 1,2P = 0,847 \text{ t/m}^2$.

- moments en travées et sur appuis:

$$M_{xt} = M_{xs} \cdot q a^2 = 0,0578 * 0,847 * (2,78)^2 = 0,378 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{yt} = M_{ys} \cdot q b^2 = 0,0052 * 0,847 * 7,72^2 = 0,262 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{ya} = M_{yas} \cdot q b^2 = 0,0112 * 0,847 * 7,72^2 = 0,565 \text{ t.m/ml.}$$

$$M_{xas} = -\mu M_{yas} = 0,084 \rightarrow M_{xa} = M_{xas} \cdot q a^2 = 0,550 \text{ t.m/ml.}$$

- armatures inférieures dans les sens x et y:

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 0,378 \cdot 10^5}{2800 * 100 * 13,8^2} = 0,0106 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,95 \\ \kappa = 86. \end{matrix}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,03 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A_t = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- armatures sur appuis dans les sens x et y:

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 * 0,565 \cdot 10^5}{2800 * 100 * 13,8^2} = 0,0159 \rightarrow$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,9442, \quad \kappa = 74,5$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,54 \text{ cm}^2.$$

on adoptera : $A_a = 4HA8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Choix des écartements des barres:

en travée: $e = \min(2h_0, 22\text{cm}) = 22\text{cm}$
on prend $e = 15\text{cm}$.

sur appui: $e = 10\text{cm}$.

Récapitulation:

Dalle	$A_t, e(\text{cm})$	$A_a, e(\text{cm})$
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7.	4HA8 ; $e=20$	4HA8 ; $e=20$
8	4HA8 ; $e=15$	4HA8 ; $e=10$

3. arrêt des barres :

a) arrêt des barres inférieures dans le sens de la petite portée l_x :

On arrête une barre sur deux, la barre arrêtée a une longueur de $0,8l_x$. fig-5-

Dalle : 1, ..., 7 : $0,8l_{x\max} = 0,8 * 3,91 = 3,12\text{m}$.

Dalle : 8 $0,8l_x = 0,8 * 2,78 = 2,22\text{m}$.

b) arrêt des barres inférieures dans le sens de la plus grande portée l_y :

On arrête une barre sur deux, la barre arrêtée a une longueur de : $l_y - 0,2l_x$. fig-4-

Dalle : 1, ..., 7 : $l_{y\max} - 0,2l_{x\min} = 5,20 - 0,2 * 2,3 = 4,74\text{m}$.

Dalle : 8 $l_y - 0,2l_x = 7,72 - 0,2 * 2,78 = 7,16\text{m}$.

c- arrêt des armatures supérieures dans les deux sens. 91

La longueur des barres arrêtées est déterminée par :
(voir fig 4) :

$$l_1 = \begin{cases} \max(l_d; 0,2 l_x) & n_i \text{ Max} \geq 0,5 M_{tx} \\ \max(l_d; 0,15 l_x) & n_i \text{ Max} = 0,3 M_{tx} \\ \max(l_d; 0,10 l_x) & n_i \text{ Max} = 0,15 M_{tx} \end{cases}$$

$$l_3 = \begin{cases} \max(l_d; 0,2 l_x) & n_i \text{ Moy} \geq 0,5 M_{ty} \\ \max(l_d; 0,15 l_x) & n_i \text{ Moy} = 0,3 M_{ty} \\ \max(l_d; 0,10 l_x) & n_i \text{ Moy} = 0,15 M_{ty} \end{cases}$$

$$l_2 = \max\left(l_d; \frac{l_1}{2}\right)$$

$$l_4 = \max\left(l_d; \frac{l_3}{2}\right)$$

- dans notre cas : $M_{xa} > 0,5 M_{tx}$
 $M_{ya} > 0,5 M_{ty}$

donc $l_1 = l_3 = \max(l_d; 0,2 l_x)$

$$\bullet \quad l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d} ; \quad \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{0,8 \cdot 2800}{4 \cdot 16,59} = 33,76 \text{ cm}$$

$$\bullet \quad \max(l_d; 0,2 l_x) = \max(33,76; 78) = 78 \text{ cm}$$

on prend $l_1 = l_3 = 80 \text{ cm}$ à partir de l'entre-axe de part et d'autre.

$$\bullet \quad l_2 = l_4 = \max\left(l_d; \frac{l_{1,3}}{2}\right) = \max(33,76; 39) = 39 \text{ cm}$$

on prend $l_2 = l_4 = 40 \text{ cm}$

4. Vérifications :

92

- Vérification des contraintes :

Panneaux 1, ..., 7 :

$$\begin{aligned} A &= 4448 = 2,01 \text{ cm}^2 \\ b &= 100 \text{ cm} \\ h &= 13,8 \text{ cm} \\ M_t &= 650,3 \text{ kg.m} ; M_a = 433,5 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

- entrée :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = 0,146 \rightarrow K = 64,5, \epsilon = 0,9371.$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2501,80 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 38,78 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b.$$

- sur appui :

$$\bar{\omega} = 0,146 ; K = 64,5, \epsilon = 0,9371.$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 1667,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 25,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

- Condition de non fragilité :

- Selon le sens x :

la section A des armatures nécessaires doit être telle que :

$$A \geq \max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \}$$

A_0 : section d'acier calculé.

A_1 : section d'acier nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorée de 20%

A_2 : section d'acier équilibrant les efforts de fissuration.

Panneaux : 1, ..., 7 $A_0 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_1 = 1,2 A_0 = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_2 = b \cdot h \cdot 0,69 \cdot \frac{2-\rho}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{er5}}$$

$$\rho_{\min} = \frac{2,62}{5,20} = 0,5 \rightarrow A_2 = 100 \cdot 13,8 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,5}{2} \cdot \frac{5,9}{4200}$$

$$A_2 = 1 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \max \{A_0, \min(A_1, A_2)\} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

- Selon le sens y :

$$A_0 = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_1 = 1,2 * 1,69 = 2,02 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$A_2 = b.l.0,69 \cdot \frac{(1+p)}{4} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$f_{max} = 0,85 \rightarrow A_2 = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{donc } A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \max \{A_0, \min(A_1, A_2)\} = 1,69 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Verification de la fissuration :

$$K = 10^6 ; \quad \eta = 1,6 ; \quad \phi = 8 ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A_{max}}{2db} = \frac{2,01}{2(16-13,8) * 100} = 0,0046$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 879,54 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a (\text{travée et appui}) < \min \left\{ \frac{2}{3} \sigma_{en} ; \max(\sigma_1, \sigma_2) \right\} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

• Flèche :

on vérifie la condition la plus restrictive :

$$\frac{A}{b * h} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} ; \quad \frac{A}{b * h} = 0,0015 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102.$$

la justification de la flèche est inutile.

• Verification au cisaillement :

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} ; \quad P = q * l_x * l_y = 0,847 * 5,2 * 3,91 = 17,22 \text{ t}.$$

$$T = \frac{17,22 \cdot 10^3}{2 \cdot 5,2 + 3,91} = 1203,35 \text{ kg/ml}.$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1203,35}{100 * \frac{7}{8} \cdot 13,8} = 0,01 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b ; \quad \tau_b < \bar{\tau}_b \rightarrow A_t = 0.$$

5. calcul de la poutre noyée :

(Valable aussi pour le plancher courant et R.D.C):

C'est une poutre incorporée dans la dalle et prévue pour assurer la continuité des appuis. Elle sera calculer en flexion simple sous son poids propre et la charge permanente du plancher qui lui revient et éventuellement la surcharge d'exploitation.

On calcule la poutre la plus sollicitée :

$$l = 2,30 \text{ m}$$

$$h_t = 15 \text{ cm}$$

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

- poids propre de la poutre : $0,30 * 0,15 * 2500 = 150 \text{ kg/ml}$.

- poids propre du plancher revenant à la poutre :

$$0,727 * 5,13 (\text{surf.}) = 1621,53 \text{ kg/ml}$$

- Surcharge revenant à la poutre :

$$P = 100 * 2,30 = 230 \text{ kg/ml}$$

$$Q = G + 1,2P = 2,05 \text{ t/ml}$$

• moments flechissants :

en tenant compte d'un semi encastrement de la poutre dans les voiles on a :

$$\text{en travée : } M_t = 0,75 M_0$$

$$\text{Sur appui : } M_a = 0,50 M_0$$

$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{2,05 * 2,30^2}{8} = 1,36 \text{ t.m.}$$

• Armatures en travée :

$$M_t = 0,75 M_0 = 1,02 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M_t}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{1,02 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} (15-2) \cdot 2800} = 3,20 \text{ cm}^2$$

on adoptera $A = 3 \text{ HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$ qui seront espacés de 10 cm.

- Armatures aux appuis :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,68 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M_a}{f \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,13 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A = 3 \text{ cm}^2 = 2,35 \text{ cm}^2$ espacés de 10 cm.

- Armatures transversales :

on mettra 1 cadre et 1 étrier avec un espacement réglementaire (R.P.A) $s = \frac{h}{2}$, soit $s = 7 \text{ cm}$.

6. calcul de la dalle des loggias et sechoirs :

A ce niveau, on a une plus grande surcharge, on doit donc faire un calcul à part.

Cette dalle est encadrée sur deux côtés et libre sur les deux autres fig-4-

$$q = G + 1,2P = 438 + 1,2 * 350 = 858 \text{ kg/m}^2$$

(le poids du garde corps est négligé)

$$\text{d'où : } q = \frac{858}{1,47} = 583,67 \text{ kg/ml.}$$

- moments fléchissants :

$$\text{- sur appui : } M_{a \max} = - \frac{q l^2}{2} = \frac{583,67 * 2,3^2}{2} = 671,22 \text{ kg.m.}$$

$$\text{- en travée : } M_{t \max} = \frac{q l^2}{8} = 385,95 \text{ kg.m.}$$

- Armatures aux appuis et en travée supérieure :

$$A = \frac{M_a}{f \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{671,22 * 10^2}{\frac{7}{8} * (12-2) * 2800} = 2,74 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on adoptera : $A = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} = 3,39 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

- Armatures inférieures :

$$A = \frac{M_t}{f \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{385,95 * 10^2}{\frac{7}{8} * (12-2) * 2800} = 1,58 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

on adoptera: $A = \frac{3NA10}{ml} = 1,57 \text{ cm}^2/ml \neq 1,58 \text{ cm}^2/ml$. 96

7. dispositions particulières du ferrailage :

- Au droit des ouvertures des dalles - gaines - on est amené à exécuter un renforcement comme sur la figure - 5 -

$$l_d = 40\phi = 40 * 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

- gaines d'aération :- $a = 47 \text{ cm}$, $b = 79 \text{ cm}$.

$$\frac{a}{4} + l_d = \frac{47}{4} + 32 = 43,75 \text{ cm soit } 50 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{4} + l_d = \frac{79}{4} + 32 = 51,75 \text{ cm soit } 60 \text{ cm.}$$

- Local ascenseur: $a = 172 \text{ cm}$, $b = 192 \text{ cm}$.

$$\frac{a}{4} + l_d = 75 \text{ cm}; \quad \frac{b}{4} + l_d = 80 \text{ cm.}$$

- Au droit de chevauchement de deux barres en travée on doit disposer d'une longueur de scellement droit égale à :

$$l_a = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d}; \quad \bar{\sigma}_d = \frac{2\psi_d^2 \bar{\sigma}_b}{2 * 1,5^2 * 5,9} \text{ ancrage en pleine masse.}$$

$$l_a = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{2800}{26,55} = 21,09 \text{ cm on prendra } l_a = 30 \text{ cm.}$$

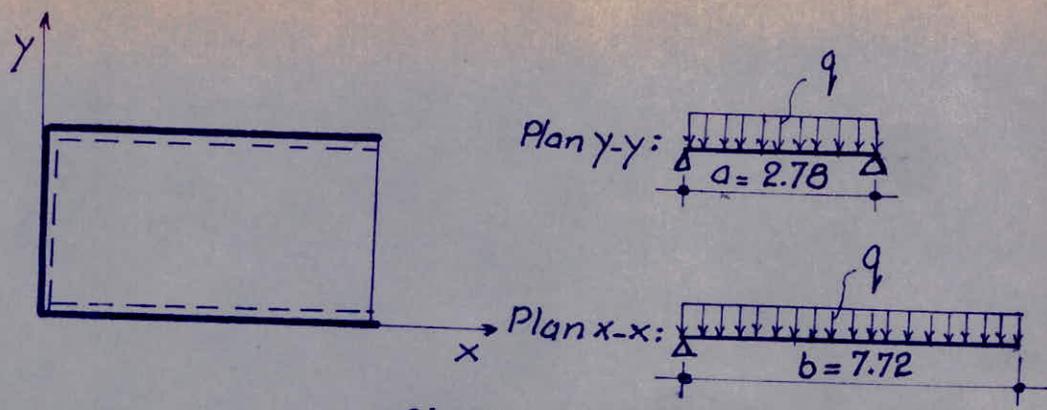


fig.3

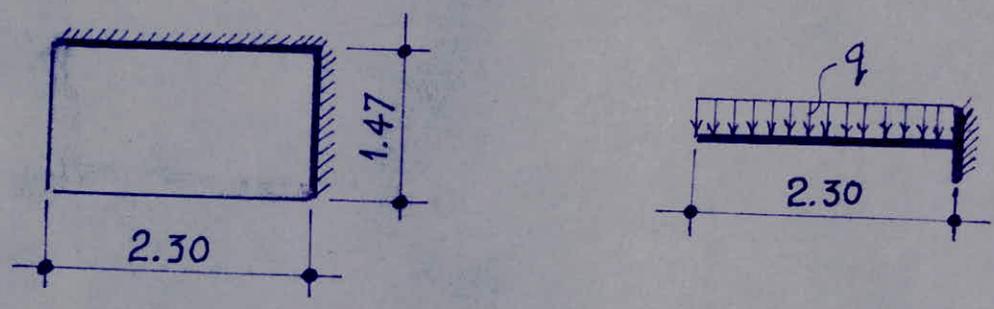


fig.4

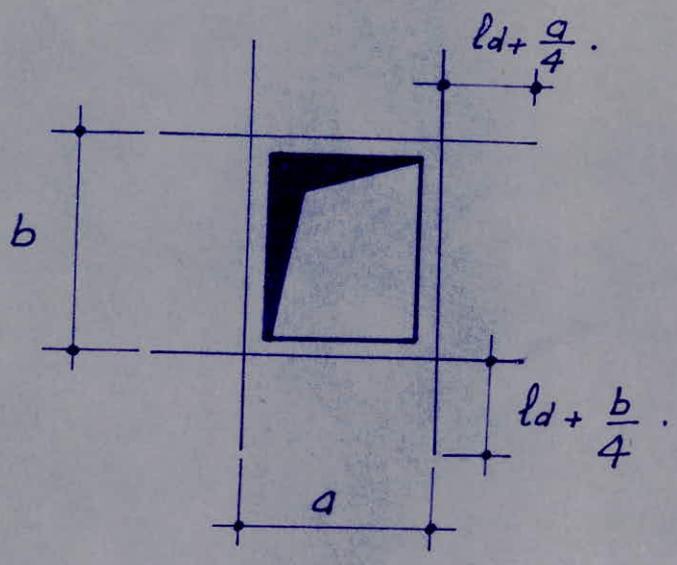


fig.5

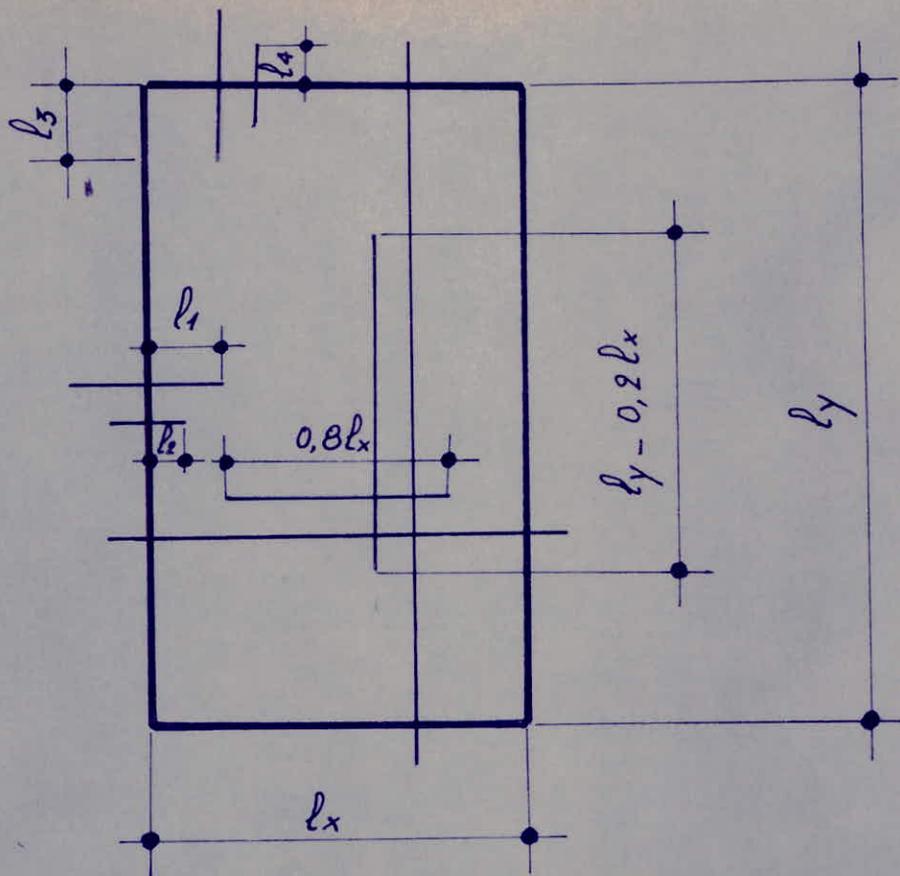


fig.5

CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES dans le cas d'une charge triangulaire (séisme)

1. extension de la théorie de M.M ALBIGES & GOULET aux charges triangulaires :

1.1. préliminaire :

Les règles du R.P.A 81 - PS 69 conduisent à des efforts horizontaux par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment. Dans ce cas il est nécessaire de déterminer les inerties pour une telle charge et ceci pour pouvoir

calculer :

- Les moments fléchissants ,
- Les efforts tranchants ,
- Les efforts normaux ,

dans les éléments de refend.

1.2. hypothèses :

1. Chaque élément de refend à une grande raideur.
2. Le nombre des linteaux est assez grand pour que leurs efforts soient répartis.
3. Les déformations des linteaux dues aux efforts normaux sont négligées.

4. Les linteaux ont une inertie transversale faible vis-à-vis de chacun des éléments de refend. 100
5. Les éléments de refend subissent le même déplacement au niveau de chaque étage
6. Les efforts transmis par les linteaux passent par la fibre moyenne de chaque élément de refend.

1.3. cas d'un refend plein :

Le calcul est simple, pour cela on emploie la formule relative aux sections rectangulaires. fig-

$$I_{x-x} = \frac{bh^3}{12}$$

1.4. cas d'un refend avec ouvertures :

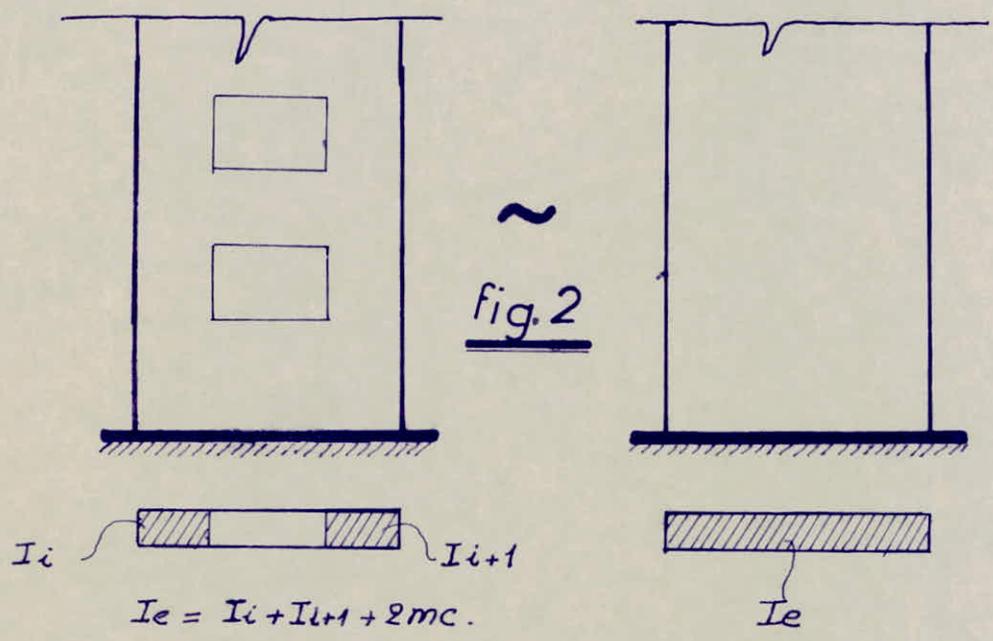
- Notion de l'inertie équivalente :

Pour distribuer les actions d'ensembles du vent et du séisme par la méthode qui sera exposée plus loin nous aurons besoin des inerties des refends. L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

- Définition de l'inertie équivalente :

L'inertie équivalente "I_e" d'un refend avec ouverture est égale à l'inertie d'un refend linéaire plein fictif de même hauteur, qui, soumis aux mêmes efforts horizontaux présenterait à son sommet une flèche

égale à celle du refend avec ouvertures. fig-2-



$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12}$$

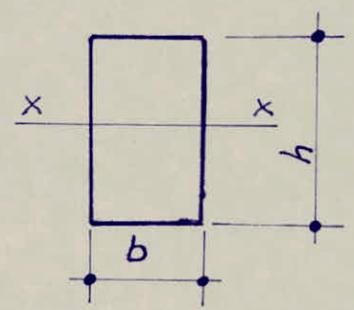


fig.1

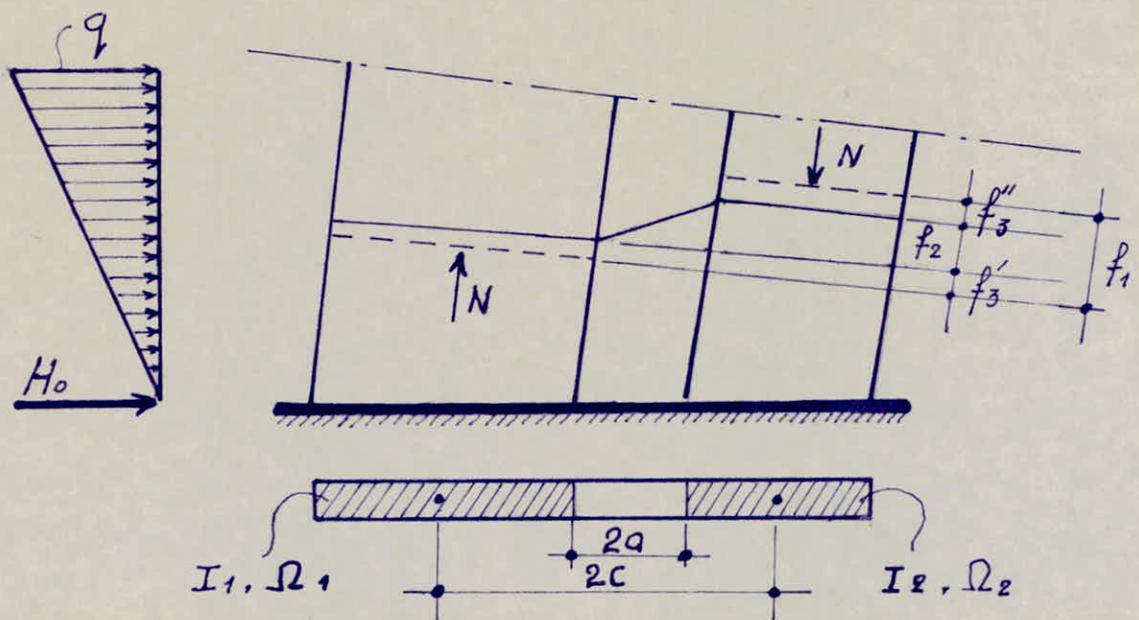


fig.3

2. établissement des formules de l'inertie équivalente :

2.1. cas d'un refend avec une seule file d'ouvertures :

- Pour pouvoir utiliser la résistance des matériaux et précisément la théorie des poutres on doit vérifier que :
 - section prismatique ou cylindrique .
 - pièces rectilignes et de sections constante.
 - longueur des pièces considérées soit assez grande par rapport aux dimensions transversales de la section droite .

Dans ce cas, on voit bien que ce n'est qu'une approximation de calcul vu l'écart important entre les dimensions des refends (trumeaux, linteaux). fig-3-

• Notations :

- Caractéristiques géométriques :

I_1, I_2 : inerties dans les trumeaux 1 et 2.

m : moment statique de la section par rapport au c.d.g.

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

Ω_1, Ω_2 aires des sections des trumeaux

l : hauteur d'étage

I : moment d'inertie de la section

$$I = I_1 + I_2 + 2mc.$$

i : inertie du linteau.

E' : module longitudinal d'élasticité du linteau.
en général $E' = E$.

Z : hauteur total du bâtiment.

- Efforts :

T : effort tranchant dû à la charge horizontale q

T_1, T_2 : efforts tranchants de distribution au niveau x .

M : moment fléchissant dû à la charge horizontale extérieure q

M_1, M_2 : moment fléchissant de distribution dans les trumeaux. fig-4-

• Preuve :

$$f_1 = 2c \cdot y'$$

$$f_2 = \frac{2}{3} \frac{\pi a^3}{E \cdot i} \quad \text{cas d'une poutre encadrée aux deux extrémités sous un effort tranchant } \pi.$$

$$f_3 = f_3' + f_3'' = \int_0^x \left(\frac{N}{E \Omega_1} + \frac{N}{E \Omega_2} \right) dx.$$

$$f_1 = f_2 + f_3 = \frac{2}{3} \frac{\pi a^3}{E \cdot i} + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \int_0^x N dx = 2c \cdot y'$$

$$\text{d'où : } 2c \cdot y''' = \frac{2}{3} \frac{\pi'' a^3}{E \cdot i} + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \frac{dN}{dx} ;$$

$$\text{d'après l'hypothèse (2) : } \frac{dN}{dx} = - \frac{\pi}{l}$$

$$2c \cdot y''' = \frac{2}{3 E \cdot i} \pi'' a^3 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} \right) \cdot \frac{\pi}{l}$$

d'hypothèse d'égalité des déplacements des éléments de refend conduit à :

$$y'' \cdot E I_1 = M_1 ; \quad y'' \cdot E I_2 = M_2 \quad \longrightarrow \quad y'' \cdot E (I_1 + I_2) = M_1 + M_2$$

$$\text{d'ou } y'''.EI_1 = \frac{dM_1}{dx}$$

$$y'''.EI_2 = \frac{dM_2}{dx}$$

$$y'''.E(I_1+I_2) = \frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx}$$

l'équilibre de l'élément de refend s'écrit: fig-5-

$$\pi(a+b_1) - T_1 \cdot l = (M_1 + \Delta M_1) - M_1 \quad \text{d'où :-}$$

$$\Delta M_1 = -T_1 l + \pi(a+b_1)$$

$$\Delta M_2 = -T_2 l + \pi(a+b_2)$$

$$\Rightarrow \Delta M_2 + \Delta M_1 = -(T_1+T_2)l + \pi(2a+b_1+b_2)$$

$$\Delta M_1 + \Delta M_2 = -Tl + \pi(2a+c)$$

d'après l'hypothèse (2):

$$\frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} = -T + \frac{2\pi c}{l}$$

$$\text{or : } \frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} = y'''.E(I_1+I_2)$$

$$\text{-d'où : } y'''.E(I_1+I_2) = -T + \pi \cdot \frac{2c}{l}$$

et donnent:

$$\pi'' - \frac{3E'i}{2 \cdot a^3 \cdot l \cdot E} \left[\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} + \frac{(2c)^2}{I_1+I_2} \right] \pi = -\frac{3E'i}{2a^3 E(I_1+I_2)} \cdot \frac{2c \cdot T}{l}$$

$$\text{or : } \frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2} = \frac{2c}{m} \quad \text{et } I_1+I_2+2mc = I$$

si on pose:

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

$$\text{d'où : } \omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{c}{a^3} \cdot \frac{I}{m \cdot l}$$

105
 finalement, on trouve l'équation d'équilibre du refend:

$$\pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m \ell}{I} T$$

Soit α : degré de monolithisme, $\alpha = \omega \cdot z$
 α exprime le désordre créé par l'existence des ouvertures dans le refend d'où:

$$\pi''(x) - \omega^2 \pi(x) = - \omega^2 \frac{m \ell}{I} T(x)$$

2.1.1. calcul de l'effort tranchant π

dans les linteaux:

Pour calculer π on doit résoudre l'équation:

$$\pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m \ell}{I} T \quad (1)$$

avec $T(x) = \left(\frac{1}{2} q z\right) \left(1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right) = H_0 \left(1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right)$

voir fig-6. (1) devient:

$$\pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m \ell}{I} H_0 \left(1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right)$$

Cette équation est du 2^e ordre qui admet pour solution particulière:

$$f(x) = \frac{m \ell}{I} H_0 \left[1 - \frac{2}{(\omega z)^2} - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]$$

et la solution générale est donnée par:

$$\pi(x) = c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} + f(x) \quad (2)$$

posons: $F_0 = \frac{m \ell}{I} H_0$

$$\begin{cases} \omega z = \alpha \\ \frac{x}{z} = \varphi \end{cases} \longrightarrow \omega x = \alpha \cdot \varphi$$

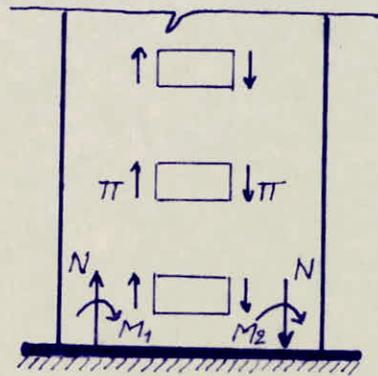
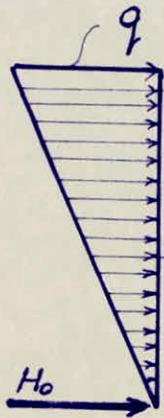


fig.4

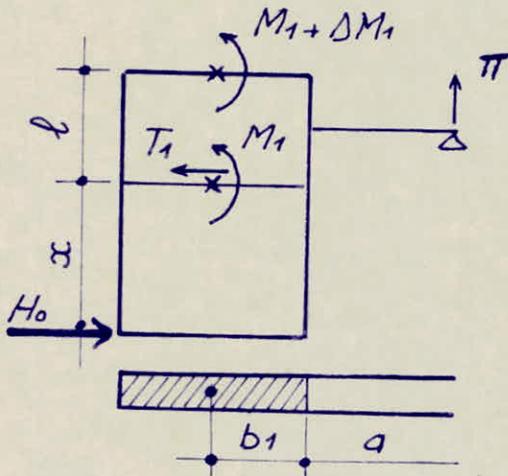


fig.5

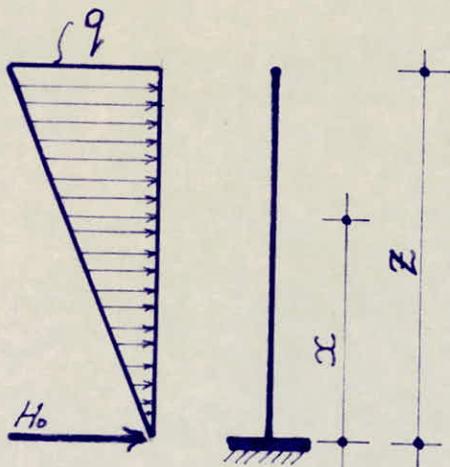


fig.6

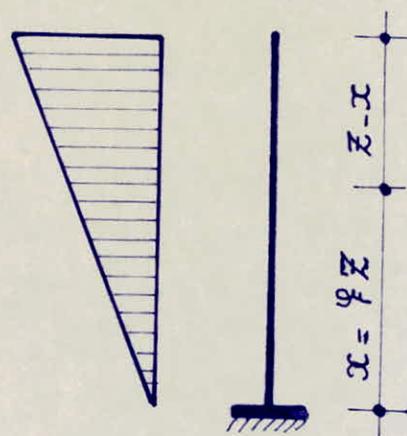


fig.7

(2) devient : $\pi(x) = C_1 e^{\omega x} + C_2 e^{-\omega x} + F_0 \left(1 - \frac{2}{(\omega Z)^2} - \left(\frac{x}{Z}\right)^2 \right)$
 ou encore : $\pi(\varphi) = C_1 e^{\alpha \varphi} + C_2 e^{-\alpha \varphi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \varphi^2 \right)$

• Conditions aux limites :

- $x=0 \rightarrow \pi(0) = 0$ d'où $C_1 + C_2 + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) = 0$ (3)
 - $x=Z \rightarrow \pi'(Z) = 0$ d'où $\pi'(x=Z) = C_1 \omega e^{\alpha} - C_2 \omega e^{-\alpha} - F_0 \left(\frac{2}{Z} \right) = 0$ (4)

(3) et (4) donnent :

$$C_2 = - \frac{F_0}{2 \operatorname{ch} \alpha} \left(\frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \cdot e^{\alpha} + \frac{2}{\alpha} \right)$$

$$C_1 = - \left[C_2 + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) \right]$$

(2) devient :

$$\pi(\varphi) = C_1 e^{\alpha \varphi} + C_2 e^{-\alpha \varphi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \varphi^2 \right)$$

$$\pi(\varphi) = -C_2 \left(e^{\alpha \varphi} - e^{-\alpha \varphi} \right) - F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) e^{\alpha \varphi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \varphi^2 \right)$$

$$\pi(\varphi) = \frac{F_0}{2 \operatorname{ch} \alpha} \left(\frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \cdot e^{\alpha} + \frac{2}{\alpha^2} \right) 2 \operatorname{sh}(\alpha \varphi) - F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) e^{\alpha \varphi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \varphi^2 \right)$$

$$\pi(\varphi) = F_0 \left[1 - \frac{\varphi^2}{\alpha^2} - \frac{2}{\alpha^2} + \frac{2}{\alpha} \frac{\operatorname{sh}(\alpha \varphi)}{\operatorname{ch} \alpha} - e^{\alpha \varphi} \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) + \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \cdot e^{\alpha} \cdot \frac{\operatorname{sh}(\alpha \varphi)}{-\operatorname{ch} \alpha} \right]$$

on note : $\Phi(\alpha, \varphi) = 1 - \frac{\varphi^2}{\alpha^2} - \frac{2}{\alpha^2} + \frac{2}{\alpha} \frac{\operatorname{sh}(\alpha \varphi)}{\operatorname{ch} \alpha} - e^{\alpha \varphi} \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} \right) + \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} e^{\alpha} \frac{\operatorname{sh}(\alpha \varphi)}{\operatorname{ch} \alpha}$

d'où : $\pi(x) = F_0 \Phi(\alpha, \varphi)$

ou bien : $\pi(x) = H_0 \frac{m \ell}{I} \Phi(\alpha, \varphi)$

$\bar{\Phi}(\alpha, \varphi)$ est donnée par les abaques de MARIUS DIVER. 108

2.1.2 calcul des moments

dans les trumeaux :

L'hypothèse d'égalité des déplacements dans les éléments de refend à chaque niveau s'écrit :

$$y_1'' = -\frac{M_1}{EI_1}, \quad y_2'' = -\frac{M_2}{EI_2}, \quad y'' = -\frac{M_1 + M_2}{I_1 + I_2}.$$

$$\text{donc : } \frac{M_1}{EI_1} = \frac{M_2}{EI_2} = \frac{M_1 + M_2}{I_1 + I_2}$$

car : $y_1'' = y_2'' = y''$ résultant de $y_1 = y_2 = y$.

D'après la figure, le moment global de renversement à chaque niveau s'écrit : $M = M_1 + M_2 + 2NC$

$$\text{on remplace : } M_1(x) = \frac{M(x) - 2CN(x)}{I_1 + I_2}$$

or, l'hypothèse 2 traduisant la répartition des efforts

$$\pi \text{ conduit à : } N(x) = \int_x^z \frac{\pi(x) dx}{l}$$

$$\text{d'où : } M_1(x) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M(x) - 2c \int_x^z \frac{\pi(x) dx}{l} \right]$$

or le moment $M = M(x)$ est obtenu pour une charge triangulaire q par : fig - 7 -

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

ou bien :

$$M(\varphi) = H_0 z \frac{(2 - 3\varphi + \varphi^3)}{3}$$

d'autre part:
$$N(x) = \int_x^z \frac{\pi(x)}{l} dx$$

$$= \int_{\varphi}^1 \frac{\pi(\varphi)}{l} z d\varphi$$

$$= \int_{\varphi}^1 \frac{z}{l} \cdot \frac{ml}{I} \cdot H_0 \cdot \Phi(\alpha, \varphi) \cdot d\varphi$$

-d'où
$$N(\varphi) = H_0 \frac{mz}{I} \int_{\varphi}^1 \Phi(\alpha, \varphi) \cdot d\varphi.$$

-calcul de $J = \int_{\varphi}^1 \Phi(\alpha, \varphi) \cdot d\varphi$:

α étant constant pour un même refend :

$$J = \int_{\varphi}^1 \Phi(\alpha, \varphi) d\varphi = \int_{\varphi}^1 \left[1 - \frac{\varphi^2}{\alpha^2} - \frac{2}{\alpha} \frac{\text{sh}(\alpha\varphi)}{\text{ch}\alpha} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}[\alpha(1-\varphi)]}{\text{ch}\alpha} \right] d\varphi.$$

après intégration on trouve :

$$J = \frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} + \frac{2\varphi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \frac{\text{sh}[\alpha(1-\varphi)]}{\text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}(\alpha\varphi)}{\text{ch}\alpha}$$

$$J = \int_{\varphi}^1 \Phi(\alpha, \varphi) d\varphi = \Psi(\alpha, \varphi) \text{ donnée par les abaques de MARIUS DIVER.}$$

$$\Psi(\alpha, \varphi) = \frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} + \frac{2\varphi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \frac{\text{sh}[\alpha(1-\varphi)]}{\text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}(\alpha\varphi)}{\text{ch}\alpha}.$$

$M_1(x)$ devient :

$$M_1(\varphi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 z \left[\frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi(\alpha, \varphi) \right]$$

et évidemment :

$$M_2(\varphi) = \frac{I_2}{I_1+I_2} H_0 z \left[\frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi(\alpha, \varphi) \right]$$

2.1.3. calcul de l'effort normal dans les trumeaux :

$$N = \sum \Pi \quad \text{fig-8.}$$

2.1.4. calcul de l'inertie équivalente :

• Détermination de la flèche au sommet :

D'après l'hypothèse d'égalité des déplacements à chaque niveau dans les éléments de refend, on peut confondre la flèche au sommet du refend avec celle du refend d'inertie I_1 .

La flèche au sommet du refend d'inertie I_1 est donnée par l'intégrale de MOHR :

$$f = \int_0^Z \frac{M_1(x) \cdot \bar{M}_1(x)}{EI_1} dx$$

avec : fig-9-

$$\bar{M}_1(x) = 1(Z-x) \quad \text{ou bien} \quad \bar{M}(\varphi) = Z(1-\varphi)$$

$$M_1(\varphi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left(\frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi(\varphi) \right)$$

posons : $A_\varphi = \frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3}$

$$f = \int_0^1 \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left(A_\varphi - \frac{2mc}{I} \Psi_\varphi \right) Z \frac{(1-\varphi)}{EI_1} Z d\varphi.$$

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1+I_2)} \left[\int_0^1 (1-\varphi) A_\varphi d\varphi - \frac{2mc}{I} \int_0^1 (1-\varphi) \Psi_\varphi d\varphi \right] (*)$$

- Calcul de J_1 :

$$J_1 = \int_0^1 (1-\varphi) A_\varphi d\varphi = \int_0^1 (1-\varphi) \frac{2-3\varphi+\varphi^3}{3} d\varphi$$

$$= \int_0^1 (1-\varphi)^3 \frac{(2+\varphi)}{3} d\varphi = \frac{11}{60}$$

- Calcul de I_2 :

$$I_2 = \int_0^1 (1-\varphi) \Psi_\varphi d\varphi = \int_0^1 (1-\varphi) \frac{(2-3\varphi+\varphi^3)}{3} d\varphi +$$

$$\int_0^1 \frac{(1-\varphi)}{\alpha^2} \cdot 2\varphi \cdot d\varphi - \int_0^1 \frac{(1-\varphi)}{\alpha^3} (\alpha^2-2) \frac{\text{sh}[\alpha(1-\varphi)]}{\text{ch}\alpha} d\varphi$$

$$- \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}(\alpha\varphi)}{\text{ch}\alpha} (1-\varphi) d\varphi .$$

on note: $I_2 = I_3 + I_4 - I_5 - I_6$

- $I_3 = I_1 = \frac{11}{60}$

- $I_4 = \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2} \cdot \varphi \cdot (1-\varphi) d\varphi = \frac{1}{3\alpha^2}$

- $I_5 = \int_0^1 \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \cdot (1-\varphi) \cdot \text{sh}[\alpha(1-\varphi)] d\varphi = \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3 \text{ch}\alpha} \left(\frac{\text{ch}\alpha}{\alpha} - \frac{\text{sh}\alpha}{\alpha^2} \right)$

- $I_6 = \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2 \cdot \text{ch}\alpha} \cdot (1-\varphi) \cdot \text{ch}(\alpha\varphi) d\varphi = \frac{2}{\alpha^2 \cdot \text{ch}\alpha} \frac{(\text{ch}\alpha) - 1}{\alpha^2}$

d'où :

$$I_2 = I_3 + I_4 - I_5 - I_6 = \frac{11}{60} + \frac{1}{\alpha^2} \left[- \left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\alpha} \right) \right]$$

or: $\Psi(\alpha, \varphi=0) = \Psi_0 = \frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \frac{\text{sh}\alpha}{\text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2 \text{ch}\alpha}$.

donc $I_2 = \frac{11}{60} - \frac{\Psi_0}{\alpha^2}$.

La flèche (*) devient :

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} \left[\frac{11}{60} - \frac{2mc}{I} \left(-\frac{\Psi_0}{\alpha^2} + \frac{11}{60} \right) \right]$$

or :

$$I_1 + I_2 = I - 2mc$$

$$\frac{I_1 + I_2}{I} = \frac{I - 2mc}{I}$$

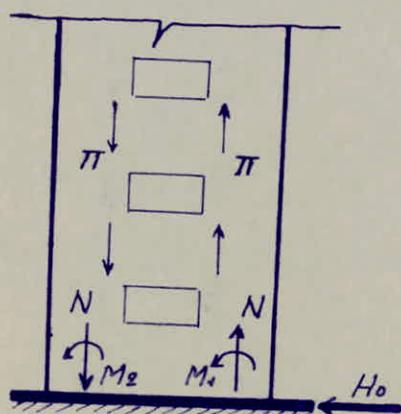


fig.8

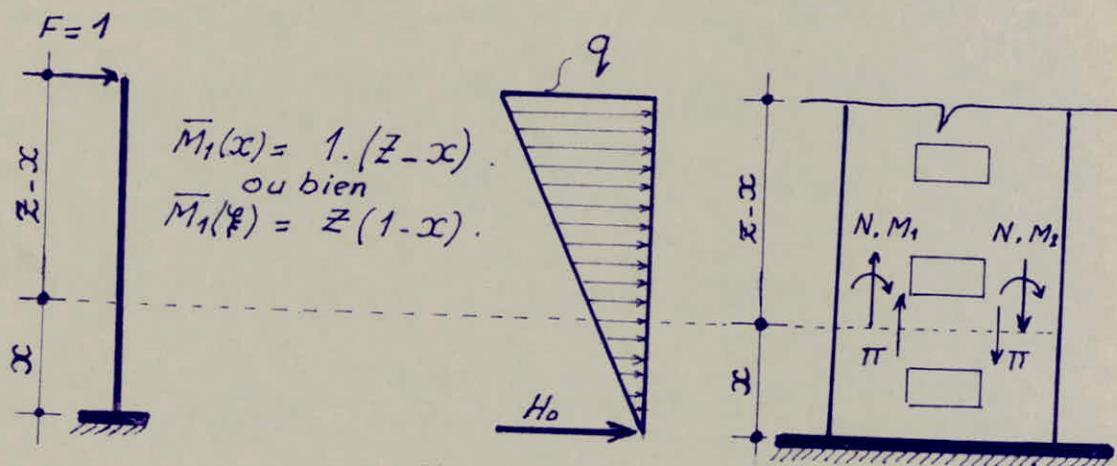


fig 9

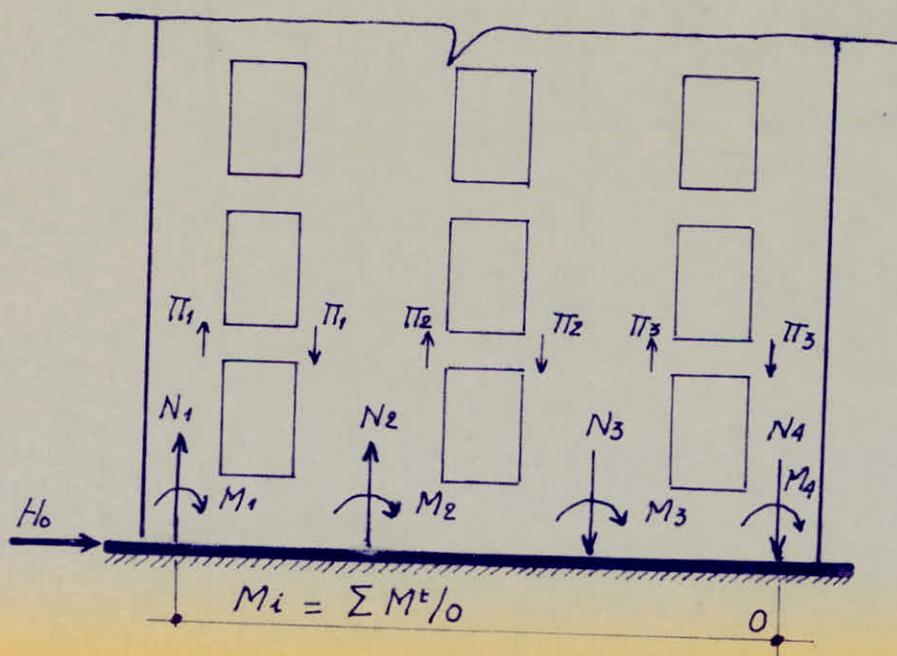


fig.10

2.2. cas d'un refend à plusieurs files d'ouvertures

2.2.1. calcul de l'effort tranchant π

dans les éléments de refend :

À partir de l'étude faite dans le 1^{er} cas on peut décomposer le refend à plusieurs files d'ouvertures en plusieurs refends à une seule file d'ouverture. Cette approximation donne un degré de monolithisme égale à :

$$\omega^2 = \frac{6 E'}{E (I_1 + I_2 + \dots) l} \cdot \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

avec $\alpha = \omega z$ et $E = E'$, $h_e = l$

où encore :

$$\omega^2 = \frac{6}{h_e \sum_{i=1}^n I_i} \cdot \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{i c_i^2}{a_i^3} \right)$$

au niveau $\frac{z}{l}$:

$$\pi_i \left(\frac{z}{l} \right) = H_0 \cdot l \cdot \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi \left(\frac{z}{l} \right)$$

RMQ : Cas de petites ouvertures

$$\frac{S_{\text{ouvertures}}}{S_{\text{totale du refend}}} < 25\%$$

Il est conseillé dans ce cas, d'effectuer deux évaluations de π .../...

Avec $\pi_i' = H_0 \ell \cdot \frac{i_i \cdot c_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi(\varphi)$.

et

$$\pi_i'' = \frac{H_0 \cdot m_i \cdot \ell}{I} \Phi(\alpha, \varphi).$$

et prendre :

$$\pi = \frac{\pi_i' + \pi_i''}{2}.$$

2.2.2. calcul du moment

dans les éléments de refend :

D'après l'étude du 1^{er} cas, on généralise :

au niveau φ :

$$M_i(\varphi) = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} \cdot H_0 \cdot Z \left(\frac{2 - 3\varphi + \varphi^3}{3} - \Psi(\varphi) \right)$$

2.2.3. calcul de l'effort normal

dans les éléments de refend :

soit l'exemple de la figure - 10 - :

$$N_1 = \sum \pi_1.$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1.$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2.$$

$$N_4 = \sum \pi_4.$$

2.2.4. calcul de l'inertie équivalente :

Les flèches au sommet sont données par :

$$f = H_0 Z^3 \cdot \left(\frac{11}{60} + \frac{\Psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \right)$$

$$f_0 = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_0 Z^3}{E I_e} ,$$

$$f = f_0 \implies \boxed{I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum_{i=1}^n I_i} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}}$$

RMQ : Pour ce cas, on néglige les déformations dues à l'effort normal N dans les éléments de refend.

3. vérification :

On doit vérifier à la base du refend que :

$$M_{ext} \cong M_{int}$$

- Pour une seule file d'ouverture :

$$M_i = M_1 + M_2 + 2NC.$$

M_{ext} : obtenu après distribution des efforts horizontaux dans les refends.

- Pour plusieurs files d'ouverture :

$$M_i = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3 + \dots) \\ + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) + 2N_3(C_3 + \dots) + \dots$$

M_{ext} : obtenu après distribution des efforts horizontaux dans les refends.

4. APPLICATIONS :

D'après l'exposé établi par la théorie de :
M. M ALBIGES - GOULET, on calcul l'inertie équivalente par les formules suivantes :

- Pour des refends à 1 seule file d'ouvertures :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

- Pour des refends à plusieurs files d'ouvertures :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{\sum_{i=1}^n I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

4.1. refend avec une seule file d'ouvertures : 118

• Exemple de calcul : soit le voile V_{L4}

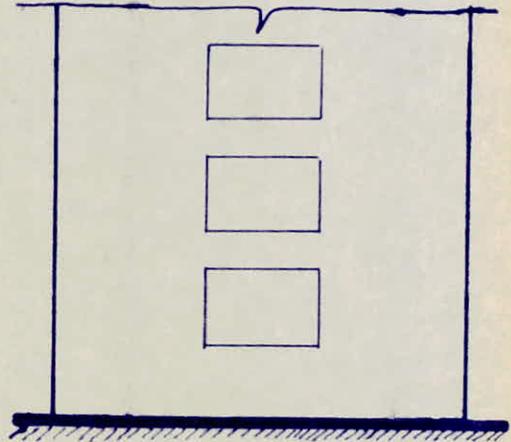
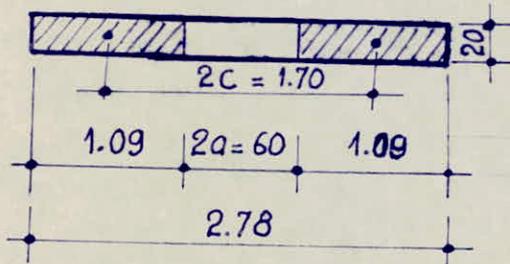


fig.11

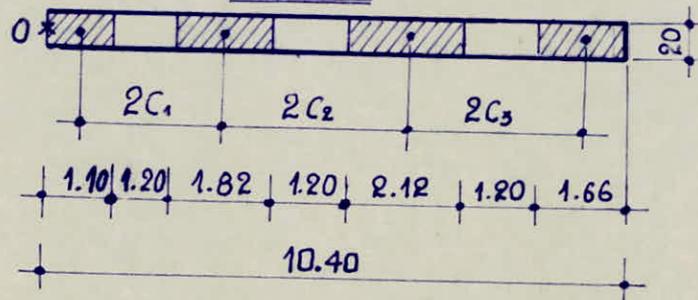
- $I_1 = I_2 = \frac{0,20 * 1,09^3}{12} = 0,022 \text{ m}^4$
- $\sum I_i = 0,044 \text{ m}^4$
- $\Omega_1 = \Omega_2 = 1,09 * 0,20 = 0,22 \text{ m}^2$
- $m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{1,70}{\frac{1}{0,22} + \frac{1}{0,22}} = 0,187 \text{ m}^3$
- $i = \frac{0,2 * 1,60^3}{12} = 0,0683 \text{ m}^4$
- $I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,362 \text{ m}^4$
- $\omega = \sqrt{\frac{3i \cdot I \cdot c}{\sum I_i \cdot m \cdot a^3 \cdot h_e}} = 10,068 \text{ m}^{-1}$
- $\alpha = \omega \cdot Z = 10,068 * 25,2 = 253,714$
- $\psi_0 = 0,66$ abaque B23 b MARIUS DIVER.
- $I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 0,362 \text{ m}^4$.

4.2. refend avec trois files d'ouvertures:

119

• Exemple de calcul : soit le voile V_{t1} :

fig.12



- $2C_1 = 2,66$, $2C_2 = 3,22$, $2C_3 = 3,14$
- $I_1 = 0,0222 \text{ m}^4$, $I_2 = 0,1005 \text{ m}^4$, $I_3 = 0,1824 \text{ m}^4$, $I_4 = 0,0762 \text{ m}^4$
- $\sum I_i = 0,3813 \text{ m}^4$
- $i = \frac{0,2 * 1,4^3}{12} = 0,0457 \text{ m}^4$; $i_1 = i_2 = i_3 = i$
- $I = \sum I_i + b \sum l_i d_i^2$.

$$d_i = X_G - X_i$$

X_G : coordonnée du c.d.g du refend par rapport à 0.

X_i : coordonnée du c.d.g de chaque trumeau i / 0.

l_i : longueur du trumeau i .

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5,38 \text{ m}$$

$$d_1 = 5,38 - 0,55 = 4,83 \text{ m}$$

$$d_2 = 5,38 - 3,21 = 2,17 \text{ m}$$

$$d_3 = 5,38 - 6,43 = -1,05 \text{ m}$$

$$d_4 = 5,38 - 9,57 = -4,19 \text{ m}$$

d'où $I = 13,545 \text{ m}^4$

$$\omega^2 = \frac{6i}{\sum I_i \cdot h_e} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \frac{i_3 C_3^2}{a_3^3} \right) = 8,116 \text{ m}^{-2}$$

$$\omega = 2,848 \text{ m}^{-1}$$

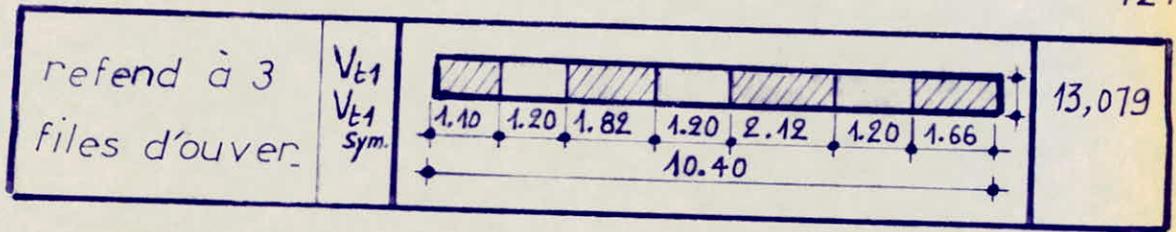
- $\alpha = \omega \cdot Z = 71,77$ d'où $\psi_0 = 0,66$ abaque B23 b
MARIUS DIVER.

- d'où :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{\sum I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 13,079 \cdot m^4$$

4.3. Les résultats de toutes les inerties équivalentes des autres voiles, sont donnés dans le tableau suivant :

refend	forme géométrique	$I_e (m^4)$
refends pleins		0,540
		0,360
refends à une seule file d'ouvertures.		1,754
		3,346
		0,362
		17,405



CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET D'INERTIE

1. détermination du centre de masse:

Le but de ce paragraphe est la détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers. Le centre de gravité est repéré dans un système d'axes orthogonaux convenablement choisis.

1.1. éléments horizontaux:

a. centre de masse du plancher terrasse:

dalle (Panneau)	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
D1	11,77	11,70	137,70
D2	14,40	8,74	125,85
D3	12,81	8,74	111,95
D4	13,47	5,72	77,04
D5	11,99	5,72	68,58
D6	19,20	2,18	41,85
D7	17,08	2,18	37,23
D8	12,24	5,02	61,44
TOTAL	112,96		661,64

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{661,64}{112,96} = 5,85 \text{ m}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m} \quad \text{symétrie du bâtiment}$$

RMQ :

exemple de calcul des masses des dalles :

- on évalue la surface de la dalle.
- on détermine le poids par m^2 : $G+1,2P = 0,727 + 1,2 \cdot 0,1$ (t)
- la masse = $(G+1,2P) \cdot \text{surface}$.

soit la dalle D_1 :

- surface = $5,45 \cdot 2,55 = 13,90 \text{ m}^2$
- $G+1,2P = 0,727 + 1,2 \cdot 0,1 = 0,847 \text{ t/m}^2$
- masse = $0,847 \cdot 13,90 = 11,77 \text{ t}$

b. centre de masse de l'étage courant :

dalle	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
D1	10,53	11,70	123,20
D2	12,88	8,74	112,57
D3	11,47	8,74	100,24
D4	12,06	5,72	68,98
D5	10,73	5,72	61,37
D6	17,18	2,18	37,45
D7	15,29	2,18	33,33
D8	10,95	5,02	54,96
TOTAL	101,09		592,10

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5,85 \text{ m.}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

c. centre de masse des poutres longitudinales :

poutre.L	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
P.l1	2,04	12,85	26,21
P.l2	3,86	7,18	27,71
P.l3	3,86	4,26	16,44
TOTAL	9,76		70,36

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{70,36}{9,76}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

d. centre de masse des poutres transversales:

poutre.T	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
P.t1	0,95	11,70	11,11
P.t2	4,78	6,50	31,07
TOTAL	5,73		42,18

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{42,18}{5,73} = 7,36 \text{ m}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

1.2. éléments verticaux :

a. centre de masse des voiles :

voile	$M_i (t)$	$Y_i (m)$	$M_i Y_i$
V_{L1}	$2 * 9,66$	10,30	$2 * 99,49$
V_{L2}	$2 * 4,48$	0,10	$2 * 0,45$
V_{L3}	$2 * 5,18$	0,10	$2 * 0,52$
V_{L4}	2,21	10,30	22,76
V_{L5}	3,33	0,36	1,20
V_{E1}	$2 * 9,52$	5,20	$2 * 49,55$
V_{E2}	$2 * 13,30$	5,20	$2 * 61,16$
TOTAL	89,82		446,30

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 4,97 \text{ m.}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

b. centre de masse des gaines :

gaine	$M_i (t)$	$Y_i (m)$	$M_i Y_i$
G1	0,79	0,355	0,280
G2	0,79	2,545	2,010
G3	1,45	2,745	2,980
TOTAL	3,03		6,27.

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 2,06 \text{ m}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m}$$

c. Centre de masse des poteaux :

poteau	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
P1	0,63	12,85	8,09
P2	0,63	12,85	8,09
P3	1,05	10,30	10,81
P4	1,05	7,18	7,53
P5	1,05	7,18	7,53
P6	2,52	7,18	18,09
P7	1,05	4,26	4,47
P8	2,52	4,26	10,73
P9	1,05	4,26	4,47
P10	1,05	0,25	0,26
TOTAL	12,60		80,07

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 6,35 \text{ m}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

d. centre de masse des gardes-corps :

g. corps	M_i (t)	Y_i (m)	$M Y$
GC1	0,23	10,485	2,410
GC2	0,2	-0,085	-0,017
TOTAL	0,43		2,39

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5,55 \text{ m ; } X_G = 11,89 \text{ m.}$$

e. centre de masse des murs façades :

façade	$M_i(t)$	$Y_i(m)$	$M Y$
F1	3,81	12,85	48,95
F2	0,94	11,70	10,99
F3	1,78	11,70	20,82
TOTAL	6,53		80,76

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 12,36 \text{ m.}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

f. centre de masse de l'acrotère :

acrotère	$M_i(t)$	$Y_i(m)$	$M_i Y_i$
Ac 1	1,58	12,72	20,10
Ac 2	3,85	6,41	24,68
Ac 3	0,76	10,32	7,84
Ac 4	0,90	10,32	9,29
Ac 5	3,07	0,10	0,31
Ac 6	0,14	0,23	0,03
TOTAL	10,30		62,25

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 6,04 \text{ m.}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

g. centre de masse du local ascenseur :

M (t)	Y (m)	X (m)	MY	MX
1,71	1,32	11,29	2,26	19,30

$$Y_G = \frac{MY}{M} = 1,32 \text{ m.}$$

$$X_G = \frac{MX}{M} = 11,29 \text{ m.}$$

h. Centre de masse des voiles RDC + VS :

voile	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i \cdot Y_i$
I	3,24	12,90	41,79
II	11,96	10,40	124,38
III	11,96	0,10	1,19
IV	1,66	-1,74	-2,88
V	12,56	6,50	81,64
VI	13,93	5,20	72,43
TOTAL	55,31		318,55

$$Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i} = 5,75 \text{ m.}$$

$$X_G = 11,89 \text{ m.}$$

i. centre de masse du local ascenseur V.5 :

130

voile	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
V1	1,68	11,89	2,16	19,97	3,63
V2	0,57	12,40	1,26	7,14	0,72
V3	1,08	11,40	0,36	12,31	0,38
TOTAL	3,33			39,42	4,73

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 1,42 \text{ m.}$$

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 11,83 \text{ m.}$$

131
1.3. centre de masse au niveau de la terrasse :

élément	M_i (t)	Y_i (m)	$M_i Y_i$
Acrotère	20,60	6,04	124,42
Plancher terr.	225,92	5,85	1321,63
$\frac{1}{2}$ voiles	44,91	4,97	223,20
$\frac{1}{2}$ Façades	6,53	12,36	80,71
$\frac{1}{2}$ gaines	3,03	2,06	6,24
Poutre trans.	11,46	7,36	84,34
Poutre long.	19,52	7,20	140,54
$\frac{1}{2}$ poteau	12,60	6,35	80,01
$\frac{1}{2}$ local asc.	0,85	1,32	1,12
TOTAL	345,42		2062,21

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{2062,21}{345,42} = 5,97 \text{ m.}$$

$$X_G \approx 11,89 \text{ m.}$$

1.4. centre de masse au niveau
de l'étage courant :

élément	M_i (t)	Y_i (t)	$M_i Y_i$
Plancher cour.	220,18	5,85	1288,05
Voiles	95,36	4,93	470,12
Façades	13,06	12,36	161,42
gaines	6,06	2,06	12,48
Poutre trans.	11,46	7,36	84,34
Poutre Long.	19,52	7,20	140,54
Poteaux	25,20	6,35	160,02
Palier	1,80	9,57	17,22
Volet	6,74	7,47	50,34
G. Corps	0,86	5,55	4,77
Local ascens.	1,71	1,32	2,25
TOTAL	401,95		2374,33

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = \frac{2374,33}{401,95} = 5,90 \text{ m.}$$

$$X_G \approx 11,89 \text{ m.}$$

1.5. centre de masse au niveau : R.D.C & V.S:

élément	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
Plancher	220,18	11,89	5,85	2617,94	1288,05
Voiles	110,62	11,89	5,75	1315,27	636,06
	3,33	11,83	1,42	39,39	4,72
$\frac{1}{2}$ Façades	6,53	11,89	12,36	77,64	80,71
$\frac{1}{2}$ Gaines	3,03	11,89	2,06	36,02	6,24
Poutre trans.	11,46	11,89	7,36	136,25	84,34
Poutre long.	19,52	11,89	7,20	232,09	140,54
Poteaux	$\frac{25,2}{2} + 5,4$ $= 18,00$	11,89	6,35	214,02	114,30
Volet	5,25	11,93	7,35	62,63	38,58
G. Corps	0,87	11,89	5,59	10,34	4,86
local asc. (voile)	3,33	11,83	1,42	39,39	4,72
$\frac{1}{2}$ local asc. (maf.)	0,85	11,30	1,32	9,60	1,12
TOTAL	402,97			4790,58	2404,24

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 5,96 \text{ m.}$$

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 11,888 \text{ m.}$$

2. détermination du centre de torsion : (centre d'inertie).

134

voile	$I_{e_i} (m^4)$	$Y_i (m)$	$I_{e_i} Y_i$
V_{L1}	$2 \times 3,346$	10,30	68,928
V_{L2}	$2 \times 0,54$	0,10	0,108
V_{L3}	$2 \times 1,754$	0,10	0,351
V_{L4}	0,362	10,30	3,729
V_{L5}	0,360	0,36	0,129
TOTAL	12,002		73,245

$$Y_T = \frac{\sum I_{e_i} Y_i}{\sum I_{e_i}} = \frac{73,245}{12,002} = 6,103 \text{ m}$$

$$X_T = 11,89 \text{ m. (symétrie du bâtiment.)}$$

RMQ :

Les inerties I_{e_i} des voiles ont été calculées dans le chapitre : calcul des inerties équivalentes
- paragraphe : 4.3. -

3. excentricités :

• niveau terrasse :

$$e_x = |X_G - X_T| = |11,89 - 11,89| = 0$$

$$e_y = |Y_G - Y_T| = |5,97 - 6,103| = 0,133 \text{ m.}$$

• niveau étage courant :

$$e_x = |X_G - X_T| = |11,89 - 11,89| = 0$$

$$e_y = |Y_G - Y_T| = |5,90 - 6,103| = 0,203 \text{ m.}$$

• niveau R.DC-V.S :

$$e_x = |x_G - x_T| = |11,888 - 11,89| = 0,002 \text{ m.}$$

$$e_y = |y_G - y_T| = |5,96 - 6,103| = 0,143 \text{ m.}$$

D'après le R.P.A 81 art. 3.3.5 :

La résultante des forces horizontales appliquée au centre de masse, a une excentricité par rapport au centre de torsion, égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau, excentricité accidentelle e_a .
- excentricité théorique résultant des plans.

4. conclusion :

On prend les excentricités suivantes :

$$e_x = e_y = e_a = \frac{5}{100} 23,78 = 1,19 \text{ m.}$$

1. effet du séisme :

L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol qui est variable avec le temps.

La structure effectue tout d'abord une série d'oscillations forcées et ceci tant que dure l'excitation.

Et dès que les oscillations ont pris fin, ils leur succèdent des oscillations libres qui finissent par s'amortir rapidement.

Notre structure est supposée élastique c'est à dire que les déformations sont proportionnelles aux sollicitations et en plus linéaire.

2. modélisation :

Elle dépend de deux paramètres :

- Le respect de la position du centre de gravité des masses et leur répartition dans la structure.
- La rigidité des éléments.

La modélisation de notre structure sera représentée par une console verticale flexible, rigidement encastrée à la base, où les masses sont concentrées d'une manière ponctuelle aux niveaux des planchers. Les considérations vérifient bien les deux paramètres ci-dessus. En effet la masse considérée composée, selon une supposition, de la masse des murs du demi étage supérieur, celle du

de demi étage inférieur et la masse des planchers, en appliquant le premier paramètre, le centre de gravité de ces masses coïncide avec celui du plancher donc c'est vérifié. Aussi ces planchers sont indéformables dans leur plan d'où ils peuvent être schématisés par une seule masse :

Nous obtenons ainsi un modèle de 9 masses concentrées. Chaque masse a un degré de liberté qui est le déplacement horizontal. Le système présente 9 degrés de liberté. On dit encore que le système est un oscillateur multiple d'ordre 9.

Dans la figure -1- H : hauteur totale du bâtiment.
 h : hauteur d'étage.

RMQ 1 :

Nous étudions notre structure suivant deux plans verticaux perpendiculaires, indépendamment. De plus, théoriquement nous avons trois degrés de liberté par masse, le déplacement vertical et la rotation ont été négligés.

RMQ 2 :

Cette modélisation est faite pour une sollicitation dynamique horizontale, elle n'est pas valable pour une sollicitation dynamique verticale car à ce moment les planchers ne seront plus indéformables mais flexibles. Sachant que dans

1383

la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal, nous pouvons affirmer ainsi que la modélisation reste valable.

3. étapes et méthodes de calcul :

1^{ère} étape : Calcul dynamique des périodes propres d'oscillation par l'une des trois méthodes numériques approximatives qui sont :

La méthode de M^r : RAYLEIGH .

La méthode de M^r : VIANELLO STODOLA .

La méthode de M^r : HOLZER .

2^{ème} étape : Evaluation des forces d'inertie du système statique équivalent par le R.P.A 81 en utilisant l'une des périodes trouvée dans la 1^{ère} étape .

3^{ème} étape : Distribution de ces forces entre les éléments qu'on appelle contreventement.

4. exposé de la méthode de RAYLEIGH :

4.1. principe :

Cette méthode est basée sur la conservation d'énergie. Elle suppose que les systèmes non amortis, conservatifs. Mais compte tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques

4.2. développement :

Pour élaborer sa méthode, RAYLEIGH a formulé le suivant principe :

La pulsation d'un système conservatif qui exécute un mouvement oscillatoire autour de sa position d'équilibre statique a une valeur stationnaire dans le voisinage du mode propre correspondant. Cette valeur stationnaire toujours minimale et reste dans le voisinage du mode fondamental.

Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale on écrit que l'énergie totale du système conservatif reste constante pendant le mouvement.

$$E_{\text{tot}} = E_c(t) + E_p(t) = \text{cste} \quad (1)$$

$E_c(t)$: énergie cinétique à t .

$E_p(t)$: énergie potentielle du système oscillant à t .

Evidemment, si un système oscillant exécute des mouvements d'après le mode fondamental, alors tous les points (ou toutes les masses) du système auront la même pulsation.

Dans le cas d'un système oscillant ayant plusieurs degrés de liberté, les masses $m_1, m_2, \dots, m_k, \dots, m_n$ auront les directions des degrés de liberté à partir de la position statique, les deux énergies pourront être exprimées sous la forme :

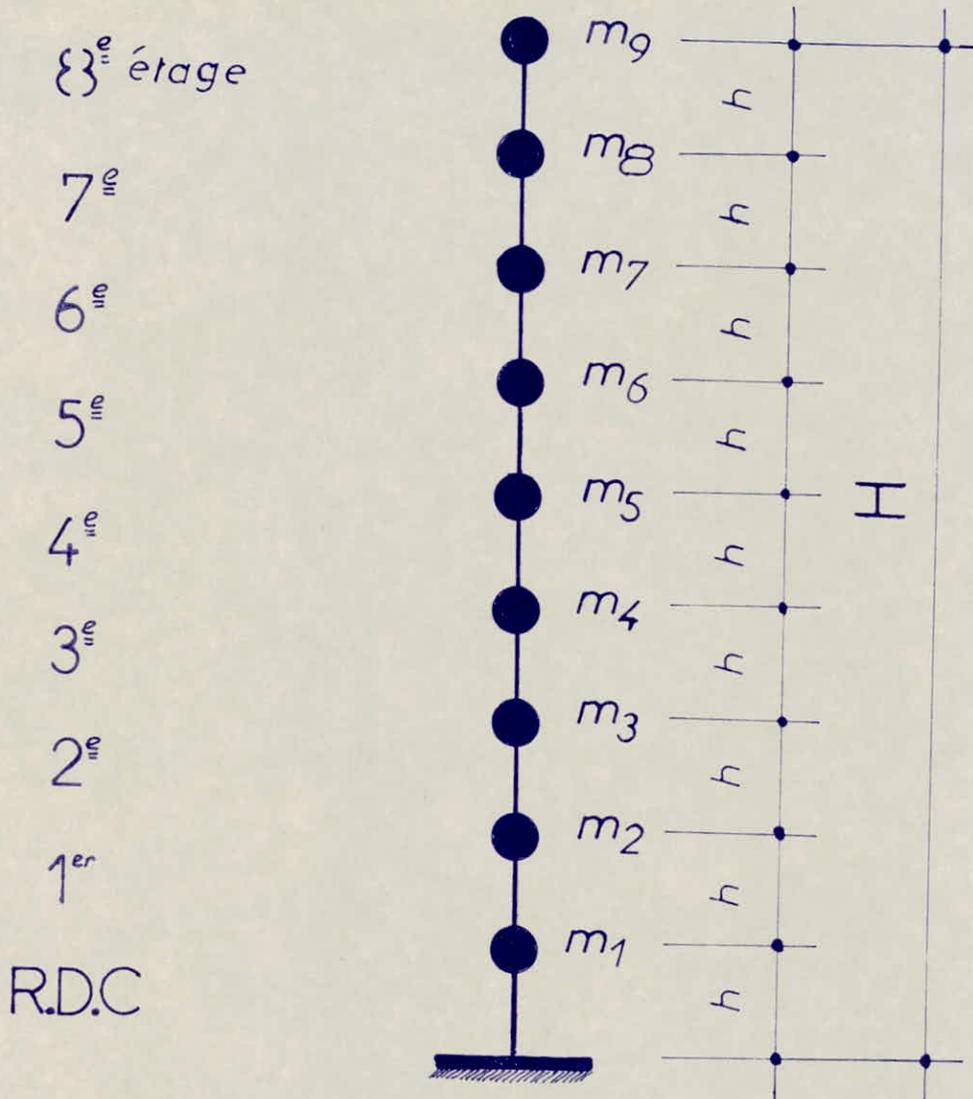


fig.1

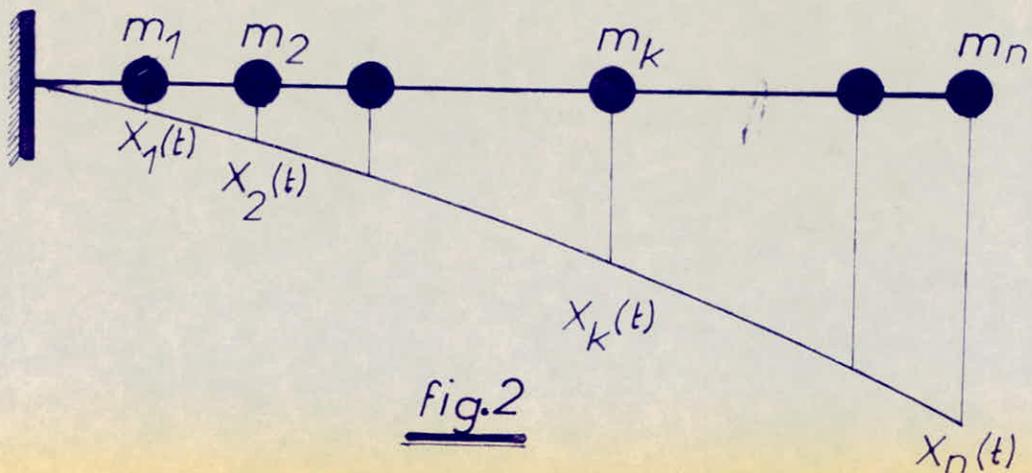


fig.2

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \cdot \dot{x}_k^2(t) \quad (2)$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k \cdot x_k^2(t) \quad (3)$$

où $Q_k = m_k \cdot g$ pour $k = 1, 2, \dots, n$.

Pour le mode fondamental les solutions sont harmoniques simples :

$$x_k(t) = X_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1) ; k=1, 2, \dots, n. \quad (4)$$

X_k : amplitude

ω_1 : pulsation fondamentale

en substituant (4) en (2) et (3) on obtient :

$$\begin{aligned} E_c(t) &= \frac{1}{2} \omega_1^2 \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2 \\ &= E_c^{\max} \cdot \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1). \end{aligned} \quad (2')$$

$$\begin{aligned} E_p(t) &= \frac{1}{2} \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k \\ &= E_p^{\max} \cdot \sin^2(\omega_1 t + \varphi_1) \end{aligned} \quad (3')$$

on observe le système passe par deux positions extrêmes :

- si $E_c = 0$ on a $E_p = E_p^{\max}$.
- si $E_p = 0$ on a $E_c = E_c^{\max}$.

donc :

$$\begin{aligned} E_{\text{tot}} &= 0 + E_p^{\max} = E_c^{\max} + 0 = \text{cste} \\ \text{ou bien : } E_p^{\max} &= E_c^{\max} \end{aligned} \quad (5)$$

En remplaçant les valeurs des énergies dans (5) on obtient :

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k = \frac{1}{2} \cdot \omega_1^2 \sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2$$

donc :

$$\omega_1^2 = \frac{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k^2} = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}$$

avec X_k : inconnues.

Afin de pouvoir obtenir la pulsation, RAYLEIGH a proposé d'introduire à la place des valeurs des amplitudes X_k les valeurs des déplacements statiques correspondants à l'action des charges Q_k (statiquement appliquées) d'après les directions des degrés de liberté dynamique.

L'erreur ne sera pas grave, mais on peut faire des corrections à l'aide d'un procédé itératif qui sera énoncé ultérieurement.

Pour établir la formule approchée on suppose que la déformée est linéaire à celle obtenue, en appliquant une force unitaire au sommet du système où l'on prend pour les déplacements X_k ; les déplacements X_k en imaginant des forces statiques horizontales au niveau de chaque masse ayant pour valeur : $P_k = m_k \cdot g$.

donc :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k^2}{g \sum_{k=1}^n m_k \cdot X_k}} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k^2}{g \sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k}}$$

Les déplacements statique $x_i = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$

143

avec : δ_{ij} : étant le déplacement en j d'une force unitaire appliquée en i .

$$\delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2EI} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) (*) \text{ avec } j \geq i$$

en plus : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ théorème de MAXWELL.

RMQ1:

Pour les bâtiments a hauteur d'étage identique :

$$x_j = j \cdot h_e, \quad x_i = i \cdot h_e$$

$$(*) \text{ devient : } \delta_{ij} = \frac{h_e^3}{2EI} \cdot i^2 \left(j - \frac{i}{3} \right).$$

$$\text{Posons } K = \frac{h_e^3}{2EI} \text{ donc : } \delta_{ij} = K i^2 \left(j - \frac{i}{3} \right).$$

RMQ2:

pour le calcul on fixe j et on fait varier i jusqu'à j .

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie :

a - On calcule le coefficient adimensionnel $e = \frac{x_{0j}}{x_{0n}}$.

x_{0n} : flèche au sommet de la console

b - La première correction consiste à calculer une nouvelle

force $F_{ij} = e_{ij} P_j$, 1: correspondant à la première correction
j: Côte à laquelle on veut avoir e ou F

(*) d'après R.D.M.

c. Avec les nouvelles forces, on calcul les déplacements 144

$$x_{1j} : x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{ij} \cdot \delta_{ij}$$

on calcul $e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$

d. La deuxième correction consiste à calculer une nouvelle force $F_{2j} : F_{2j} = e_{2j} \cdot P_j$ donc on calcul le nouveau déplacement : $x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2j} \cdot \delta_{ij}$.
Les opérations seront arrêtées quand : $e_{mj} \cong e_{(m-1)j}$

4.3 calcul des éléments de la matrice de souplesse

Niveau \ $K^{-1} \delta_{ij}$	$K^{-1} \delta_{i1}$	$K^{-1} \delta_{i2}$	$K^{-1} \delta_{i3}$	$K^{-1} \delta_{i4}$	$K^{-1} \delta_{i5}$	$K^{-1} \delta_{i6}$	$K^{-1} \delta_{i7}$	$K^{-1} \delta_{i8}$	$K^{-1} \delta_{i9}$
1	0,67	1,67	2,67	3,67	4,67	5,67	6,67	7,67	8,67
2	1,67	5,33	9,33	13,33	17,33	21,33	25,33	29,33	33,33
3	2,67	9,33	18,00	27,00	36,00	45,00	54,00	63,00	72,00
4	3,67	13,33	27,00	42,67	58,67	74,67	90,67	106,67	122,67
5	4,67	17,33	36,00	58,67	83,33	108,33	133,33	158,33	183,33
6	5,67	21,33	45,00	74,67	108,33	144,00	180,00	216,00	252,00
7	6,67	25,33	54,00	90,67	133,33	180,00	228,67	277,67	326,67
8	7,67	29,33	63,00	106,67	158,33	216,00	277,67	341,33	405,33
9	8,67	33,33	72,00	122,67	183,33	252,00	326,67	405,33	486,00

avec
$$K = \frac{h_e^3}{2EI}$$

5. évaluation des masses sismiques :

5.1. plancher terrasse:

élément	observation	masse (t)
Plancher	$G \text{ t/m}^2 \times \text{surf.} = 0,727 \cdot 275,107$	200,00
Acrotère	$G \text{ t/ml} \times \text{long.} = 0,3 \cdot 73,76$	22,07
$\frac{1}{2}$ Façade	$\frac{3,81 + 0,94 + 1,78}{2}$	3,27
$\frac{1}{2}$ voile	$\frac{89,82}{2}$	44,96
$\frac{1}{2}$ poteau	$\frac{12,60 \cdot 2}{2}$	12,60
Poutre trans.	$5,73 \cdot 2$	11,46
Poutre long.	$9,76 \cdot 2$	19,52
$\frac{1}{2}$ local ascenseur	$\frac{1,71}{2}$	0,86
$\frac{1}{2}$ gaine	3,03	3,03

TOTAL 296.65

5.2. plancher courant:

élément	observation	masse (t)
Plancher	$Gt/m^2 \times surf = 0,548 \cdot 275,107$	150,76
Palier	$0,535 \cdot 1,3 \cdot 2,78$	1,93
Volet	$0,833 \cdot 270 \cdot 1,34 \cdot 2$	6,03
Garde corps	$0,43 \cdot 2$	0,86
Poteau	$12,6 \cdot 2$	25,20
Façade	$3,81 + 0,94 + 1,78$	6,53
Poutre long.	$9,76 \cdot 2$	19,52
Poutre trans.	$2 \cdot 5,73$	11,46
Voile	89,82	89,82
Local ascenseur	1,71	1,71
gaine	$2 \cdot 3,03$	6,06

TOTAL 277,76

5.3. plancher R.D.C (V.S):

élément	observation	masse(t)
$\frac{1}{2}$ plancher Cour.	$\frac{277,76}{2}$	138,88
Voile	$1,20 \cdot 0,2 \cdot 2,5 [10,1 \cdot 4 + 10,4 \cdot 4 + 2,78 \cdot 2 + 2,6 \cdot 4 + 5,7 \cdot 2]$	65,62
Voile Local ascenseur	$1,2 \cdot 0,2 \cdot 2,5 [2,78 + 1,80 + 1,60 + 2 \cdot 1,74]$	5,80
Poteau	$1,2 \cdot 2,5 [0,8 \cdot 0,5 \cdot 6 + 0,6^2 \cdot 2 + 0,3^2 \cdot 2]$	5,40

TOTAL215.70

6. déplacements statiques:

149

niveau (j)	$W_j = P_j = F_{1j}$	$K^{-1} \delta_{st} = K^{-1} X_{1j}$	$e_{1j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$
9	296,65	534146,94	1
8	277,65	453553,14	0,84912
7	277,65	373650,05	0,69953
6	277,65	295575,00	0,55336
5	277,65	221038,07	0,41382
4	277,65	152310,41	0,28515
3	277,65	92187,60	0,17259
2	277,65	44046,27	0,08246
1	277,65	11838,03	0,02216

1^{ère} itération :

150

niveau (j)	$F_{2j} = e_{1j} P_j$	$K^{-1} X_{2j}$	$e_{2j} = \frac{X_{2j}}{X_{2n}}$
9	296,65	377029,12	1
8	235,85	318280,14	0,84418
7	194,30	260207,62	0,69015
6	153,70	203852,20	0,54068
5	114,94	150659,39	0,39960
4	79,20	102387,31	0,27156
3	47,94	60995,31	0,16178
2	22,90	28632,14	0,07594
1	6,16	7546,19	0,02001.

2^{ème} itération :

niveau (j)	$F_{3j} = e_{3j} \cdot P_j$	$K^{-1} \cdot X_{3j}$	$e_{3j} = \frac{X_{3j}}{X_{3n}}$
9	296,65	373271,45	1
8	234,48	315057,90	0,84404
7	191,70	257520,33	0,68990
6	150,18	201696,28	0,54035
5	111,00	149022,99	0,39923
4	75,43	101243,43	0,27123
3	44,94	60294,18	0,16153
2	21,10	28293,89	0,07580
1	5,56	7454,73	0,01997

3^{eme} itération :

152

niveau (j)	$F_{4j} = e_{3j} \cdot P_j$	$K^{-1} \cdot X_{4j}$	$e_{4j} = \frac{X_{4j}}{X_{4n}}$
9	296,65	373171,69	1
8	234,44	314844,01	0,84370
7	191,63	257449,08	0,68990
6	150,09	201639,17	0,54034
5	110,89	148979,70	0,39922
4	75,34	101213,21	0,27122
3	44,87	60275,69	0,16152
2	21,05	28284,99	0,07579
1	5,55	7452,32	0,0200

4^{ème} itération :

153

niveau (j)	$F_{5j} = e_{5j} \cdot P_j$	$K^{-1} \cdot X_{5j}$	$e_{5j} = \frac{X_{5j}}{X_{5n}}$
9	296,65	373691,33	1
8	234,35	314 809,57	0,84370
7	191,63	257 420,84	0,68990
6	150,08	201 617,09	0,54034
5	110,89	14 7499,19	0,39530
4	75,33	101 202,17	0,27122
3	44,86	602 69,12	0,16152
2	21,05	2 8281,91	0,07579
1	5,55	7 496,37	0,02000.

7. déplacement dans les deux sens :

$$I_l = 12,002 \text{ m}^4$$

$$I_t = 60,968 \text{ m}^4$$

$$h_e = 2,80 \text{ m}$$

$$E = 34,5 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

$$K_l = \frac{h_e^3}{2EI_l} ; \quad K_t = \frac{h_e^3}{2EI_t}$$

niveau (j)	déplacement long. $\times 5j$ (m)	déplacement trans. $\times 5j$ (m)
1	0,00198	0,00039
2	0,00749	0,00147
3	0,01597	0,00314
4	0,02683	0,00528
5	0,03909	0,00769
6	0,05344	0,01052
7	0,06824	0,01343
8	0,08345	0,01643
9	0,09906	0,01950

8. période simplifiée :

on a déjà vu que : $\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k}{\sum_{k=1}^n Q_k \cdot X_k^2}$

quand $\rho_{mj} \approx \rho_{(m+1)j} \approx \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$ on obtient :

$$F_j^m = \rho_{mj} \cdot P_j \quad ; \quad F_j^m = F_j \text{ à la } m^{\text{ème}} \text{ itération}$$

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_1^n F_j^m \cdot x_{mj}}{\sum_1^n P_j \cdot x_{mj}^2} = g \cdot \frac{\sum_1^n (\rho_{mj}^2 P_j x_{mn})}{\sum_1^n (\rho_{mj}^2 P_j x_{mn}^2)}$$

$$= g \cdot \frac{x_{mn} \sum_1^n (\rho_{mj}^2 P_j)}{x_{mn}^2 \sum_1^n (\rho_{mj}^2 P_j)} = \frac{g}{x_{mn}}$$

d'où : $\omega^2 = \frac{g}{x_{mn}}$ donc $\omega = \sqrt{\frac{g}{x_{mn}}}$

par conséquent :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{x_{mn}}$$

x_{mn} : déplacement au sommet à la $m^{\text{ème}}$ et dernière itération

A.N.:

$$T_p = \frac{2\pi}{\sqrt{9,81}} \sqrt{0,09906} = 0,631 \text{ sec.}$$

$$T_t = \frac{2\pi}{\sqrt{9,81}} \sqrt{0,01950} = 0,280 \text{ sec.}$$

9. détermination de la période T

selon le R.P.A 81:

Selon la formule empirique 3.3A citée en 3.3.1.2.2

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

$$H = 25,2 \text{ m}$$

$$L = 23,78 \text{ m}$$

$$l = 13,00 \text{ m}$$

donc:

$$T_t = \frac{0,09 * 25,2}{\sqrt{13,00}} = 0,629 \text{ sec.}$$

$$T_l = \frac{0,09 * 25,2}{\sqrt{23,78}} = 0,465 \text{ sec.}$$

RMQ:

Pour chaque valeur de T, on calcul son D correspondant; D étant le facteur d'amplification dynamique moyen. Pour un sol meuble:

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}}$$

10. tableau récapitulatif:

sens	selon RPA		selon RAYLEIGH	
	T	D	T	D
trans.	0,629	1,78	0,280	2,00
longit.	0,465	2,00	0,631	1,78

conclusion :

- Pour le sens transversal, selon RAYLEIGH on obtient $D = 2$ ce qui nous met dans la sécurité.
- Pour le sens longitudinal, selon RAYLEIGH on obtient $D_{RAY} = 1,78 < D_{RPA} = 2$, or $\frac{D_{RAY}}{D_{RPA}} \approx 89\% > 80\%$
- Ce qui est admis par le R.P.A.

Donc l'étude du mode fondamentale calculé par la méthode de RAYLEIGH suffit pour nous renseigner sur le comportement de la structure en cas de séisme. Par conséquent il n'est pas nécessaire d'étudier les modes supérieures.

CALCUL DE LA FORCE SISMIQUE

Soit la force sismique minimum V tel que :

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W \quad (\text{selon art 3.3.1 RPA81})$$

1. détermination des coefficients sismiques selon le RPA 81:

1.1. calcul de A :

A : facteur d'accélération des zones, art 3.3.1.1.

Le bâtiment sera construit dans une région de moyenne sismicité (zone II) et il va servir d'habitation donc usage 2. D'après le tableau 1 on a $A = 0,15$.

1.2. calcul de D :

D : facteur d'amplification dynamique moyen, art. 3.3.1.2.

Pour trouver la valeur de D, on doit passer par le calcul de T dans les deux sens et en tenir compte de la nature du sol (sol meuble).

longitudinalement : $T_L = 0,280 \text{ sec} \rightarrow D = 2$.

transversalement : $T_t = 0,631 \text{ sec} \rightarrow D = 1,78$.

1.3. calcul de B :

B : facteur de comportement de la structure art. 3.3.1.3.

Dans notre cas, on a une structure à voiles porteurs

c'est à dire structure constituée de voiles et de portiques, les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles car si on compare les inerties des voiles et des poteaux on remarque : $I_v \gg I_p$.
donc on prend $B = 0,25$.

1.4. calcul de Q :

Q : facteur de qualité du système de contreventement
art. 3.3.1.4.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

P_q : pénalités qui dépendent de l'observation ou non des critères de qualité. Les critères ainsi que les valeurs de P_q correspondantes sont donnés dans le tableau 3.

- a - Condition minimales de files porteurs $P_L = 0$, $P_t = 0,1$
- b - Surabondance en plan $P_L = 0,1$, $P_t = 0$
- c - Symétrie en plan $P_L = 0$, $P_t = 0$
- d - Régularité en élévation $P_L = 0$, $P_t = 0$
- e - Contrôle de la qualité des matériaux .. $P_L = 0,1$, $P_t = 0,1$
- f - Contrôle de la qualité de la construction $P_L = 0,1$, $P_t = 0,1$

d'où $Q_L = 1,3$.

$Q_t = 1,3$.

2. calcul de W:

W: poids de la structure = totalité de la charge permanente art. 3.3.1.5.

$$W = 215,70 + 8 * 277,76 + 296,65 = 2734,43 \text{ t.}$$

d'où les forces sismiques dans les deux sens:

- $V_L = A \cdot B \cdot D_L \cdot Q \cdot W = 0,15 * 0,25 * 1,78 * 1,3 * 2734,43 = 237,280 \text{ t.}$
- $V_t = A \cdot B \cdot D_t \cdot Q \cdot W = 0,15 * 0,25 * 2 * 1,3 * 2734,43 = 266,61 \text{ t.}$

3. répartition de la force sismique:

Selon art. 3.3.3 :

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i}$$

F_k : force répartie

$$T_l = 0,631 \text{ sec} < 0,7 \quad \Rightarrow \quad F_{tl} = 0$$

$$T_t = 0,280 \text{ sec} < 0,7 \quad \Rightarrow \quad F_{tt} = 0$$

$$\sum W_i h_i = 296,65 * 25,2 + 277,76 (2,80 + 5,60 + 8,40 + 11,20 + 14,00 + 16,80 + 19,60 + 22,4) = 35473,788 \text{ t.m}$$

• Sens longitudinal:

$$F_k = \frac{V_L}{\sum W_i h_i} W_k \cdot h_k = \frac{237,280}{35473,788} \cdot W_k \cdot h_k$$

• Sens transversal:

$$F_k = \frac{V_t}{\sum W_i h_i} W_k \cdot h_k = \frac{266,61}{35473,788} \cdot W_k \cdot h_k$$

3.1. sens longitudinal :

niveau	F_k (t)	F_k cumulée (t)	M cumulé (t.m)
9	49,99	49,99	0
8	41,62	91,61	139,972
7	36,41	128,02	396,480
6	31,22	159,24	754,936
5	26,01	185,25	1200,808
4	20,81	206,06	1719,508
3	15,61	221,67	2296,476
2	10,41	232,08	2917,152
1	5,20	237,28	3566,976
0	0	237,28	4231,360

3.2. sens transversal :

niveau	F_k (t)	F_k cumulée (t)	M cumulé (t.m)
9	56,18	56,18	0
8	46,76	102,94	157,304
7	40,92	143,86	445,536
6	35,07	178,93	848,344
5	29,23	208,16	1349,348
4	23,38	231,54	1932,196
3	17,53	249,07	2580,508
2	11,69	260,76	3277,904
1	5,85	266,61	4008,032
0	0	266,61	4754,54

ETUDE AU VENT

1. Generalités :

1.1. direction parallèle à l'action du vent :

Dans ce cas l'ouvrage se comporte comme une console verticale encastree dans le sol, soumise à une pression répartie sur sa hauteur.

En régime laminaire (faible vitesse) les effets du vent ont un caractère statique, donc pas de calcul intéressant à ce stade.

Mais pour des vitesses élevées le vent devient turbulent et agit par rafales successives. Ces rafales sont dangereuses quand elles ont un caractère périodique, d'où risque de résonance avec la période propre de vibration de l'ouvrage et par conséquent les effets du vent deviennent dynamiques. Réglementairement, le calcul se fait avec la vitesse normale, mais dans certains cas tels que les bâtiments tours car la vitesse extrême peut changer le signe des contraintes et engendrer des tractions dans certaines sections normalement soumises à la compression, ce qui a été parfois à l'origine des sinistres dans le cas des constructions étudiées uniquement au vent normal.

1.2. direction perpendiculaire à l'action du vent :

Pour les constructions élancées dans la direction perpendiculaire à l'action du vent, ils apparaissent des vibrations pour une vitesse faible (régime laminaire). On a des vibrations maximales quand la vitesse est critique. Ces vibrations latérales ont lieu pour des vitesses inférieures à la vitesse critique fixée à 25 m/s. Si V_{cr} est supérieure à 25 m/s alors on peut considérer les oscillations latérales comme négligeable selon N.V.65.

1.3. données :

Le bâtiment est situé en région II, donc la pression dynamique de base est :

- pour un vent normal : $q_{10}^N = 70 \text{ daN/m}^2$.

- pour un vent extrême : $q_{10}^e = 1,75 q_{10}^N \text{ daN/m}^2$.

2. Action du vent :

2.1. sens transversal :

L'action d'ensemble du vent soufflant dans une direction donnée sur une construction est la résultante géométrique R de toutes les actions P sur les différentes parois de la construction.

La direction de cette résultante diffère généralement de celle du vent. Cette résultante admet

trois composantes :

- * La force de traînée T (parallèle à Ox), de même direction que le vent dans un plan horizontal, elle a pour but de provoquer l'entraînement et le renversement de la construction.
- * La force de dérive L (parallèle à Oy), elle est perpendiculaire à T dans le plan horizontal et elle provoque les mêmes effets que ceux de T .
- * La portance U (parallèle à Oz) de direction verticale ascendante ayant pour effet le soulèvement et éventuellement le renversement de la construction ; finalement on aura : $\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$

a. détermination de la traînée T :

C'est la force prépondérante et c'est celle qui conditionne le dimensionnement de la construction du contreventement. Puisque notre construction possède la forme d'un rectangle en plan, dont les dimensions sont :

$$a = 23,78 \text{ m}$$

$$b = 13,00 \text{ m}$$

$$h = 25,20 \text{ m} < 30 \text{ m} \rightarrow \text{utilisation}$$

des méthodes simplifiées du NV 65 III-2,9 page 127 sont applicables.

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

• Calcul de δq_n :

q_n : pression dynamique constante sur toute la hauteur de la construction et elle est donnée par la formule

$$q = (46 + 0,7 h) k_r \cdot k_s$$

en région II : $k_r = 1,40$

site exposé en région II : $k_s = 1,30$

$$q_n = (46 + 0,7 * 25,2) * 1,40 * 1,30 = 115,82 \text{ daN/m}^2$$

cette pression devra être réduite par un coefficient de réduction δ :

$$\delta = 0,78 \quad \text{car } h = 25,2 \text{ m} \quad \text{donc :}$$

$$\delta q_n = 0,78 * 115,82 = 90,34 \text{ daN/m}^2$$

• Calcul de C_t :

C_t : le Coefficient dépend de la forme de la section transversale de l'ouvrage et son élancement, puisque notre ouvrage est prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse :

règles NV 65 tableau III page 145 d'où :

$$C_t = 1,3 \delta_0 \quad ; \quad \delta_0 : \text{déterminé par le tableau R III - 5 du NV 65 page 89.}$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{25,20}{23,78} = 1,06$$

$$\frac{b}{a} = \frac{13,00}{23,78} = 0,55$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = 1,06 \\ \frac{b}{a} = 0,55 \end{array} \right\} \rightarrow \delta_0 = 1$$

$$\text{d'où : } C_t = 1,3 * 1 = 1,3$$

• Calcul du coefficient de majoration dynamique β :

β : - Coefficient qui tient compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent :

$$\beta = \theta (1 + \xi \zeta)$$

ξ : Coefficient de réponse donné en fonction de la période du mode fondamentale d'oscillation.

$\xi = \xi(T)$ donné par R-III-3 page 83

$T_t = 0,280 \text{ sec} \rightarrow \xi(0,280) = 0,30$ (batiment à densité normale de paroi en B.A).

ζ : Coefficient de pulsation, calculé à chaque niveau .

pour $h = 25,2 \text{ m} \rightarrow \zeta = 0,338$ (NV 65, R-III-4 page 83)

θ : $\theta = 0,70$ pour $H \leq 30 \text{ m}$.

donc :

$$\beta_{\text{calculé}} = \theta (1 + \xi \zeta) = 0,70 (1 + 0,30 * 0,338) = 0,77 < 1$$
$$\beta = \max(\beta_{\text{calculé}}, 1) = 1.$$

• Calcul du coefficient de dimension δ :

$$H = 25,2 \text{ m} \rightarrow \delta = 0,78.$$

• Largeur du maitre couple :

Dans notre cas : $a = d = 23,78 \text{ m}$.

finallement :

$$T = C_t * \beta * \delta * q * d = 1,3 * 1 * 0,78 * 115,82 * 23,78 = 2792,76 \text{ daN/m}$$

b. détermination de l'effort de dérive L :

Pour $v \leq 25$ m/s .

on a $T_t = 0,280$ sec :

Le calcul de vitesse critique est donné par la théorie de KARMAN qui montre que la période des tourbillons est donnée par :

$$T_k = \frac{d}{S \cdot v}$$

v : vitesse du vent

d : largeur du maître couple

S : nombre de Strouhal : $0,25 \div 0,30$.

Il y a résonance si $T = T_k \Leftrightarrow v_{cr} = \frac{d}{S T}$

T : période propre de vibration de la construction

donc : $v_{cr} = \frac{23,78}{0,30 * 0,280} = 283,09$ m/s.

$v_{cr} > 25$ m/s donc il est inutile de faire un calcul à la résonance et de calculer la dérive L .

c. Calcul de l'effort de portance U :

Il est donné par : $U = C_u \cdot s \cdot q \cdot S_u$.

C_u : Coefficient de portance $C_u = C_i - C_e$

C_i : Coefficient de surpression intérieur sur la terrasse.

constructions fermées (les parois ont une perméabilité en région II : ≤ 5)

$$\begin{aligned} \text{alors : } C_i &= 0,6(1,8 - C_t) \\ &= 0,6(1,8 - 1,3\gamma_0) = 0,6(1,8 - 1,3) = +0,3 \end{aligned}$$

C_e : coefficient de dépression extérieur sur la terrasse selon R III-6 du NV65 :

$$\begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \longrightarrow C_e = -0,5$$

$$\begin{aligned} \text{d'où : } C_u &= C_i - C_e \\ &= 0,3 - (-0,5) = 0,8 \end{aligned}$$

δ : déjà trouvé $\delta = 0,78$

q_n : déjà trouvée $q_n = 115,82 \text{ daN/m}^2$.

S_u : surface de la projection horizontale de la terrasse
 $S_u = 275,107 \text{ m}^2$.

d'où :

$$\begin{aligned} U_n &= C_u \cdot \delta \cdot q_n \cdot S_u \\ &= 0,8 * 0,78 * 115,82 * 275,107 \\ &= 19882,44 \text{ daN} = 19,882 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_e &= 1,75 U_n \\ &= 34794,27 \text{ daN} = 34,794 \text{ t.} \end{aligned}$$

on doit vérifier que :

$$G > U_e$$

$$G = 3654,32 \text{ t} > 34,794 \text{ t} = U_e \quad \text{O.K}$$

donc il n'y a pas risque de soulèvement.

2.2. sens longitudinal :

on applique le même processus que pour le sens transversal.

a. détermination de la trainée T :

- $C_t = 1,3 \gamma_0$

avec:

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{25,20}{13,00} = 1,94$$

$$\frac{b}{a} = \frac{13,00}{23,78} = 0,55$$

| $\longrightarrow \gamma_0 = 1$

-d'où $C_t = 1,3$.

- $T_e = 0,631 \text{ sec}$ ce qui donne $\varphi(T_e) = 0,4$

$$h = 25,2 \text{ m} \longrightarrow \varepsilon = 0,338$$

$$H \leq 30 \longrightarrow \theta = 0,70$$

donc $\beta = \theta(1 + \varphi\varepsilon) = 0,7(1 + 0,4 * 0,338) = 0,79 < 1$

on prend $\beta = 1$

- $h = 25,2 \text{ m} \longrightarrow \delta = 0,78$ déjà trouvé.

- $d = b = 13,00 \text{ m}$.

finallement:

$$T = C_t \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$$

$$= 1,3 * 1 * 0,78 * 115,82 * 13 = 1526,74 \text{ daN/m}$$

b. détermination de l'effort de dérive L :

$$T_e = 0,631 \text{ sec}$$

$$V_{cr} = \frac{13,00}{0,30 * 0,631} = 68,674 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

Le calcul de L est inutile.

C. Calcul de l'effort de portance U :

$$C_i = 0,6 (1,8 - 1,3\%) = 0,6(1,8 - 1,3 \cdot 1) = +0,3$$

$$C_e = -0,5$$

$$C_u = C_i - C_e = 0,3 - (-0,5) = +0,8$$

$$\begin{aligned} \bar{U}_n &= 0,8 * 0,78 * 115,82 * 275,107 = 19882,44 \text{ daN} \\ &= 19,882 \text{ t.} \end{aligned}$$

$$U_e = 1,75 U_n = 1,75 * 19,882 = 34,793 \text{ t.}$$

$$G = 2734,43 \text{ t} > 34,793 \text{ t} \quad \text{o.k}$$

donc, pas de risque de soulèvement.

Pour les résultats de force de trainée, ils seront résumés sous forme de tableaux :

3. forces de trainée
à différents niveaux :

3.1. Sens transversal :

Niv.	C_t	φ	ξ	θ	β	δ	K_s	q_{n^2} daN/m ²	δq_{n^2} daN/m ²	d	T_n daN/m	T_e daN/m
25.2	1,3	0,30	0,339	0,70	1	0,78	1,30	115,82	90,34	23,78	2792,76	4887,35
24.0	1,3	0,30	0,340	0,70	1	0,78	1,30	114,30	89,15	23,78	2755,98	4822,96
20.0	1,3	0,30	0,345	0,70	1	0,78	1,30	109,20	85,18	23,78	2633,25	4608,19
16.0	1,3	0,30	0,352	0,70	1	0,78	1,30	104,10	81,20	23,78	2510,22	4392,88
12.0	1,3	0,30	0,357	0,70	1	0,78	1,30	99,01	77,23	23,78	2387,49	4178,11
8.0	1,3	0,30	0,360	0,70	1	0,78	1,30	93,91	73,25	23,78	2264,45	3962,79
4.0	1,3	0,30	0,360	0,70	1	0,78	1,30	88,92	69,28	23,78	2141,72	3748,01
0.0	1,3	0,30	0,360	0,70	1	0,78	1,30	83,72	65,30	23,78	2018,68	3532,69

3.2. Sens longitudinal:

Niv.	C_t	φ	ε	σ	β	δ	K_s	q_n dan/m ²	δq_n dan/m ²	d	T_n dan/m	T_e dan/m
25.2	1,3	0,4	0,339	0,70	1	0,78	1,30	115,82	90,34	13,0	1526,80	2671,90
24.0	1,3	0,4	0,340	0,70	1	0,78	1,30	114,30	89,15	13,0	1506,65	2636,64
20.0	1,3	0,4	0,345	0,70	1	0,78	1,30	109,20	85,18	13,0	1439,47	2519,07
16.0	1,3	0,4	0,352	0,70	1	0,78	1,30	104,10	81,20	13,0	1372,30	2401,52
12.0	1,3	0,4	0,357	0,70	1	0,78	1,30	99,01	77,23	13,0	1305,12	2283,96
8.0	1,3	0,4	0,360	0,70	1	0,78	1,30	93,91	73,25	13,0	1237,95	2166,41
4.0	1,3	0,4	0,360	0,70	1	0,78	1,30	88,92	69,28	13,0	1170,82	2048,93
0.0	1,3	0,4	0,360	0,70	1	0,78	1,30	83,72	65,30	13,0	1103,59	1931,28.

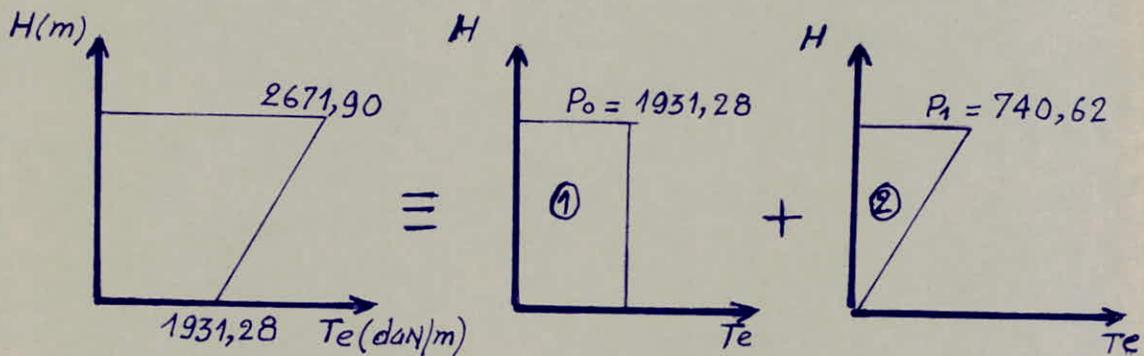
174

de diagramme donnant T_e en fonction de H peut être remplacé par un diagramme trapézoïdal équivalent

* Sens longitudinal :

• $H = 25.2 \text{ m} \longrightarrow T_e = 2671,90 \text{ daN/m}.$

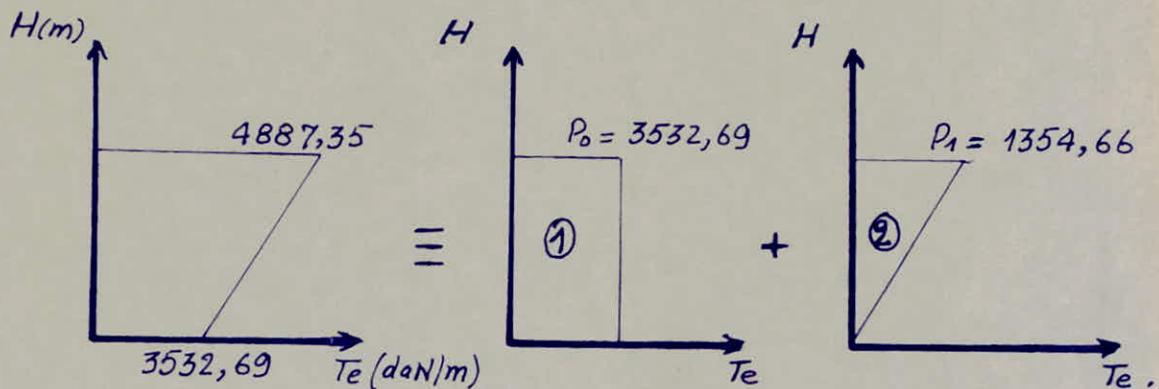
• $H = 0.0 \text{ m} \longrightarrow T_e = 1931,28 \text{ daN/m}.$



* Sens transversal :

• $H = 25.2 \text{ m} \longrightarrow T_e = 4887,35 \text{ daN/m}.$

• $H = 0.0 \text{ m} \longrightarrow T_e = 3532,69 \text{ daN/m}.$



4. calcul des efforts :4.1. sens longitudinal :

Diagramme ① donne :

$$He_1 = P_0 \cdot H = 1931,28 * 25,2 = 48,668 \text{ t}$$

$$Me_1 = He_1 \cdot \frac{H}{2} = 613,220 \text{ t.m.}$$

Diagramme ② donne :

$$He_2 = \frac{P_1 \cdot H}{2} = \frac{740,62 * 25,2}{2} = 9,332 \text{ t.}$$

$$Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H = 156,77 \text{ t.m}$$

TOTAL :

$$He = He_1 + He_2 = 58 \text{ t.}$$

$$Me = Me_1 + Me_2 = 769,994 \text{ t.m.}$$

4.2. sens transversal :

Diagramme ① donne :

$$He_1 = P_0 \cdot H = 89,023 \text{ t.}$$

$$Me_1 = He_1 \cdot \frac{H}{2} = 1121,699 \text{ t.m}$$

Diagramme ② donne :

$$He_2 = \frac{P_1 \cdot H}{2} = 17,069 \text{ t.}$$

$$Me_2 = He_2 \cdot \frac{2}{3} H = 286,759 \text{ t.m.}$$

TOTAL :

$$He = He_1 + He_2 = 106,092 \text{ t.}$$

$$Me = Me_1 + Me_2 = 1408,458 \text{ t.m.}$$

4.3. CONCLUSION :

A partir de cette étude au vent et celle qui a précédé, concernant l'étude du séisme, on s'aperçoit que le séisme est plus défavorable que le vent.

ETUDE AU CONTREVENTEMENT

1. Introduction :

La recherche des forces de liaisons qui existent entre les éléments de contreventement et les planchers demande un calcul laborieux. De plus qu'on assimile les planchers et les refends à des poutres à plans moyens respectivement horizontaux et verticaux, cela ne donnera qu'un ordre de grandeur des contraintes, finalement notre contreventement sera étudié vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme puisque le dernier a des effets plus défavorables que ceux du vent.

2. Sollicitations horizontales :

Le problème posé pour cette étape de calcul est qu'on ne connaît pas les efforts extérieurs qui agissent au niveau de chaque étage et on veut déterminer la répartition entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés.

* Etape de calcul :

- soit $x-x'$ et $y-y'$ les axes parallèles aux refends passant par le centre de torsion du groupe - fig-1.
- la force extérieure H appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit en H_x , H_y et $M = H \cdot e$

- Les forces provenant des translations deviennent: 1783

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_x \quad ; \quad H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y$$

- Les forces provenant des rotations deviennent:

$$H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J} .$$

$$H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J} .$$

Avec :

$$J = \sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot y'^2$$

. x', y' : distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque refend.

Remarque:

selon l'article 3.3.5 : quand H''_x ou H''_y sont négatifs, ils devront être négligés.

- Les forces finales distribuées dans les refends sont:

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

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

- Excentricité théorique : $e_x = e_y = 1,19 \text{ m}$.

Centre de torsion : $x_T = 11,890 \text{ m}$.
 $y_T = 6,103 \text{ m}$.

- Pour le calcul des efforts dans les voiles on prendra une force horizontale $H = 100 \text{ t}$ et on tire l'effort réel par une règle de trois.

2.1. caractéristiques géométriques des voiles :

voile long.	$I_{y_i} (m^4)$	$Y_i' (m)$	$Y_i'^2 (m^2)$	$I_{y_i} Y_i' (m^5)$	$I_{y_i} Y_i'^2 (m^6)$
V_{L1}	3,346	4,197	17,615	14,043	58,939
$V_{L1 \text{ sym.}}$	3,346	4,197	17,615	14,043	58,939
V_{L2}	0,540	-6,003	36,036	-3,242	19,459
$V_{L2 \text{ sym.}}$	0,540	-6,003	36,036	-3,242	19,459
V_{L3}	1,754	-6,003	36,036	-10,529	63,207
$V_{L3 \text{ sym.}}$	1,754	-6,003	36,036	-10,529	63,207
V_{L4}	0,362	4,197	17,615	1,519	6,377
V_{L5}	0,360	-5,743	32,982	-2,067	11,874
TOTAL	12,002				301,461

voile trans.	$I_x (m^4)$	$X' (m)$	$X'^2 (m^2)$	$I_x X' (m^5)$	$I_x X'^2 (m^6)$
V_{t1}	13,079	-11,79	139,004	-154,201	1818,033
$V_{t1 \text{ sym.}}$	13,079	11,79	139,004	154,201	1818,033
V_{t2}	17,405	-1,49	2,220	25,933	38,639
$V_{t2 \text{ sym.}}$	17,405	1,49	2,220	-25,933	38,639
TOTAL	61,028				3713,344

$$X' = X - X_T$$

$$Y' = Y - Y_T$$

à partir des tableaux on tire :

$$\sum I_{x_i} = 61,028 \text{ m}^4.$$

$$\sum I_{y_i} = 12,002 \text{ m}^4.$$

$$J = 3713,344 + 301,461 = 4014,805 \text{ m}^6.$$

2.2. répartition des efforts horizontaux par voile :

* Séisme agissant longitudinalement :

$$H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y \quad ; \quad H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J}$$

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

voile	$H'_y (t)$	$H''_y (t)$	$H_y (t)$
V _{L1}	27,878	0,416	28,294
V _{L1 sym.}	27,878	0,416	28,294
V _{L2}	4,499	-0,096	4,499
V _{L2 sym.}	4,499	-0,096	4,499
V _{L3}	14,614	-0,312	14,614
V _{L3 sym.}	14,614	-0,312	14,614
V _{L4}	3,016	0,045	
V _{L5}	2,999	-0,061	2,999

exemple de calcul : soit le voile V_{L1} :

$$H'_y = \frac{I_y}{\sum I_y} \cdot H_y = \frac{3,346}{12,002} * 100 = 27,878 (t)$$

$$H''_y = \frac{M \cdot y' \cdot I_y}{J} = \frac{100 * 1,19 \cdot 4,197 \cdot 3,346}{4014,805} = 0,416 t.$$

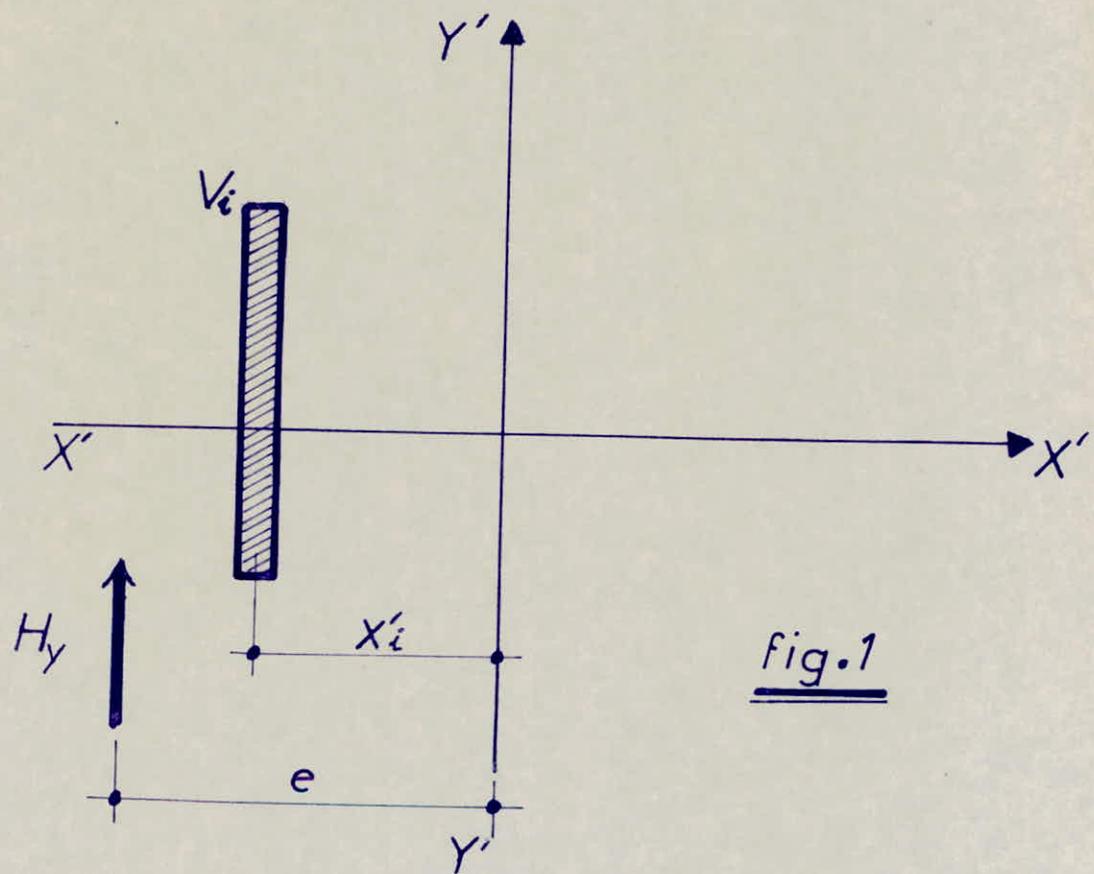
$$H_y = H'_y + H''_y = 28,294 (t).$$

* Séisme agissant transversalement :

$$H'_x = \frac{I_x}{\sum I_x} \cdot H_x, \quad H''_x = \frac{M \cdot x' \cdot I_x}{J}$$

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

voile	$H'_x(t)$	$H''_x(t)$	$H_x(t)$
V_{t1}	21,452	-4,570	21,452
$V_{t1 \text{ sym.}}$	21,452	4,570	26,022
V_{t2}	28,519	-0,768	28,519
$V_{t2 \text{ sym.}}$	28,519	0,768	29,287



2.3. efforts dans les refends : séisme agissant longitudinalement.

V15	V14	V13 sym.	V13	V12 sym.	V12	V11 sym.	V11	Voile	niv.
2,747	2,804	13,388	13,388	4,121	4,121	25,920	25,920	H	B
4,198	4,284	20,455	20,455	6,297	6,297	39,604	39,604	M	
3,839	3,919	18,709	18,709	5,759	5,759	36,222	36,222	H	7
11,889	12,135	57,941	57,941	17,836	17,836	112,180	112,180	M	
4,776	4,874	23,271	23,271	7,164	7,164	45,055	45,055	H	6
22,639	23,108	110,327	110,327	33,961	33,961	213,602	213,602	M	
5,556	5,670	27,072	27,072	8,334	8,334	52,415	52,415	H	5
36,012	36,756	175,485	175,485	54,020	54,020	339,755	339,755	M	
6,179	6,307	30,114	30,114	9,271	9,271	58,303	58,303	H	4
51,568	52,632	251,287	251,287	77,355	77,355	486,517	486,517	M	
6,648	6,785	32,395	32,395	9,973	9,973	62,719	62,719	H	3
68,869	70,291	335,606	335,606	103,314	103,314	649,766	649,766	M	
6,960	7,104	33,916	33,916	10,441	10,441	65,665	65,665	H	2
87,484	89,289	426,312	426,312	131,239	131,239	825,379	825,379	M	
7,116	7,263	34,676	34,676	10,675	10,675	67,136	67,136	H	1
106,972	109,180	521,277	521,277	160,473	160,473	1009,241	1009,241	M	
7,116	7,263	34,676	34,676	10,675	10,675	67,136	67,136	H	RDC
126,897	129,517	618,369	618,369	190,363	190,363	1197,222	1197,222	M	

2.4. efforts dans les refends : séisme agissant transversalement .

Voile	eAf.		Vt ₁	Vt ₁ ngm	Vt ₂	Vt ₂ ngm
	niv.					
H	8		22,082	26,787	29,357	30,148
		M	33,744	40,933	44,861	46,069
H	7		30,860	37,435	41,027	42,132
		M	95,573	115,936	127,060	130,483
H	6		38,384	46,561	51,029	52,405
		M	181,981	220,754	241,935	248,452
H	5		44,654	54,167	59,365	60,965
		M	289,456	351,125	384,817	395,180
H	4		49,670	60,251	66,032	67,811
		M	414,495	502,793	551,039	565,876
H	3		53,430	64,813	71,032	72,945
		M	553,571	671,495	735,929	755,746
H	2		55,938	67,852	74,366	76,368
		M	703,175	852,972	934,818	959,994
H	1		57,193	69,377	76,034	78,082
		M	859,801	1042,957	1143,043	1173,825
H	RDC		57,193	69,377	76,034	78,082
		M	1019,941	1237,213	1355,93	1392,454

ETUDE ET CALCUL DES REFENDS.

Les refends sont calculés sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées et ceci afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour chaque section.

1. refends sans ouvertures : (pleins)

Le calcul de ce type de refend est simple, c'est celui d'une section rectangulaire en béton armé calculée vis à vis des éléments de réduction des forces appliquées (charges verticales et efforts du séisme) soient M, N, T .

2. refends avec ouvertures :

Les efforts M, N, T , sont déterminés selon l'exposé fait dans le paragraphe 2 du chapitre 8.

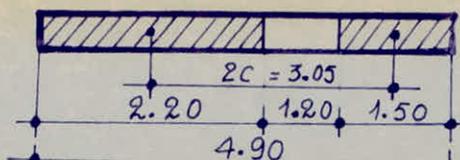
RMQ:

Si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont excentrées comme l'indique la figure 1-. La redistribution des efforts dans les éléments de refend engendre des moments M_1, M_2 (cas d'un refend à une seule file d'ouverture) et des efforts normaux N_1 et N_2 mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au séisme donc on néglige cette excentricité et on ne tient compte que de l'effort normale de compression sur les trumeaux.

4. répartition des efforts dans les refends :

1835

VL3:



$H_0 = 34,676(t)$ effort tranchant à la base

$M_{ext} = 618,369(t.m)$ à la base

$M_{int} = 620,955(t.m)$

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \varphi^2)$$

$$M_1 = \frac{I_1}{\sum I} \cdot H_0 \cdot z \left[\frac{(1 - \varphi)^2 (2 + \varphi)}{3} - \frac{2mc\psi}{I} \right]; \quad M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

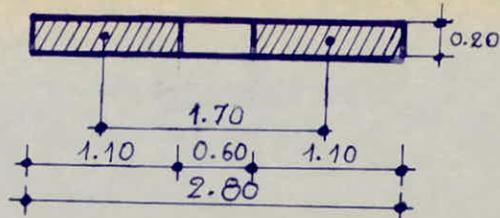
$$N = \sum \pi$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC; \quad \text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 4\%$$

niveau	φ	Φ	$\frac{1 - \varphi^2}{3}$	$(2 + \varphi)$	ψ	$\frac{2mc\psi}{I}$	$\frac{(1 - \varphi)^2 (2 + \varphi)}{3} - \frac{2mc\psi}{I}$	$\pi(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$N(t)$
T	1,0	0,00	0,000	3	0,00	0	0	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,9	0,19	0,003	2,9	0,01	0,009	$-7 \cdot 10^{-5}$	5,304	-0,046	-0,014	5,304
7	0,8	0,36	0,013	2,8	0,035	0,031	$1,4 \cdot 10^{-3}$	10,050	0,929	0,294	15,354
6	0,7	0,51	0,030	2,7	0,080	0,070	0,0110	14,238	7,302	2,310	29,592
5	0,6	0,64	0,053	2,6	0,135	0,118	0,0198	17,867	13,143	4,158	47,459
4	0,4	0,84	0,120	2,4	0,300	0,263	0,0250	23,450	16,595	5,250	70,909
3	0,3	0,91	0,163	2,3	0,377	0,331	0,0439	25,404	29,141	9,219	96,313
2	0,2	0,96	0,213	2,2	0,470	0,412	0,0566	26,800	37,572	11,887	123,113
1	0,1	0,99	0,270	2,1	0,565	0,495	0,0720	27,637	47,795	15,121	150,750
R.D.C	0,0	1,00	0,333	2,0	0,660	0,579	0,0870	27,916	57,752	18,272	178,666

1836

VL4:



$H_0 = 7,263(t)$ effort tranchant à la base

$M_{ext} = 129,517 (t \cdot m)$ à la base

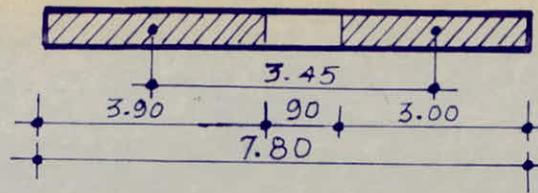
$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 130,218 (t \cdot m)$

erreur = $\frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 0,5\%$

niveau	φ	Φ	$\frac{(1-\varphi)^2}{3}$	$(2+\varphi)$	Ψ	$\frac{2mc\Psi}{I}$	$\frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3} - \frac{2mc\Psi}{I}$	$\pi(t)$	$M_1(t \cdot m)$	$M_2(t \cdot m)$	$N(t)$
T	1,0	0,000	0,000	3,0	0,000	0,000	0	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,9	0,19	0,003	2,9	0,010	0,009	$-7 \cdot 10^{-5}$	1,996	-0,006	-0,060	1,996
7	0,8	0,36	0,013	2,8	0,035	0,031	$1,4 \cdot 10^{-3}$	3,782	0,128	0,128	5,778
6	0,7	0,51	0,030	2,7	0,080	0,070	0,0110	5,358	1,007	1,007	11,136
5	0,6	0,64	0,053	2,6	0,135	0,118	0,01980	6,723	18,119	18,119	17,859
4	0,4	0,84	0,120	2,4	0,300	0,263	0,0250	8,824	2,288	2,288	26,683
3	0,3	0,91	0,163	2,3	0,377	0,331	0,0439	9,559	4,017	4,017	36,242
2	0,2	0,96	0,213	2,2	0,470	0,412	0,0566	10,085	5,179	5,179	46,327
1	0,1	0,99	0,270	2,1	0,565	0,495	0,0720	10,400	6,589	6,589	56,727
R.D.C	0,0	1,00	0,333	2,0	0,660	0,579	0,0870	10,505	7,962	7,962	67,232

1337

VL1 :



$$H_0 = 67,136 (t)$$

$$M_{ext} = 1197,222 (t.m)$$

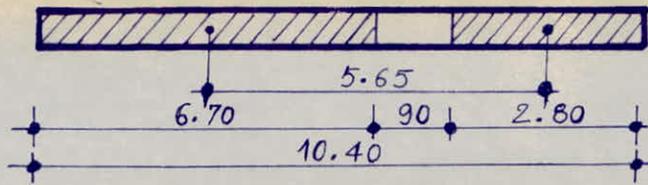
$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 1154,670 (t.m)$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 3,5\%$$

niveau	φ	Φ	$\frac{(1-\varphi)^2}{3}$	$(2+\varphi)$	Ψ	$\frac{2mc\Psi}{I}$	$\frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi) - 2mc\Psi}{3I}$	$\pi (t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$N (t)$
T	1,0	0,17	0,000	3,0	0,000	0,000	0,0000	9,918	0,000	0,000	9,918
8	0,9	0,24	0,003	2,9	0,025	0,027	-0,0180	14,001	-20,869	-9,583	23,919
7	0,8	0,36	0,013	2,8	0,050	0,053	-0,0170	21,002	-19,710	-9,050	44,921
6	0,7	0,50	0,030	2,7	0,110	0,118	-0,0370	29,169	-42,899	-19,698	74,090
5	0,6	0,62	0,053	2,6	0,170	0,182	-0,0440	36,170	-51,015	-23,425	110,26
4	0,4	0,80	0,120	2,4	0,30	0,321	-0,0330	46,671	-38,261	-17,569	156,931
3	0,3	0,84	0,163	2,3	0,37	0,396	-0,0210	49,005	-24,348	-11,180	205,936
2	0,2	0,80	0,213	2,2	0,46	0,492	-0,0234	46,671	-27,131	-12,458	252,607
1	0,1	0,60	0,270	2,1	0,53	0,567	0,0000	35,003	0,000	0,000	287,610
R.D.C	0,0	0,0	0,333	2,0	0,57	0,610	0,0960	0,000	111,306	51,109	287,610

1833

Vt2 :



$$H_0 = 76,034 \text{ (t)}$$

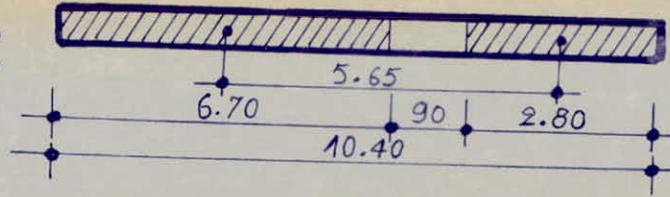
$$M_{ext} = 1355,93 \text{ (t.m)}$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 1268,09 \text{ (t.m)}$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 6\%$$

niveau	φ	Φ	$\frac{(1-\varphi)^2}{3}$	$(2+\varphi)$	Ψ	$\frac{2mc\Psi}{I}$	$\frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3} - \frac{2mc\Psi}{I}$	$\Pi \text{ (t)}$	$M_1 \text{ (t.m)}$	$M_2 \text{ (t.m)}$	$N \text{ (t)}$
T	1,0	0,17	0,000	3,0	0,000	0,000	0	4,485	0,000	0,000	4,485
8	0,9	0,24	0,003	2,9	0,025	0,017	$-8,3 \cdot 10^{-3}$	6,338	14,821	1,082	10,823
7	0,8	0,36	0,013	2,8	0,050	0,035	$1,4 \cdot 10^{-3}$	9,507	2,499	0,182	20,330
6	0,7	0,50	0,030	2,7	0,110	0,077	$4 \cdot 10^{-3}$	13,205	7,143	0,521	33,535
5	0,6	0,76	0,053	2,6	0,170	0,119	0,0188	20,072	33,570	2,450	53,607
4	0,4	0,80	0,120	2,4	0,300	0,210	0,0780	21,128	139,283	10,169	74,735
3	0,3	0,84	0,163	2,3	0,370	0,259	0,1159	22,185	206,960	15,110	96,920
2	0,2	0,80	0,213	2,2	0,460	0,322	0,1466	21,128	261,781	19,112	118,148
1	0,1	0,60	0,270	2,1	0,430	0,301	0,266	15,846	474,991	34,679	133,894
R.D.C	0,0	0,00	0,333	2,0	0,570	0,399	0,267	0,000	476,777	34,809	133,894

189

 $V_{t2 \text{ sym}}$ 

$$H_0 = 78,082 (t).$$

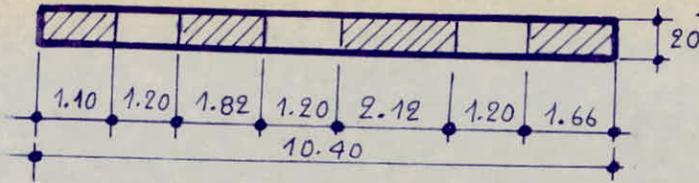
$$M_{ext} = 1392,454 (t.m)$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC = 13022,7 (t.m)$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 6\%$$

niveau	φ	Φ	$\frac{(1-\varphi)^2}{3}$	$(2+\varphi)$	Ψ	$\frac{2mc\Psi}{I}$	$\frac{(1-\varphi)^2(2+\varphi)}{3} \frac{2mc\Psi}{I}$	$\Pi (t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$N (t)$
T	1,0	0,17	0,000	3,0	0,000	0,000	0	4,610	0,000	0,000	4,610
8	0,9	0,24	0,003	2,9	0,025	0,017	$-8,3 \cdot 10^{-3}$	6,509	-15,220	-1,111	11,119
7	0,8	0,36	0,013	2,8	0,050	0,035	$1,4 \cdot 10^{-3}$	9,764	2,567	0,187	20,883
6	0,7	0,50	0,030	2,7	0,110	0,077	$4 \cdot 10^{-3}$	13,561	7,335	0,535	34,444
5	0,6	0,76	0,053	2,6	0,170	0,119	0,0188	20,612	37,475	2,736	55,056
4	0,4	0,80	0,120	2,4	0,300	0,210	0,0780	21,697	143,035	10,443	76,753
3	0,3	0,84	0,163	2,3	0,370	0,259	0,1159	22,782	212,535	15,517	99,535
2	0,2	0,80	0,213	2,2	0,460	0,322	0,1466	21,697	268,832	19,627	121,232
1	0,1	0,60	0,270	2,1	0,450	0,301	0,2660	16,273	487,586	35,599	137,505
R.D.C	0,0	0,00	0,333	2,0	0,570	0,399	0,2670	0,000	489,619	35,747	137,505

190

 V_{t1} :

$$H_0 = 57,193 (t)$$

$$M_{ext} = 1019,941 (t.m)$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3) + 2N_2(C_2 + C_3) + 2N_3 C_3 = 1018,423 (t.m)$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 0,15\%$$

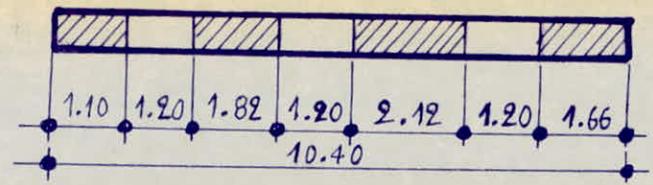
niv.	φ	Φ	Ψ	$\frac{\pi'_1}{\pi_1} (t)$	$\frac{\pi'_2}{\pi_2} (t)$	$\frac{\pi'_3}{\pi_3} (t)$	$M_1 (t.m)$	$M_2 (t.m)$	$M_3 (t.m)$	$M_4 (t.m)$	$N_1 (t)$	$N_2 (t)$	$N_3 (t)$	$N_4 (t)$
T	1,0	0,00	0,000	0,000 0,000 0,000	0,000 0,000 0,000	0,000 0,000 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,9	0,19	0,010	2,387 2,964 2,675	4,161 3,588 3,874	3,114 3,499 3,306	-0,028	-0,127	-0,230	-0,096	2,675	1,199	-0,568	-3,306
7	0,8	0,36	0,035	4,523 5,616 5,069	7,884 6,799 7,341	5,900 6,629 6,264	0,196	0,887	1,610	0,673	7,744	3,471	-1,645	-9,570
6	0,7	0,51	0,080	6,407 7,956 7,181	11,169 9,631 10,400	8,359 9,392 8,875	0,084	0,380	0,690	0,288	14,925	6,696	-3,170	-18,445

5	0,6	0,64	0,135	8,040 9,984 9,012	14,017 12,086 13,051	10,489 11,786 11,375	0,307	1,389	2,522	1,054	23,937	10,729	-4,846	-29,820
4	0,4	0,84	0,300	10,553 13,105 11,829	18,397 15,864 17,130	13,768 15,469 11,137	-1,007	-4,559	-8,274	-3,456	35,766	16,030	-10,839	-40,957
3	0,3	0,91	0,377	11,432 14,197 12,814	19,930 17,186 18,558	14,915 16,759 15,837	-0,112	-0,507	-0,920	-0,384	48,580	21,774	-13,560	-56,794
2	0,2	0,96	0,470	12,060 14,977 13,518	21,026 18,130 19,578	15,734 17,679 16,706	-0,056	-0,253	-0,460	-0,192	62,098	27,834	-16,432	-73,500
1	0,1	0,99	0,565	12,437 15,445 13,241	21,683 18,696 20,189	16,226 18,232 17,229	0,168	0,760	1,380	0,577	76,039	34,082	-19,392	-90,729
R.D.C	0,0	1,00	0,660	12,563 15,601 14,082	21,902 18,885 20,393	16,390 18,416 17,403	0,559	2,531	4,593	1,919	90,121	40,393	-22,382	-108,132

N.B:
$$\left. \begin{aligned} \pi'_i &= H_0 \cdot l \cdot \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \\ \pi''_i &= \frac{H_0 \cdot m_i \cdot l}{I} \cdot \Phi \end{aligned} \right\} \pi = \frac{\pi'_i + \pi''_i}{2}$$

192

V_t sym. :



$$H_0 = 69,377 (t)$$

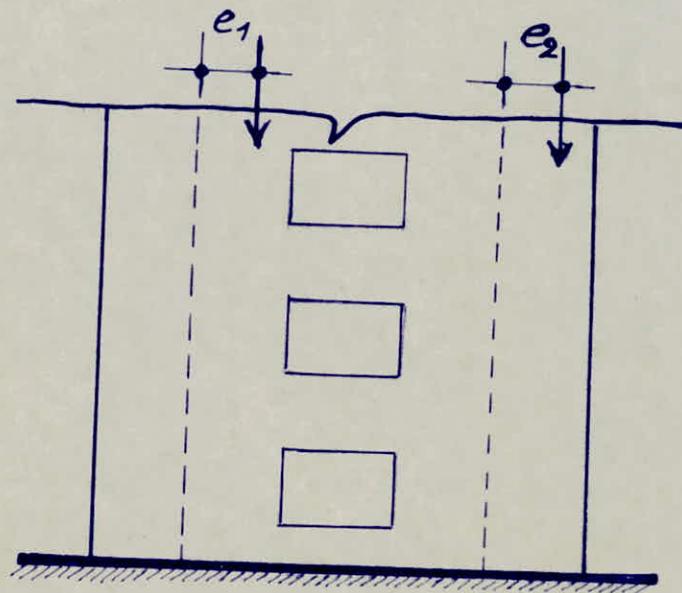
$$M_{ext} = 1237,213 (t.m)$$

$$M_{int} = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1 (C_1 + C_2 + C_3) + 2N_2 (C_2 + C_3) + 2N_3 C_3 = 1244,073 t.m$$

$$\text{erreur} = \frac{M_{ext} - M_{int}}{M_{ext}} = 0,55 \%$$

niv.	$\frac{v}{l}$	Φ	Ψ	$\frac{\pi_1'}{\pi_1(t)}$	$\frac{\pi_2'}{\pi_2(t)}$	$\frac{\pi_3'}{\pi_3(t)}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	M_3 (t.m)	M_4 (t.m)	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$N_4(t)$
T	1,0	0,00	0,000	0,000 0,000 0,000	0,000 0,000 0,000	0,000 0,000 0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
8	0,9	0,19	0,010	2,895 3,595 3,245	5,047 4,352 4,699	3,777 4,244 4,010	-0,074	-0,154	-0,279	-0,116	3,245	1,454	-0,689	-4,010
7	0,8	0,36	0,035	5,486 6,812 6,149	9,563 8,247 8,905	7,157 8,041 7,598	0,238	1,076	1,953	0,816	9,394	4,210	-1,996	-11,608
6	0,7	0,51	0,080	7,772 9,651 8,711	13,548 11,683 12,615	10,140 11,393 10,765	0,102	0,461	0,837	0,349	18,105	8,114	-3,846	-22,373

5	0,6	0,64	0,175	9,773 12,111 10,932	17,003 14,661 15,831	12,723 14,297 13,798	0,372	1,685	3,059	1,278	29,037	13,013	-5,879	-36,171
4	0,4	0,84	0,300	12,801 15,897 14,349	22,316 19,243 20,779	16,701 18,764 13,509	-1,221	-5,530	-10,037	-4,192	43,386	19,443	-13,149	-49,680
3	0,3	0,91	0,377	13,867 17,221 15,544	24,176 20,847 22,511	18,092 20,329 19,211	-0,136	-0,615	-1,116	-0,466	58,930	26,410	-16,449	-68,891
2	0,2	0,96	0,470	14,629 18,167 16,398	25,505 21,992 23,749	19,086 21,445 20,265	-0,068	-0,307	-0,558	-0,233	75,328	33,761	-19,933	-89,156
1	0,1	0,99	0,565	15,086 18,735 16,911	26,302 22,679 24,489	19,683 22,116 20,899	0,204	0,922	1,874	0,699	92,239	41,339	-23,523	-110,055
R.D.C	0,0	1,0	0,660	15,239 18,924 17,082	26,568 22,908 24,737	19,882 22,339 21,110	0,678	3,070	5,571	2,328	109,321	48,994	-27,150	-131,165



$$e_1 = e_2 \approx 0$$

fig.1

EFFORTS DANS LES PORTIQUES ENGENDRES PAR LES CHARGES VERTICALES

1. Exposé de la méthode :

Cette méthode est parfaitement applicable pour notre cas puisqu'elle n'utilise pour des éléments de plancher constitués de nervures et de poutres associées à des hourdis.

* hypothèses de cette méthode :

- Les poutres sont solidaires des poteaux.
- Les moments d'inertie des poteaux sont constants.
- Il n'est pas tenu compte des déplacements horizontaux relatifs des planchers.

* Principe :

Le principe consiste à considérer chaque noeud fig-1. et à évaluer les moments agissants à gauche (W) et à droite (e) du noeud considéré ainsi qu'en haut et en bas du noeud. Ceci en ne tenant compte que des charges des travées encadrant le noeud considéré.

La méthode de M. CAQUOT exposée en annexe A du C.C.B.A 68, les charges verticales à considérer pour le calcul des portiques (dans le cas général) sont:

- leur poids propre
- poids propre des planchers qu'ils supportent.

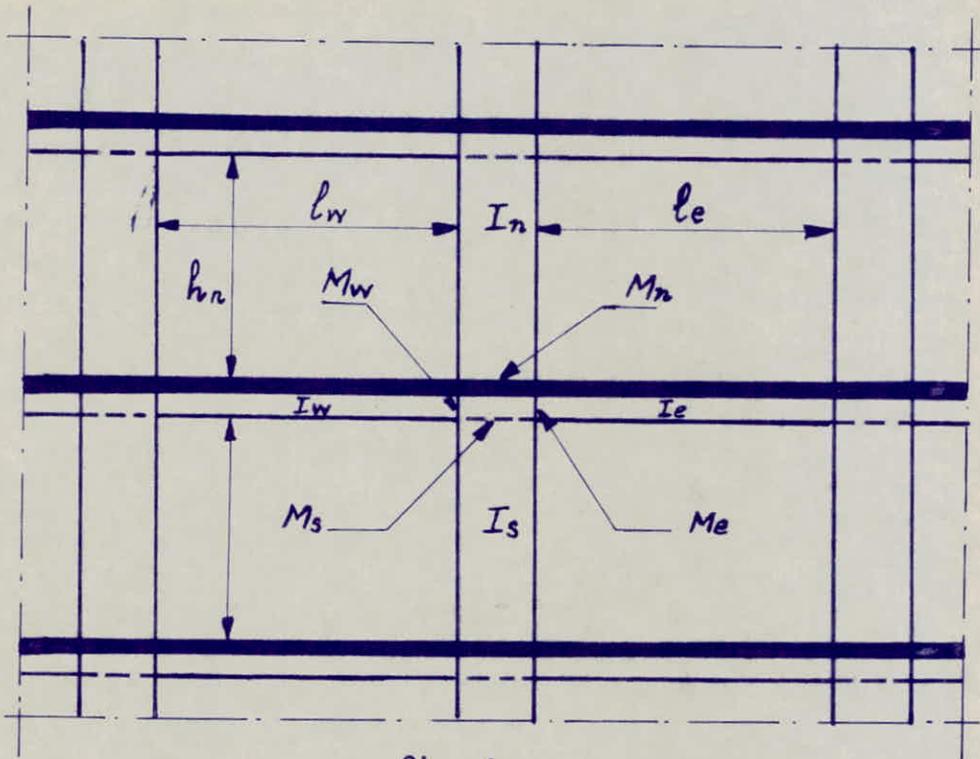


fig.1

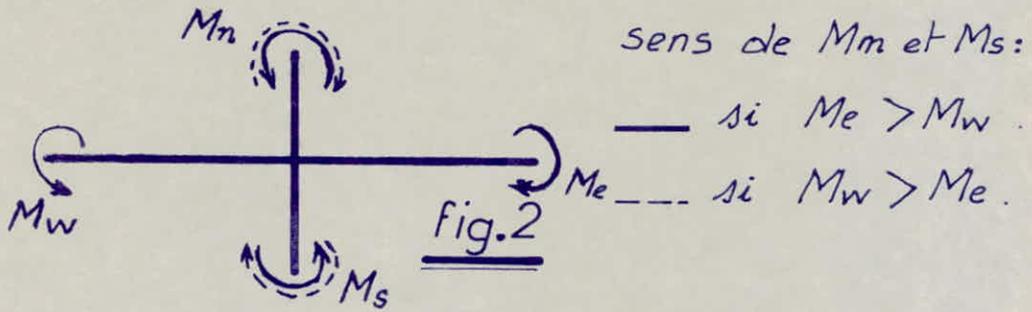


fig.2

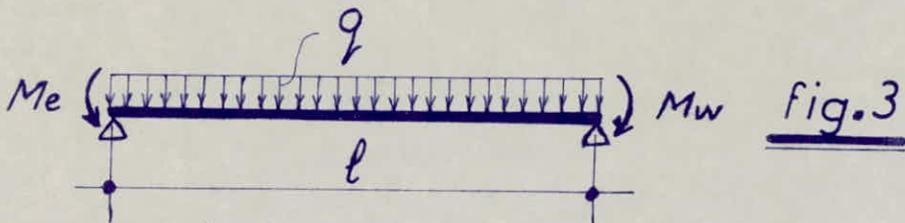


fig.3

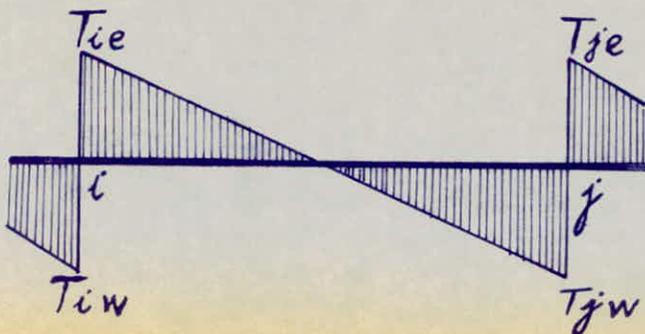


fig.4

- aux surcharges transmises par les planchers.

- aux surcharges sismiques verticales.

on prendra pour chaque élément la sollicitation la plus défavorable résultant de la combinaison:

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges.

- de la sollicitation d'origine sismique.

RMQ: dans notre cas l'effet du séisme est totalement repris par les refends.

on considère des travées fictives désignées par: l'_w, l'_e et des hauteurs d'étages fictives h'_n, h'_s .

• Pour les travées intermédiaires: $l'_w = 0,8 l_w$
 $l'_e = 0,8 l_e$.

• hauteur fictive:

$h'_n = 0,9 h_n$ si le noeud considéré appartient à l'avant dernier plancher.

$h'_n = 0,8 h_n$

$h'_s = 0,8 h_s$ pour les autres cas.

avec:

l'_w : longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.

l'_e : " " " à droite "

l_w : portée libre de la travée de gauche.

l_e : " " " de droite.

h_n, h_s : hauteur libre.

h'_n, h'_s : hauteur fictive.

noient :

1983

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

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

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

Les moments sont donnés par :

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

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

Les valeurs de k_w et k_e sont données en fonction de : a_w , l'_w , et a_e , l'_e par une échelle fonctionnelle. (Cf. B.A p 141, 143, 146) pour des poutres à sections constantes.

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

on pose :

$$K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

$$K_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

$$K_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$D = K_w + K_e + K_s + K_n$$

Les moments aux nus d'appui qui sont considérés comme sections dangereuses sont en valeur absolue:

- au nu de l'appui de la travée de gauche:

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

- au nu de l'appui de la travée de droite:

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

- au nu inférieur des poteaux dans le poteau inférieur:

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

- au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur:

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

- Convention de signe: fig -2-

- Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs

- Pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des valeurs absolues M_e et M'_w , la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé

- noeud voisin du noeud de rive:

- la longueur l'_w de la travée fictive de rive est:

$$l'_w = \chi_1 l_w \quad ; \quad 0,8 \leq \chi_1 \leq 1$$

avec :

$$\chi_1 = 0,8 \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} \geq 1,5 K_{e1}$$

$$\chi_1 = 1 - \frac{K_{s1} + K_{n1}}{7,5 K_{e1}} \quad \text{pour } K_{s1} + K_{n1} < 1,5 K_{e1}$$

dans ces expressions, les K sont relatifs au noeud de rive (1).

- la longueur $l'_{e2} = 0,8 l_{e2}$ si la travée n'est pas de rive 200
dans le cas contraire :

$$l'_{e2} = \chi_3 l_{e2} ; 0,8 \leq \chi_3 \leq 1$$

avec :

$$\chi_3 = 0,8 \quad \text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} \geq 1,5 K_{w3} .$$

$$\chi_3 = 1 - \frac{K_{s3} + K_{n3}}{1,5 K_{w3}} \quad \text{si} \quad K_{s3} + K_{n3} < 1,5 K_{w3} .$$

dans ces expressions K est relatif au noeud 3.

on a donc :

$$M'_w = M'_{w2} - \frac{1}{2,125} \cdot \frac{K_{e1}}{D_1} \cdot M_{w1}$$

$$\text{avec : } M'_{w2} = \left(\frac{q_w l_w'^2}{8,5} \right)_{\text{noeud 2}} + \left(l_w' \sum k_w \cdot Q_w \right)_{\text{noeud 2}}$$

2. moments dans les poutres :

Pour déterminer les moments entravée on tracera la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l avec les charges permanentes, puis les charges permanentes et les surcharges. On prendra comme ligne de fermeture :

- Pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appui maximaux en valeur absolue.
- Pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appui minimaux en valeur absolue.

Dans chaque cas de charge, en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

3. efforts tranchants dans les poutres :

201

Conformément à l'annexe A13 C.C.B.A 68 les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée. fig - 3 -

$$T_w = \frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{q_l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

4. moments dans les poteaux :

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

5. efforts tranchants dans les poteaux efforts normaux dans les poutres :

Par simplification, on ne fait pas état dans les calculs, des efforts tranchants dans les poteaux, ni des efforts normaux dans les poutres (C.C.B.A 68 A15).

6. efforts normaux dans les poteaux:

Pour les charges verticales uniformément réparties en travées et provoquant des efforts tranchants aux appuis, on obtient des réactions qui créent des efforts de compression en droit de poteau. fig - 4 -.

$$N_i = |T_{ie}| + |T_{iw}|.$$

$$N_j = |T_{je}| + |T_{jw}|.$$

7. évaluation des charges et surcharges des poutres :

* Portique longitudinal : fig-5-

- Efforts tranchants dans les poutrelles :

Les poutrelles sont disposées dans le sens transversal, elles sont perpendiculaires au portique longitudinal et parallèles au portique transversal.

Niveau étage courant :

Première travée du portique longitudinal : $l = 5,4 \text{ m}$

soit la poutre continue fig-6- :

on applique la méthode des 3 moments :

$$\text{entre } 0-2 : 2M_1(l_1+l_2) + M_2l_2 = -q \frac{(l_1^3 + l_2^3)}{4}.$$

$$\text{entre } 1-3 : M_1l_2 + 2M_2(l_2+l_3) + M_3l_3 = -q \frac{(l_2^3 + l_3^3)}{4}.$$

$$\text{entre } 2-4 : M_2l_3 + 2M_3(l_3+l_4) = -q \frac{(l_3^3 + l_4^3)}{4}.$$

- sous G :

$$\text{poids du plancher} : 0,548 * 0,65 = 0,36 \text{ t/ml.}$$

$$\text{poids propre de la poutrelle} : 2,5 * 0,12 * 0,20 = 0,06 \text{ t/ml.}$$

Le système d'équations donne :

$$M_0 = 0$$

$$M_1 = -0,58 \text{ t.m}$$

$$M_2 = -0,19 \text{ t.m}$$

$$M_3 = -0,32 \text{ t.m.}$$

$$M_4 = 0$$

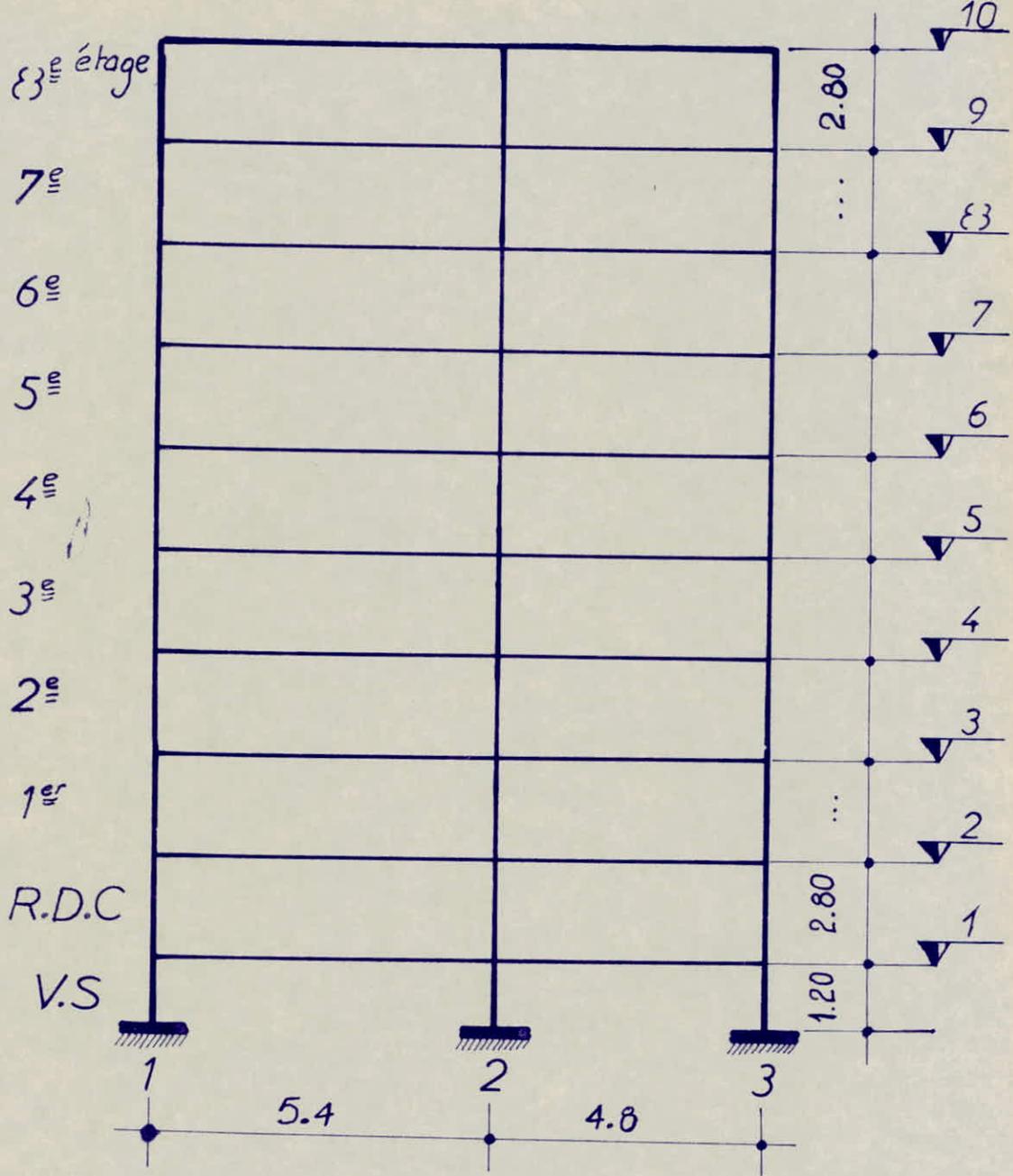


fig.5

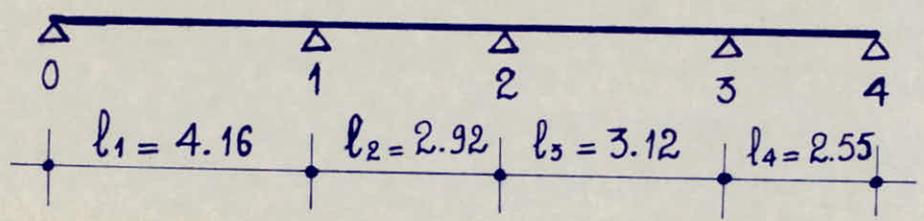


fig.6

Les efforts tranchants au nus des appuis sont déterminés
avec :

$$T_{d(e)} = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_w - M_e}{\ell}$$

$$T_{d(w)} = -\frac{q\ell}{2} + \frac{M_w - M_e}{\ell}$$

Les réactions des poutrelles seront donc :

noeud 0 : $T_{0d} = 0,609t.$
 noeud 1 : $|T_{1g}| + |T_{1d}| = 0,888 + 0,659 = 1,547t.$
 noeud 2 : $|T_{2g}| + |T_{2d}| = 0,392 + 0,520 = 0,912t.$
 noeud 3 : $|T_{3g}| + |T_{3d}| = 0,603 + 0,584 = 1,19t.$
 noeud 4 : $|T_{4g}| + |T_{4d}| = 0,334 + 0 = 0,334t.$

Les noeuds 1 et 2 reposent sur les portiques longitudinaux, et 8 poutrelles sont disposées perpendiculairement à ces portiques d'où :

Portique longitudinal 2 : $q = \frac{8 * 1,547}{5,4} = 2,29t/ml.$
 Portique longitudinal 1 : $q = \frac{8 * 0,912}{5,4} = 1,35t/ml.$

- sous P :

surcharges : $0,175 * 0,65 = 0,11t/ml.$

de la même manière que pour G on obtient :

portique longitudinal 2 : $q = \frac{8 * 0,48}{5,4} = 0,71t/ml.$
 portique longitudinal 1 : $q = \frac{8 * 0,28}{5,4} = 0,41t/ml.$

RMQ :

Les charges concentrées (réactions des poutrelles) ont été assimilées à une charge uniformément répartie.

Le portique longitudinal à étudier est le plus sollicité. Dans notre cas c'est le portique (2).
fig - 7 -

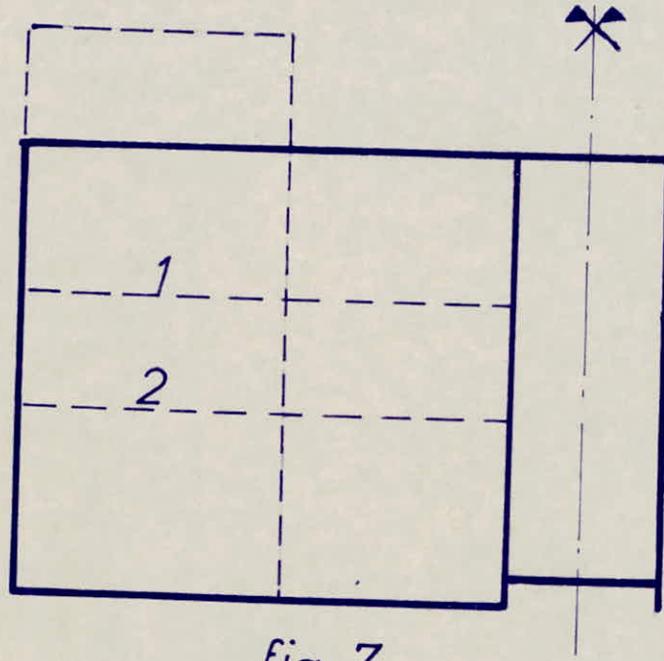


fig.7

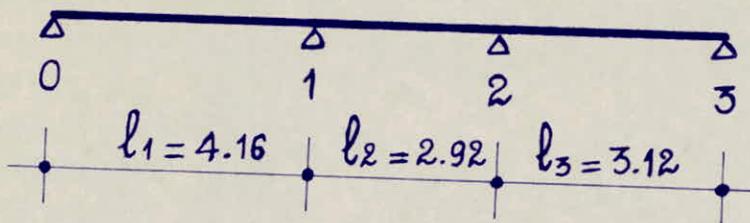


fig.83

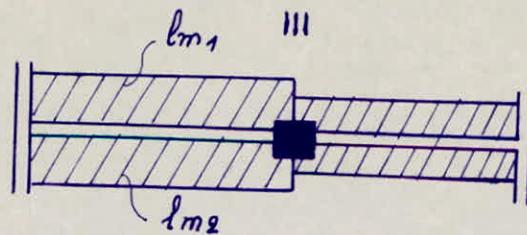
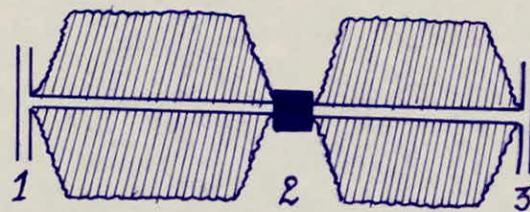


fig.9

Deuxième travée du portique longitudinal : $l = 4,8$

on considère la poutre continue à 3 travées fig - 8 -

de la même manière que pour la 1^{re} travée :

- sous G : $q = 2,29 \text{ t/ml.}$

- sous P : $q = 1,50 \text{ t/ml.}$

• Niveau terrasse :

Le plancher terrasse est à dalle pleine, on fait la répartition des charges par un découpage à 45°.

fig - 9 -

• travée 1-2 : $\rho_1 = \frac{l_{x1}}{l_{y1}} = \frac{2,62}{5,20} = 0,50$, $\rho_2 = \frac{3,91}{5,20} = 0,75$

$$l_{m1} = \left(0,5 - \frac{\rho_1^2}{6}\right) l_{x1} = 1,20 \text{ m.}$$

$$l_{t1} = \left(0,5 - \frac{\rho_1}{4}\right) l_{x1} = 0,98 \text{ m.}$$

$$l_{m2} = \left(0,5 - \frac{\rho_2^2}{6}\right) l_{x2} = 1,59 \text{ m.}$$

$$l_{t2} = \left(0,5 - \frac{\rho_2}{4}\right) l_{x2} = 1,22 \text{ m.}$$

$$l_m = l_{m1} + l_{m2} = 2,79 \text{ m.}$$

$$l_t = l_{t1} + l_{t2} = 2,20 \text{ m.}$$

• travée 2-3 :

$$l_m = l_{m1} + l_{m2} = 1,18 + 1,53 = 2,71 \text{ m}$$

$$l_t = l_{t1} + l_{t2} = 0,96 + 1,16 = 2,12 \text{ m.}$$

• évaluation de G :

- travée 1-2 :

poide propre de la poutre : $0,3 * 0,5 * 2,5 = 0,375 \text{ t/ml.}$
(retombée)

poide du plancher :

pour le calcul de M : $2,79 * 0,727 = 2,03 \text{ t/ml}$.

pour le calcul de T : $2,20 * 0,727 = 1,60 \text{ t/ml}$

d'où G_{total} :

$$G_M = 0,375 + 2,030 = 2,41 \text{ t/ml.}$$

$$G_T = \quad \quad + 1,60 = 1,98 \text{ t/ml.}$$

- travée 2-3

$$G_M = 0,375 + 1,97 = 2,35 \text{ t/ml.}$$

$$G_T = 0,375 + 1,54 = 1,92 \text{ t/ml.}$$

• évaluation de P :

- travée 1-2 :

$$q_M = 0,1 * 2,79 = 0,28 \text{ t/ml.}$$

$$q_T = 0,1 * 2,20 = 0,22 \text{ t/ml.}$$

- travée 2-3 :

$$q_M = 0,1 * 2,71 = 0,27 \text{ t/ml.}$$

$$q_T = 0,1 * 2,12 = 0,21 \text{ t/ml.}$$

- 2083
- Tableaux récapitulatifs donnant les charges et surcharges du portique longitudinal:

- Niveau terrasse :

Soll. / travée		travée	
		1-2	2-3
q (t/ml)	G _M	2,41	2,35
	G _T	1,98	1,92
q t/ml	P _M	0,28	0,27
	P _T	0,22	0,21

- Niveau étage courant :

Soll. / travée		travée	
		1-2	2-3
q _G (t/ml)		2,29	1,50
q _P (t/ml)		0,71	0,77

N.B. :

G = charge du plancher (dalle ou réactions des poutrelles)
 + poids de la retombée de la poutre
 + éventuellement (acrotère + mur extérieur).

* Portique transversal : fig. 10

- Tableaux récapitulatifs donnant les charges et surcharges du portique transversal :

- Niveau Terrasse :

travée Soll.		1-2	2-3	3-4	4-5
		q_G (t/ml)	G_M	2,866	2,326
	G_T	2,334	2,082	2,198	1,245
q_P (t/ml)	P_M	0,342	0,268	0,286	0,134
	P_T	0,269	0,235	0,251	0,120

- Niveau étage courant :

travée Soll.		1-2	2-3	3-4	4-5
		q_G (t/ml)	0,895	0,895	0,895
q_P (t/ml)		0,167	0,167	0,167	0,106

* charges et surcharges du portique longitudinal de rive:

niv.		Terrasse	étage courant
Soll.			
q_G (t/ml)	G_M	2,174	0,49
	G_T	2,079	
q_p (t/ml)	P_M	0,107	0,15 .
	P_T	0,098	

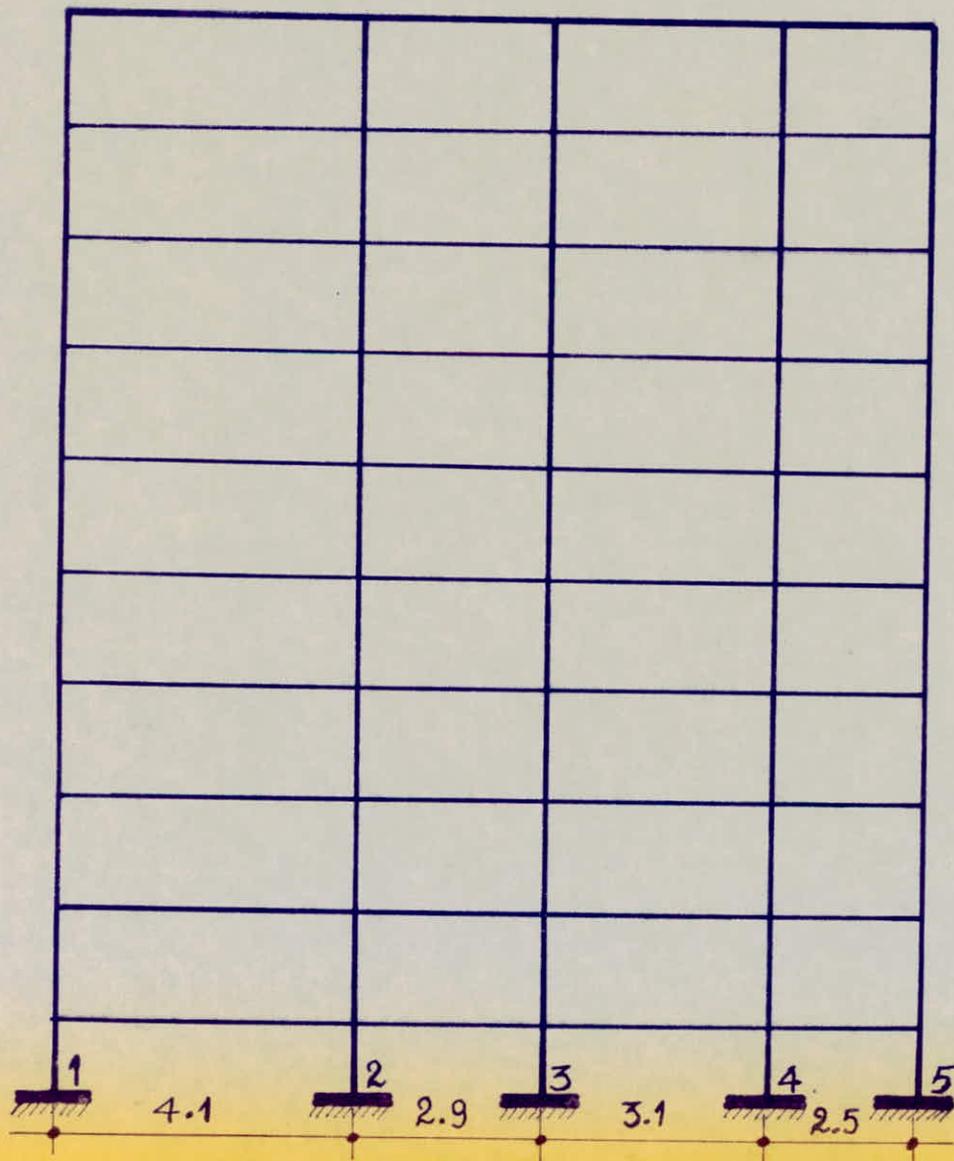


fig.10

caractéristiques géométriques du portique longitudinal :

niveau	noeud	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_s (m)	I_w $10^{-3}m^4$	I_e $10^{-3}m^4$	I_n $10^{-3}m^4$	I_s $10^{-3}m^4$	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_s m	K_w (m ³)	K_e (m ³)	K_n (m ³)	K_s (m ³)	D (m ³)
10	1	-	5,4	-	2,8	-	3,1	-	3,1	-	4,32	-	2,24	-	0,001	-	0,001	0,002
	2	5,4	4,8	-	2,8	3,1	3,1	-	10,8	4,32	3,84	-	2,24	0,001	0,001	-	0,005	0,007
	3	4,8	-	-	2,8	3,1	-	-	3,1	3,84	-	-	2,24	0,001	-	-	0,001	0,002
9	1	-	5,4	2,8	2,8	-	3,1	3,1	3,1	-	4,32	2,52	2,24	-	0,001	0,001	0,001	0,003
	2	5,4	4,8	2,8	2,8	3,1	3,1	10,8	10,8	4,32	3,84	2,52	2,24	0,001	0,001	0,004	0,005	0,011
	3	4,8	-	2,8	2,8	3,1	-	3,1	3,1	3,84	-	2,52	2,24	0,001	-	0,001	0,001	0,003
8,7 6,5 4,3 2	1	-	5,4	2,8	2,8	-	3,1	3,1	3,1	-	4,32	2,24	2,24	-	0,001	0,001	0,001	0,003
	2	5,4	4,8	2,8	2,8	3,1	3,1	10,8	10,8	4,32	3,84	2,24	2,24	0,001	0,001	0,005	0,005	0,012
	3	4,8	-	2,8	2,8	3,1	-	3,1	3,1	3,84	-	2,24	2,24	0,001	-	0,001	0,001	0,003
1	1	-	5,4	2,8	1,2	-	3,1	3,1	3,1	-	4,32	2,24	0,96	-	0,001	0,001	0,003	0,005
	2	5,4	4,8	2,8	1,2	3,1	3,1	10,8	10,8	4,32	3,84	2,24	0,96	0,001	0,001	0,005	0,011	0,018
	3	4,8	-	2,8	1,2	3,1	-	3,1	3,1	3,84	-	2,24	0,96	0,001	-	0,001	0,003	0,005

moments aux noeuds sous G :

Niveau	noeud	q_w	q_e	M'_w	M'_e	M_w	M_e	M_n	M_s
10	1	-	2,41	-	5,291	-	2,646	-	2,646
	2	2,41	2,35	5,291	4,077	5,118	4,250	-	0,867
	3	2,35	-	4,077	-	2,514	-	-	2,514
9	1	-	2,29	-	5,028	-	3,352	1,676	1,676
	2	2,29	1,50	5,028	2,602	4,807	2,823	0,882	1,103
	3	1,50	-	2,602	-	1,735	-	0,867	0,867
8,7 6,5 4,3 2.	1	-	2,29	-	5,028	-	3,352	1,676	1,676
	2	2,29	1,50	5,028	2,602	4,826	2,804	1,011	1,011
	3	1,50	-	2,602	-	1,735	-	0,867	0,867
1	1	-	2,29	-	5,028	-	4,022	1,006	3,017
	2	2,29	1,50	5,028	2,602	4,893	2,737	0,674	1,483
	3	1,50	-	2,602	-	2,082	-	0,520	1,561.

moments aux noeuds sous P:

Niveau	noeud	$q_w (t)$	$q_e (t)$	$M'_w (t.m)$	$M'_e (t.m)$	$M_w (t.m)$	$M_e (t.m)$	$M_n (t.m)$	$M_s (t.m)$
10	1	—	0,28	—	0,615	—	0,308	—	0,308
	2	0,28	0,27	0,615	0,468	0,594	0,489	—	0,105
	3	0,27	—	0,468	—	0,234	—	—	0,234
9	1	—	0,71	—	1,559	—	1,039	0,520	0,520
	2	0,71	0,77	1,559	1,336	1,539	1,356	0,081	0,101
	3	0,77	—	1,336	—	0,891	—	0,445	0,445
8,7 6,5 4,3 2.	1	—	0,71	—	1,559	—	1,039	0,520	0,520
	2	0,71	0,77	1,559	1,336	1,540	1,355	0,093	0,093
	3	0,77	—	1,336	—	0,891	—	0,445	0,445
1	1	—	0,71	—	1,559	—	1,247	0,312	0,935
	2	0,71	0,77	1,559	1,336	1,547	1,348	0,062	0,136
	3	0,77	—	1,336	—	1,069	—	0,267	0,802.

• moments et efforts tranchants dans les poutres sous G :

niveau	travée	$l(m)$	$q(t/ml)$	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t)	T_e (t)
10	1-2	5,4	1,98	2,646	5,118	4,888	-5,804
	2-3	4,8	1,92	4,250	2,514	4,970	-4,246
9	1-2	5,4	2,29	3,352	4,807	5,914	-6,452
	2-3	4,8	1,50	2,823	1,735	3,827	-3,373
8,7 5,6 4,3 2.	1-2	5,4	2,29	3,352	4,826	5,910	-6,456
	2-3	4,8	1,50	2,804	1,735	3,823	-3,377
1.	1-2	5,4	2,29	4,022	4,893	6,022	-6,344
	2-3	4,8	1,50	2,737	2,082	3,736	-3,464

• sous P :

niveau	travée	$l(m)$	$q(t/ml)$	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t)	T_e (t)
10	1-2	5,4	0,22	0,308	0,594	0,541	-0,647
	2-3	4,8	0,21	0,489	0,234	0,557	-0,451
9	1-2	5,4	0,71	1,039	1,539	1,824	-2,010
	2-3	4,8	0,77	1,356	0,891	1,945	-1,751
8,7 6,5 4,3 2.	1-2	5,4	0,71	1,039	1,540	1,755	-1,941
	2-3	4,8	0,77	1,355	0,891	1,945	-1,751
1	1-2	5,4	0,71	1,247	1,547	1,861	-1,973
	2-3	4,8	0,77	1,348	1,069	1,906	-1,790

215

moments et efforts normaux dans les poteaux

• sous G :

niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	T_w (t)	T_e (t)	N_T (t)	N_b (t)
10	1	2,646	1,676	—	4,888	4,888	5,938
	2	0,867	0,882	-5,804	4,970	10,774	13,294
	3	2,514	0,867	-4,246	—	4,246	5,296
9	1	1,676	1,676	—	5,914	11,132	12,182
	2	1,103	1,011	-6,452	3,827	23,573	26,093
	3	0,867	0,867	-3,373	—	8,669	9,719
8	1	1,676	1,676	—	5,910	18,092	19,142
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	36,372	38,892
	3	0,867	0,867	-3,377	—	13,096	14,146
7	1	1,676	1,676	—	5,910	25,052	26,102
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	49,171	51,691
	3	0,867	0,867	-3,377	—	17,523	18,573
6	1	1,676	1,676	—	5,910	32,012	33,062
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	61,970	64,490
	3	0,867	0,867	-3,377	—	21,950	23,000
5	1	1,676	1,676	—	5,910	38,972	40,022
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	74,769	77,289
	3	0,867	0,867	-3,377	—	26,377	27,427
4	1	1,676	1,676	—	5,910	45,932	46,982
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	87,568	90,088
	3	0,867	0,867	-3,377	—	30,804	31,854

3	1	1,676	1,676	-	5,910	52,892	53,942
	2	1,011	1,011	-6,456	3,823	100,367	102,887
	3	0,867	0,867	-3,377	-	35,231	36,281
2	1	1,676	1,006	-	5,910	59,852	60,902
	2	1,011	0,674	-6,452	3,823	113,166	115,686
	3	0,867	0,520	-3,377	-	39,658	40,708
1	1	3,017	1,509	-	6,022	66,924	67,428
	2	1,483	0,742	-6,344	3,736	125,766	126,846
	3	1,561	0,781	-3,464	-	44,172	44,676

• sous P :

Niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	T_w (t)	T_e (t)	N_T (t)	N_b (t)
10	1	0,308	0,520	-	0,541	0,541	0,541
	2	0,105	0,081	-0,647	0,567	1,204	1,204
	3	0,234	0,445	-0,451	-	0,451	0,451
9	1	0,520	0,520	-	1,824	2,365	2,365
	2	0,101	0,093	-2,010	1,945	5,159	5,159
	3	0,445	0,445	-1,751	-	2,202	2,202
8	1	0,520	0,520	-	1,755	4,120	4,120
	2	0,093	0,093	-1,945	1,945	9,045	9,045
	3	0,445	0,445	-1,751	-	3,953	3,953
7	1	0,520	0,520	-	1,755	5,875	5,875
	2	0,093	0,093	-1,941	1,945	12,931	12,931
	3	0,445	0,445	-1,751	-	5,704	5,704

6	1	0,520	0,520	-	1,755	7,630	7,630
	2	0,093	0,093	-1,941	1,945	16,817	16,817
	3	0,445	0,445	-1,751	-	7,455	7,455
5	1	0,520	0,520	-	1,755	9,385	9,385
	2	0,093	0,093	-1,941	1,945	20,703	20,703
	3	0,445	0,445	-1,751	-	9,206	9,206
4	1	0,520	0,520	-	1,755	11,140	11,140
	2	0,093	0,093	-1,941	1,945	24,589	24,589
	3	0,445	0,445	-1,751	-	10,957	10,957
3	1	0,520	0,520	-	1,755	12,895	12,895
	2	0,093	0,093	-1,941	1,945	28,475	28,475
	3	0,445	0,445	-1,751	-	12,708	12,708
2	1	0,520	0,312	-	1,755	14,650	14,650
	2	0,093	0,062	-1,941	1,945	32,361	32,361
	3	0,445	0,267	-1,751	-	14,459	14,459
1	1	0,935	0,468	-	1,861	16,511	16,511
	2	0,136	0,068	-1,973	1,906	36,204	36,204
	3	0,802	0,401	-1,790	-	16,249	16,249

Portique longitudinal :

moments et efforts tranchant dans les poutres sous G :

niveau	travée	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t)	T_e (t)
10	1-2	-3,9210	-6,8068	4,9153	-5,7767
	2-3	-5,6147	-2,6912	5,1013	-4,1146
9	1-2	-4,8584	-5,8860	5,9927	-6,3733
	2-3	-3,3373	-2,3850	3,8196	-3,3803
8	1-2	-4,6706	-5,9804	5,9433	-6,4227
	2-3	-3,4439	-2,1616	3,8641	-3,3358
7	1-2	-4,7009	-5,9599	5,9497	-6,4162
	2-3	-3,4245	-2,1953	3,8560	-3,3439
6	1-2	-4,7087	-5,9502	5,9533	-6,4126
	2-3	-3,4150	-2,2020	3,8524	-3,3475
5	1-2	-4,7224	-5,9354	5,9585	-6,4074
	2-3	-3,4002	-2,2157	3,8465	-3,3534
4	1-2	-4,7393	-5,9171	5,9650	-6,4009
	2-3	-3,3814	-2,2329	3,8391	-3,3608
3	1-2	-4,7589	-5,8958	5,9725	-6,3934
	2-3	-3,3584	-2,2531	3,8301	-3,3698
2	1-2	-4,7794	-5,8711	5,9808	-6,3851
	2-3	-3,3281	-2,2850	3,8172	-3,3827
1	1-2	-4,9035	-5,8172	6,0138	-6,3521
	2-3	-3,2315	-2,3883	3,7756	-3,4243

219

moments et efforts tranchants dans les poutres sous P:

niveau	travée	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t)	T_e (t).
10	1-2	-0,48885	-0,79941	0,55096	-0,63704
	2-3	-0,65279	-0,35252	0,55041	-0,45759
9	1-2	-1,3807	-1,9270	1,8130	-2,0209
	2-3	-1,6927	-1,1383	1,9664	-1,7295
8	1-2	-1,4164	-1,9081	1,8263	-2,0076
	2-3	-1,6713	-1,1803	1,9498	-1,7461
7	1-2	-1,4147	-1,9075	1,8257	-2,0082
	2-3	-1,6705	-1,1780	1,9606	-1,7453
6	1-2	-1,4195	-1,9024	1,8276	-2,0064
	2-3	-1,6654	-1,1830	1,9484	-1,7475
5	1-2	-1,4254	-1,8960	1,8298	-2,0041
	2-3	-1,6589	-1,1889	1,9459	-1,7500
4	1-2	-1,4331	-1,8877	1,8328	-2,0011
	2-3	-1,6507	-1,1964	1,9426	-1,7533
3	1-2	-1,4422	-1,8777	1,8363	-1,9976
	2-3	-1,6408	-1,2053	1,9387	-1,7573
2	1-2	-1,4540	-1,8651	1,8408	-1,9931
	2-3	-1,6289	-1,2164	1,9339	-1,7620
1	1-2	-1,5014	-1,8344	1,8553	-1,9786
	2-3	-1,5987	-1,2600	1,9185	-1,7774

moments et efforts normaux dans les poteaux sous G : 220

Niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	N_T (t)	N_b (t).
10	1	-3,9210	+2,7489	-5,9726	-7,0226
	2	1,1921	-1,2462	-13,290	-15,810
	3	2,6912	-1,5403	-5,0309	-6,0809
9	1	-2,1095	2,3071	-13,015	-14,065
	2	1,3025	-1,2418	-25,982	-28,502
	3	0,84470	-1,0275	-9,4825	-10,532
8	1	-2,3635	2,3674	-20,005	-21,055
	2	1,2946	-1,2156	-38,794	-41,314
	3	1,1340	-1,0866	-13,865	-14,915
7	1	-2,3335	2,3721	-27,005	-28,055
	2	1,3198	-1,1986	-51,586	-54,106
	3	1,1087	-1,0784	-18,259	-19,309
6	1	-2,3366	2,3839	-34,008	-35,058
	2	1,3366	-1,1802	-64,372	-66,892
	3	1,1235	-1,0802	-22,656	-23,706
5	1	-2,3384	2,3970	-41,017	-42,067
	2	1,3550	-1,1625	-77,146	-79,666
	3	1,1355	-1,0824	-27,059	-28,109
4	1	-2,3422	2,4122	-48,031	-49,081
	2	1,3731	-1,1422	-89,907	-92,427
	3	1,1505	-1,0886	-31,470	-32,520

3	1	-2,3466	2,4309	-55,054	-56,104
	2	1,3952	-1,1321	-102,65	-105,17
	3	1,1645	-1,0857	35,890	-36,940
2	1	-2,3484	2,3316	-62,085	-63,135
	2	1,4108	-1,0008	-115,37	-117,89
	3	1,1992	-1,0691	-40,322	-41,372
1	1	-2,5719	1,0893	-69,149	-69,599
	2	1,5848	-0,35446	-128,02	-129,10
	3	1,3192	-0,40272	-44,797	-45,247

moments et efforts normaux dans les poteaux sous P :

Niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	N_T (t)	N_b (t).
10	1	0,48885	0,63290	-0,69849	-0,69849
	2	0,14662	-0,11722	-1,5240	-1,5240
	3	0,35252	-0,50539	-0,58544	-0,58544
9	1	-0,74781	0,71571	-2,5143	-2,5143
	2	0,11706	-0,11597	-5,5057	-5,5057
	3	0,63299	-0,59751	-2,3179	-2,3179
8	1	-0,70077	0,70651	-4,3402	-4,3402
	2	0,12077	-0,11678	-9,4640	-9,4640
	3	0,58281	-0,58691	-4,0636	-4,0636

7	1	-0,70819	0,70960	-6,1660	-6,1660
	2	0,12014	-0,11637	-13,422	-13,422
	3	0,59111	-0,59017	-5,8090	-5,8090
6	1	-0,70996	0,71231	-7,9935	-7,9935
	2	0,12065	-0,11610	-17,377	-17,377
	3	0,59289	-0,59263	-7,5564	-7,5564
5	1	-0,71316	0,71588	-9,8234	-9,8234
	2	0,12095	-0,11579	-21,327	-21,327
	3	0,59629	-0,59601	-9,3065	-9,3065
4	1	-0,71724	0,72067	-11,656	-11,656
	2	0,12125	-0,11561	-25,271	-25,271
	3	0,60048	-0,60058	-11,059	-11,059
3	1	-0,72157	0,72469	-13,492	-13,492
	2	0,12128	-0,11567	-29,208	-29,208
	3	0,60479	-0,60452	-12,817	-12,817
2	1	-0,72935	0,69984	-15,333	-15,333
	2	0,12053	-0,11062	-33,135	-33,135
	3	0,61195	-0,58608	-14,579	-14,579
1	1	-0,80164	0,30750	-17,188	-17,188
	2	0,12509	-0,049818	-37,032	-37,032
	3	0,67398	-0,26025	-16,356	-16,356

Portique transversal :

moments et efforts tranchants dans les poutres sous G :

niveau	travée	M_W (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t)	T_e (t)
10	1-2	-2,2028	-4,7198	4,2644	-5,3049
	2-3	-2,0090	-1,7977	3,0446	-2,9931
	3-4	-2,8604	-0,81521	4,0190	-2,7947
	4-5	-0,61246	-0,30961	1,6450	-1,4674
9	1-2	-0,94139	-1,6459	1,6629	-2,0066
	2-3	-0,33900	-0,89837	1,1048	-1,4906
	3-4	-1,6679	0,21005	1,9930	-0,78144
	4-5	0,17352	-0,48873	0,63135	-1,1611
8	1-2	-0,70362	-1,6484	1,6043	-2,0652
	2-3	-0,52675	-0,83936	1,1899	-1,4055
	3-4	-1,5623	0,15419	1,9409	-0,83352
	4-5	0,056079	-0,42384	0,70428	-1,0882
7	1-2	-0,76066	-1,62299	1,6227	-2,0467
	2-3	-0,50961	-0,82380	1,1894	-1,4060
	3-4	-1,5037	0,085678	1,8999	-0,87453
	4-5	0,0063166	-0,39561	0,73548	-1,0570
6	1-2	-0,7795	-1,6028	1,6339	-2,0355
	2-3	-0,52805	-0,80627	1,2018	-1,3936
	3-4	-1,4218	0,0075978	1,84483	-0,92612
	4-5	-0,045173	-0,37108	0,76589	-1,0266

5	1-2	-0,81066	-1,5709	1,6493	-2,0201
	2-3	-0,54125	-0,78671	1,2131	-1,3823
	3-4	-1,3341	-0,07854	1,7923	-0,9822
	4-5	-0,097812	-0,34585	0,7970	-0,9954
4	1-2	-0,84612	-1,5328	1,6672	-2,0022
	2-3	-0,55756	-0,76448	1,2264	-1,3691
	3-4	-1,2320	-0,17807	1,7272	-1,0472
	4-5	-0,15822	-0,31714	0,83268	-0,95982
3	1-2	-0,88789	-1,4889	1,6881	-1,9813
	2-3	-0,57650	-0,73786	1,2420	-1,3534
	3-4	-1,1120	-0,29559	1,6506	-1,1238
	4-5	-0,23179	-0,28194	0,87619	-0,91631
2	1-2	-0,93625	1,4352	1,7130	-1,9564
	2-3	-0,60438	-0,70459	1,2632	-1,3323
	3-4	-0,96538	-0,43936	1,5569	-1,2175
	4-5	-0,32569	-0,23432	0,93280	-0,85970
1	1-2	-1,0234	-1,3684	1,7506	-1,9189
	2-3	-0,63107	-0,65117	1,2908	-1,3046
	3-4	-0,81190	-0,59591	1,4569	-1,3175
	4-5	-0,44252	-0,20054	0,99304	-0,79946

225

moments et efforts tranchants dans les poutres sous P

niveau	travée	M_w (t.m)	M_e (t.m)	T_w (t.)	T_e (t.)
10	1-2	-0,26523	-0,56532	0,49111	-0,61179
	2-3	-0,23410	-0,20841	0,34316	-0,33834
	3-4	-0,35326	-0,070141	0,47385	-0,30425
	4-5	-0,035646	-0,042667	0,14272	-0,15728
9	1-2	-0,17267	-0,29296	0,31301	-0,37169
	2-3	-0,089639	-0,14657	0,22252	-0,26178
	3-4	-0,26892	0,0040257	0,34690	-0,17080
	4-5	+0,025513	-0,074342	0,092538	-0,17246
8	1-2	-0,14879	-0,29209	0,30740	-0,37730
	2-3	-0,10945	-0,14136	0,23115	-0,25315
	3-4	-0,25679	-0,002222	0,34097	-0,17873
	4-5	0,013646	-0,06846	0,099658	-0,16534
7	1-2	-0,15513	-0,28980	0,30950	-0,37520
	2-3	-0,10743	-0,13975	0,23101	-0,25329
	3-4	-0,24999	-0,010215	0,33620	-0,18150
	4-5	0,0078991	-0,065185	0,10327	-0,16173
6	1-2	-0,15772	-0,28627	0,31100	-0,37370
	2-3	-0,10918	-0,13801	0,23221	-0,25209
	3-4	-0,23976	-0,020073	0,32972	-0,18798
	4-5	0,0009873	-0,061824	0,10738	-0,15762

5	1-2	-0,16182	-0,2820	0,31303	-0,37167
	2-3	-0,11036	-0,13600	0,23331	-0,25099
	3-4	-0,22795	-0,031795	0,32213	-0,19557
	4-5	-0,0069936	-0,057871	0,11215	-0,15285
4	1-2	-0,16659	-0,27689	0,31545	-0,36925
	2-3	-0,11187	-0,13367	0,23463	-0,24967
	3-4	-0,21351	-0,046084	0,31286	-0,20484
	4-5	-0,016967	-0,052918	0,11812	-0,14688
3	1-2	-0,17226	-0,27092	0,31828	-0,36642
	2-3	-0,11363	-0,13075	0,23625	-0,24805
	3-4	-0,19591	-0,063631	0,30152	-0,21618
	4-5	-0,029783	-0,046485	0,12582	-0,13918
2	1-2	-0,17890	-0,26340	0,32174	-0,36296
	2-3	-0,11681	-0,12696	0,23865	-0,24565
	3-4	-0,17372	-0,085708	0,28724	-0,23046
	4-5	0,046653	-0,037680	0,13609	-0,12897
1	1-2	-0,19264	-0,27351	0,32748	-0,35722
	2-3	-0,11937	-0,11985	0,24199	-0,24231
	3-4	-0,15020	-0,11083	0,27155	-0,24611
	4-5	-0,067296	-0,03045	0,14724	-0,11776

227

moments et efforts normaux dans les poteaux sous G :

niveau	Poteau	$M_n(t.m)$	$M_s(t.m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$
10	1	-2,2028	0,90306	-5,2613	-6,3113
	2	2,7107	-1,1972	-9,9347	-12,454
	3	-1,0626	0,55858	-7,7617	-10,281
	4	0,20276	-0,041186	-4,9448	-5,9948
	5	0,30961	-0,26559	-1,5601	-2,1901
9	1	-0,038325	0,28433	-7,9742	-9,0242
	2	0,10973	-0,45007	-15,566	-18,086
	3	-0,21101	0,33144	-13,765	-16,285
	4	-0,077716	0,057504	-7,4075	-8,4575
	5	0,22314	-0,21738	-3,3512	-3,9812
8	1	-0,41929	0,39027	-10,628	-11,678
	2	0,67164	-0,57680	-21,341	-23,861
	3	-0,39157	0,36936	-19,631	-22,151
	4	-0,040592	0,045132	-9,9953	-11,045
	5	0,20646	-0,20132	-5,0695	-5,6995
7	1	-0,37039	0,38569	-13,301	-14,351
	2	0,54357	-0,53275	-27,097	-29,617
	3	-0,31059	0,3247	-25,457	-27,997
	4	-0,03423	0,034124	-12,655	-13,705
	5	0,19429	-0,18912	-6,7565	-7,3865

6	1	-0,39382	0,40229	-15,985	-17,035
	2	0,54202	-0,51636	-32,854	-35,374
	3	-0,29092	0,2938	-31,220	-33,740
	4	-0,018648	0,01775	-15,397	-16,447
	5	0,18197	-0,17688	-8,4131	-9,0431
5	1	-0,40837	0,41870	-18,684	-19,734
	2	0,51335	-0,49070	-38,608	-41,128
	3	-0,25368	0,25514	-36,914	-39,434
	4	-0,0015164	0,0009704	-18,226	-19,276
	5	0,16897	-0,16340	-10,038	-10,668
4	1	-0,42747	0,43784	-21,401	-22,451
	2	0,48461	-0,4598	-44,356	-46,876
	3	-0,21242	0,20904	-42,531	-45,051
	4	0,018876	-0,022593	-21,156	-22,206
	5	0,15374	-0,14714	-11,628	-12,258
3	1	-0,45005	0,46223	-24,139	-25,189
	2	0,45287	-0,43785	-50,100	-52,620
	3	-0,16513	0,16154	-48,055	-50,575
	4	0,041204	-0,045444	-24,206	-25,256
	5	0,13480	-0,12679	-13,174	-13,804
2	1	-0,47402	0,45863	-26,902	-27,952
	2	0,39302	-0,34384	-55,839	-58,359
	3	-0,099257	0,052787	-53,464	-55,984
	4	0,068229	-0,078279	-27,407	-28,457

	5	0,10753	-0,093688	-14,664	-15,294
1	1	-0,56487	0,21192	-29,703	-30,153
	2	0,39349	-0,24716	-61,569	-62,649
	3	-0,10794	0,0225	-58,745	-59,825
	4	0,075105	-0,033478	-30,767	-31,217
	5	0,10685	-0,051144	-16,093	-16,363.

moments et efforts normaux dans les poteaux sous : P.

niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	N_T (t)	N_b (t)
10	1	-0,26523	0,13098	-0,62791	-0,62791
	2	0,33122	-0,16075	-1,171721	-1,171721
	3	-0,14485	0,083613	-0,91437	-0,91437
	4	0,034495	-0,016673	-0,51666	-0,51666
	5	0,042667	-0,038869	-0,17031	-0,17031
9	1	-0,041691	0,067515	-0,94092	-0,94092
	2	0,042569	-0,078594	-1,7659	-1,7659
	3	-0,038739	0,054962	-1,5230	-1,5230
	4	0,0048147	-0,0066348	-0,7800	-0,7800
	5	0,035523	-0,034771	-0,34277	-0,34277
8	1	-0,081275	0,078838	-1,2483	-1,2483
	2	0,10404	-0,091982	-2,3744	-2,3744
	3	-0,06047	0,059537	-2,1171	-2,1171
	4	0,0092331	-0,0081865	-1,0563	-1,0563

	5	0,033689	-0,032987	-0,50811	-0,50811
7	1	-0,076289	0,078692	-1,5578	-1,5578
	2	0,090384	-0,086824	-2,9806	-2,9806
	3	-0,050704	0,054320	-2,7066	-2,7066
	4	0,0099272	-0,0092954	-1,3411	-1,3411
	5	0,032198	-0,031377	-0,66895	-0,66895
6	1	-0,079027	0,080899	-1,8688	-1,8688
	2	0,090262	-0,084517	-3,5865	-3,5865
	3	-0,047424	0,050208	-3,2884	-3,2884
	4	0,011765	-0,011048	-1,6365	-1,6365
	5	0,030448	-0,029516	-0,82747	-0,82747
5	1	-0,080924	0,083200	-2,1818	-2,1818
	2	0,087142	-0,081131	-4,1914	-4,1914
	3	-0,041742	0,044792	-3,8615	-3,8615
	4	0,01375	-0,013044	-1,9442	-1,9442
	5	0,028354	-0,027233	-0,98032	-0,98032
4	1	-0,085391	0,085847	-2,4972	-2,4972
	2	0,083882	-0,076912	-4,7593	-4,7593
	3	-0,035051	0,037867	-4,4241	-4,4241
	4	0,016073	-0,015312	-2,2672	-2,2672
	5	0,025686	-0,02429	-1,1272	-1,1272
3	1	-0,086408	0,089348	-2,8155	-2,8155
	2	0,080382	-0,074658	-5,3980	-5,3980
	3	-0,027297	0,030814	-4,9736	-4,9736

	4	0,018536	-0,017647	-2,6092	-2,6092
	5	0,022195	-0,020448	-1,2663	-1,2663
2	1	-0,089553	0,087394	-3,1373	-3,1373
	2	0,071935	-0,059382	-5,9996	-5,9996
	3	-0,01595	0,012261	-5,5065	-5,5065
	4	0,021408	-0,020707	-2,9757	-2,9757
	5	0,017232	-0,014493	-1,3952	-1,3952
1	1	-0,10525	0,040862	-3,4648	-3,4648
	2	0,074858	-0,042065	-6,5988	-6,5988
	3	-0,018088	0,0078992	-6,0204	-6,0204
	4	0,022823	-0,0091046	-3,3691	-3,3691
	5	0,015956	-0,0072914	-1,5130	-1,5130

Portique longitudinal de rive :

moments et efforts normaux dans les poteaux sous G :

niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	N_T (t)	N_b (t).
10	1	-2,3738	1,3420	-5,8698	-6,4998
	2	2,3738	-1,1342	-5,8698	-6,4998
9	1	-0,12332	0,31846	-7,8227	-8,4527
	2	0,12332	-0,31846	-7,8228	-8,4528
8	1	-0,47067	0,44128	-9,7757	-10,405
	2	0,47067	-0,44128	-9,7758	-10,405
7	1	-0,41839	0,442281	-11,728	-12,358
	2	0,41839	-0,42281	-11,728	-12,358
6	1	-0,42624	0,42557	-13,681	-14,311
	2	0,42624	-0,42557	-13,681	-14,311
5	1	-0,42512	0,42530	-15,634	-16,264
	2	0,42512	-0,42530	-15,634	-16,264
4	1	-0,42492	0,42432	-17,587	-18,217
	2	0,42492	-0,42432	-17,587	-18,217
3	1	-0,42737	0,43130	-19,540	-20,170
	2	0,42737	-0,43130	-19,540	-20,170
2	1	-0,41092	0,38272	-21,493	-22,123
	2	0,41092	-0,38272	-21,493	-22,129
1	1	-0,5272	0,25429	-23,446	-23,716
	2	0,5272	-0,25429	-23,446	-23,716

moments et efforts normaux dans les poteaux sous P: ²³³

niveau	Poteau	M_n (t.m)	M_s (t.m)	N_T (t)	N_b (t).
10	1	0,14085	0,13374	-0,2889	-0,2889
	2	0,14085	-0,13374	-0,2889	-0,2889
9	1	-0,12865	0,12963	-0,6939	-0,6939
	2	0,12865	-0,12963	-0,6939	-0,6939
8	1	-0,13040	0,13025	-1,0989	-1,0989
	2	0,13040	-0,13025	-1,0989	-1,0989
7	1	-0,13014	0,13016	-1,5039	-1,5039
	2	0,13014	-0,13016	-1,5039	-1,5039
6	1	-0,13017	0,13017	-1,9089	-1,9089
	2	0,13017	-0,13017	-1,9089	-1,9089
5	1	-0,13018	0,13021	-2,3139	-2,3139
	2	0,13018	-0,13021	-2,3139	-2,3139
4	1	-0,13007	0,12989	-2,7189	-2,7189
	2	0,13007	-0,12989	-2,7189	-2,7189
3	1	-0,13083	0,13203	-3,1239	-3,1239
	2	0,13083	-0,13203	-3,1239	-3,1239
2	1	-0,12579	0,11716	-3,5289	-3,5289
	2	0,12579	-0,11716	-3,5289	-3,5289
1	1	-0,16139	0,077844	-3,9339	-3,9339
	2	0,16139	-0,077844	-3,9339	-3,9339

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS.

1. Base de calcul des éléments structuraux :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charges verticales et des charges sismiques données ci-dessous, sur la base du règlement parasismique en vigueur R.P.A 81.

2. Voiles :

D'après le R.P.A 81 la combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules :

$$G + Q + E$$

$$0,8G \pm E$$

G : Charge verticale permanente.
 Q : surcharge d'exploitation (sans majoration).
 E : surcharge verticale due au séisme.

Les résultats sont regroupés dans des tableaux, pour chaque voile et à chaque niveau :

2.1. Voiles pleins

2.2. Voiles avec ouvertures :

pour les voiles avec une ou plusieurs files d'ouvertures, la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs.

$$V_i = V \cdot \frac{l_i}{l} \quad \text{avec : } V = \text{Charge verticale qui s'applique sur le voile.}$$

V_i = charge verticale qui revient au trumeau i .
 l_i = longueur du trumeau (i) + $\frac{1}{2}$ de la longueur du linteau.
 l = longueur totale du voile.

2.1. Voiles pleins :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
V_{L2}	$G(t)$	10,83	19,02	27,21	35,40	43,59	51,78	59,97	68,16	76,35
	$Q(t)$	0,70	2,25	3,68	4,93	6,02	6,96	7,74	8,52	9,30
	$G+Q+E$ (t)	11,53	21,27	30,89	40,33	49,61	58,74	67,71	76,68	85,65
V_{L2} sym.	$0,8G \pm E$ (t)	8,66	15,22	21,77	28,32	34,87	41,42	47,98	54,53	61,08
	$M(t.m)$	6,297	17,836	33,961	54,020	77,355	103,314	131,239	160,473	190,363
V_{L5}	$G(t)$	4,44	7,98	11,52	15,06	18,6	22,14	25,68	29,22	32,76
	$Q(t)$	0,04	0,11	0,17	0,22	0,26	0,30	0,33	0,36	0,39
	$G+Q+E$ (t)	4,48	8,09	11,69	15,28	18,86	22,44	26,01	29,58	33,15
	$0,8G \pm E$ (t)	3,55	6,38	9,22	12,05	14,88	17,71	20,54	23,38	26,21
	$M(t.m)$	4,198	11,889	22,639	36,012	51,568	68,869	87,484	106,972	126,897

N.B : $E=0$

2.2. Voiles avec ouverture: V_{L1} et V_{L1} sym.

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.DC
Trumeau I	G (t)	12,48	22,67	32,86	43,05	53,24	63,43	73,62	83,81	94,00
	Q (t)	0,91	2,74	4,38	5,84	7,12	8,21	9,12	10,03	10,94
	E (t)	23,92	44,92	74,09	110,26	156,93	205,93	252,61	287,61	287,61
	G + Q + E (t)	37,31	70,33	111,33	159,15	217,29	277,57	335,35	381,45	392,55
	0,8G + E (t)	33,90	63,05	100,38	144,70	199,52	256,67	311,51	354,66	362,81
	0,8G - E (t)	-13,94	-26,78	-47,80	-75,82	-114,34	-155,19	-193,71	-220,56	-212,41
	M ₁ (t.m)	-20,865	-19,710	-42,899	-51,015	-38,261	-24,348	-27,131	0	111,306
Trumeau II	G (t)	9,99	18,15	26,31	34,47	42,63	50,79	58,95	67,11	75,27
	Q (t)	0,73	4,06	5,37	6,54	7,56	8,43	9,16	9,89	10,62
	E (t)	23,92	44,92	74,09	110,26	156,93	205,93	252,61	287,61	287,61
	G + Q + E (t)	34,64	67,13	105,77	151,27	207,12	265,15	320,72	364,61	373,50
	0,8G + E (t)	31,91	59,44	95,14	137,84	191,03	246,56	299,77	341,29	347,83
	0,8G - E (t)	-15,93	-30,40	-53,04	-82,68	-122,83	-165,29	-205,45	-233,92	-227,39
	M ₂ (t.m)	-9,583	-9,050	-19,698	-23,425	-17,569	-11,180	-12,458	0	51,109

$$\frac{VL3}{VL3} - \frac{VL3 \text{ sym.}}{VL3}$$

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C.
Trumeau I	G (t)	6,35	11,15	15,95	20,75	25,55	30,35	35,15	39,95	44,75
	Q (t)	0,32	0,89	1,41	1,87	2,27	2,61	2,89	3,17	3,45
	E (t)	5,30	15,35	29,59	47,46	70,91	96,31	123,11	150,75	178,67
	G+Q+E (t)	11,97	27,39	46,95	70,08	98,73	129,27	161,15	193,87	226,87
	0,8G+E (t)	10,38	24,27	42,35	64,06	91,35	120,59	151,23	182,71	214,47
	0,8G-E (t)	-0,22	-6,43	-16,83	-30,86	-50,47	-72,03	-94,99	-118,79	-142,87
	M ₁ (t.m)	-0,046	0,929	7,302	13,143	16,595	29,141	37,572	47,795	57,752
Trumeau II	G (t)	4,79	8,41	12,03	15,65	19,27	22,89	26,51	30,13	33,75
	Q (t)	0,24	0,67	1,06	1,41	1,71	1,97	2,18	2,39	2,60
	E (t)	5,30	15,35	29,59	47,46	70,91	96,31	123,11	150,75	178,67
	G+Q+E (t)	10,33	24,43	42,68	64,52	91,89	121,17	151,80	183,27	215,02
	0,8G+E (t)	9,13	22,08	39,21	59,98	86,33	114,62	144,32	174,85	205,67
	0,8G-E (t)	-1,468	-8,62	-19,97	-34,94	-55,49	-77,99	-101,90	-126,65	-151,67
	M ₂ (t.m)	-0,014	0,294	2,310	4,158	5,250	9,219	11,887	15,121	18,272

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R. D. C
Trumeau I	$G(t)$	2,39	4,01	5,63	7,25	8,87	10,49	12,11	13,73	15,35
	$Q(t)$	0,009	0,25	0,46	0,65	0,82	0,96	1,08	1,20	0,32
	$E(t)$	1,99	5,78	11,13	17,86	26,68	36,24	46,33	56,73	67,23
	$G+Q+E$ (t)	4,39	10,04	17,22	25,76	36,37	47,69	59,52	71,66	83,90
	$0,8G+E$ (t)	3,90	8,99	15,63	23,66	33,78	44,63	56,02	67,71	79,51
	$0,8G-E$ (t)	-0,08	-2,57	-6,63	-12,06	-19,58	-27,85	-36,64	-45,75	-54,95
	$M_1(t.m)$	-0,006	0,128	1,007	18,119	2,288	4,017	5,179	6,589	7,962
Trumeau II	$G(t)$	2,39	4,01	5,63	7,25	8,87	10,49	12,11	13,73	15,35
	$Q(t)$	0,009	0,25	0,46	0,65	0,82	0,96	1,08	1,20	0,32
	$E(t)$	1,99	5,78	11,13	17,86	26,68	36,24	46,33	56,73	67,23
	$G+Q+E$ (t)	4,39	10,04	17,22	25,76	36,37	47,69	59,52	71,66	83,90
	$0,8G+E$ (t)	3,90	8,99	15,63	23,66	33,78	44,63	56,02	67,71	79,51
	$0,8G-E$ (t)	-0,08	-2,57	-6,63	-12,06	-19,58	-27,85	-36,64	-45,75	-54,95
	$M_2(t.m)$	-0,006	0,128	1,007	18,119	2,288	4,017	5,179	6,589	7,962

Vt2

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G (t)	18,84	36,10	53,36	70,62	87,88	105,14	122,40	139,66	156,92
	Q (t)	1,33	3,08	4,66	6,06	7,79	8,84	9,72	10,06	11,48
	E (t)	10,82	20,33	33,53	53,61	74,73	96,92	118,15	133,89	133,89
	G+Q+E (t)	30,99	59,51	91,55	130,29	170,4	210,90	250,27	283,61	302,29
	0,8G+E (t)	25,89	49,21	76,22	110,11	145,03	181,03	216,07	245,62	259,43
	0,8G-E (t)	4,25	8,55	9,16	2,88	-4,43	-12,87	-20,23	-22,16	-8,35
	M1 (t.m)	14,821	2,499	7,143	33,570	139,283	206,960	261,781	474,991	476,777
Trumeau II	G (t)	8,46	16,21	23,96	31,71	39,46	47,21	54,96	62,71	70,46
	Q (t)	0,59	1,38	2,09	2,72	3,27	3,74	4,13	4,52	4,91
	E (t)	10,82	20,33	33,53	53,61	74,73	96,92	118,15	133,89	133,89
	G+Q+E (t)	19,87	37,92	59,58	88,04	117,46	147,87	177,24	201,12	209,26
	0,8G+E (t)	17,59	33,29	52,69	78,98	106,29	134,69	162,12	184,06	190,26
	0,8G-E (t)	-4,05	-7,36	-14,36	-28,24	-43,16	-59,15	-74,18	-83,72	-77,52
	M2 (t.m)	1,082	0,182	0,521	2,450	10,169	15,110	19,112	34,679	34,809

$$\frac{V_{t2} \text{ sym.}}{\quad}$$

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G (t)	19,39	37,07	54,75	72,43	90,11	107,79	125,47	143,15	160,83
	Q (t)	1,40	4,09	6,52	8,68	10,57	12,18	13,52	14,86	16,20
	E (t)	11,12	20,88	34,44	55,05	76,75	99,53	121,23	137,50	137,50
	$G + Q + E$ (t)	31,91	62,04	95,71	136,16	177,43	219,50	260,22	295,51	314,53
	$0,8G + E$ (t)	26,63	50,53	78,24	112,99	148,83	185,76	221,60	252,02	266,16
	$0,8G - E$ (t)	4,39	8,77	9,36	2,89	-4,66	-13,29	-20,85	-22,98	-8,83
	M_1 (t.m)	-15,220	2,567	7,335	37,475	143,035	212,535	268,832	487,586	489,619
Trumeau II	G (t)	8,71	16,65	24,59	32,53	40,47	48,41	56,35	64,29	72,23
	Q (t)	0,63	1,84	2,93	3,90	4,75	5,47	6,07	6,67	7,27
	E (t)	11,12	20,88	34,44	55,05	76,75	99,53	121,23	137,50	137,50
	$G + Q + E$ (t)	20,46	39,37	61,96	91,48	121,97	153,41	183,65	208,46	217,00
	$0,8G + E$ (t)	18,08	34,20	54,11	81,07	109,12	138,25	166,31	188,93	195,28
	$0,8G - E$ (t)	-4,15	-7,56	-14,76	-29,02	-44,37	-60,80	-76,15	-86,06	-79,71
	M_2 (t.m)	-1,111	0,187	0,535	2,736	10,443	15,517	19,627	35,599	35,747

241

Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	$G(t)$	3,07	5,38	7,69	10,00	12,31	14,62	16,93	19,24	21,55
	$Q(t)$	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26
	$E(t)$	2,67	7,77	14,92	23,94	35,77	48,58	62,09	76,04	90,12
	$G + Q + E(t)$	5,88	13,31	22,79	34,14	48,30	63,43	79,26	95,53	111,93
	$0,8G + E(t)$	5,12	12,07	21,07	31,94	45,61	60,27	75,63	91,43	107,36
	$0,8G - E(t)$	0,21	-3,46	-8,76	-15,94	-25,92	-36,88	-48,54	-60,64	-72,88
	$M_1(t.m)$	-0,028	0,196	0,084	0,307	-1,007	-0,112	-0,056	0,168	0,559
Trumeau II	$G(t)$	5,56	9,75	13,94	18,13	22,32	26,51	30,70	34,89	39,08
	$Q(t)$	0,25	0,29	0,33	0,36	0,39	0,42	0,44	0,46	0,48
	$E(t)$	1,19	3,47	6,69	10,73	16,03	21,77	27,83	34,08	40,39
	$G + Q + E(t)$	7,00	13,51	20,96	29,22	38,74	48,70	58,97	69,43	79,95
	$0,8G + E(t)$	5,63	11,27	17,84	25,23	33,88	42,97	52,39	61,99	71,65
	$0,8G - E(t)$	3,25	4,33	4,46	3,77	1,82	-0,56	-3,27	-6,16	-9,12
	$M_2(t.m)$	-0,127	0,887	0,380	1,389	-4,559	-0,507	-0,253	0,760	2,531

 V_{t1}

Trumeau III	$G(t)$	6,33	11,10	15,87	20,64	25,41	30,18	34,95	39,72	44,49
	$Q(t)$	0,29	0,34	0,38	0,42	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57
	$E(t)$	-0,57	-1,64	-3,17	-4,84	-10,84	-13,56	-16,43	-19,39	-22,38
	$G+Q+E(t)$	7,19	13,08	19,42	25,90	36,70	44,22	51,89	59,65	67,44
	$0,8G+E(t)$	5,63	10,52	15,86	21,35	31,16	37,70	44,39	51,16	57,97
	$0,8G-E(t)$	4,49	7,24	9,52	11,67	9,48	10,58	11,53	12,38	13,21
	$M_3(t.m)$	-0,230	1,610	0,690	2,522	-8,274	-0,920	-0,460	1,380	4,593
Trumeau IV	$G(t)$	4,22	7,40	10,58	13,76	16,94	20,12	23,30	26,48	29,66
	$Q(t)$	0,19	0,22	0,25	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
	$E(t)$	3,31	9,57	18,44	29,82	40,26	56,79	73,50	90,73	108,13
	$G+Q+E(t)$	7,72	17,19	29,27	43,86	58,20	77,23	97,14	117,57	138,17
	$0,8G+E(t)$	6,68	15,49	26,90	40,82	54,51	72,88	92,14	111,91	131,85
	$0,8G-E(t)$	0,06	-3,65	-9,97	-18,81	-27,40	-40,69	-54,86	-69,54	-84,44
	$M_4(t.m)$	-0,096	0,673	0,288	1,054	-3,456	-0,384	-0,192	0,577	1,919

V_t sym.

-Combinaison		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trumeau I	G (t)	3,07	5,38	7,69	10,00	12,31	14,62	16,93	19,24	21,55
	Q (t)	0,14	0,16	0,18	0,20	0,22	0,23	0,24	0,25	0,26
	E (t)	3,24	9,39	18,10	29,04	43,38	58,93	75,33	92,24	109,32
	G + Q + E (t)	6,45	14,93	25,97	39,24	55,91	73,78	92,50	111,73	131,13
	0,8G + E (t)	5,69	13,69	24,25	37,04	53,22	70,62	88,87	107,63	126,56
	0,8G - E (t)	-0,78	-5,08	-11,94	-21,04	-33,53	-47,23	-61,78	-76,84	-92,08
	M ₁ (t.m)	-0,034	0,0238	0,102	0,372	-1,221	-0,136	-0,068	0,204	0,678
Trumeau II	G (t)	5,56	9,75	13,94	18,13	22,32	26,51	30,70	34,89	39,08
	Q (t)	0,25	0,29	0,33	0,36	0,39	0,42	0,44	0,46	0,48
	E (t)	1,45	4,21	8,11	13,01	19,44	26,41	33,76	41,34	48,99
	G + Q + E (t)	7,26	14,25	22,38	31,50	42,15	53,34	64,90	76,69	88,55
	0,8G + E (t)	5,89	12,01	19,26	27,51	37,29	47,61	58,32	69,25	80,25
	0,8G - E (t)	2,99	3,59	3,04	1,49	-1,58	-5,20	-9,20	-13,42	-17,72
	M ₂ (t.m)	-0,154	1,076	0,461	1,685	-5,530	-0,615	-0,307	0,922	3,070

Trumeau III	$G(t)$	6,33	11,10	15,87	20,64	25,41	30,18	34,95	39,72	44,49
	$Q(t)$	0,29	0,34	0,38	0,42	0,45	0,48	0,51	0,54	0,57
	$E(t)$	0,69	1,99	3,84	5,88	13,15	16,45	19,93	-23,52	-27,15
	$G+Q+E(t)$	7,31	13,43	20,09	26,94	39,01	47,11	55,39	63,78	72,21
	$0,8G+E(t)$	5,75	10,87	16,53	22,39	33,47	40,59	47,89	55,29	62,74
	$0,8G-E(t)$	4,37	6,89	8,85	10,63	7,17	7,69	8,03	8,25	8,44
	$M_3(t.m)$	-0,279	1,953	0,837	3,059	-10,037	-1,116	-0,558	1,674	5,571
Trumeau IV	$G(t)$	4,22	7,40	10,58	13,76	16,94	20,12	23,30	26,48	29,66
	$Q(t)$	0,19	0,22	0,25	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,38
	$E(t)$	4,01	11,61	22,37	-36,17	49,68	68,89	89,16	110,05	131,16
	$G+Q+E(t)$	8,42	19,23	33,20	50,21	66,92	89,33	112,80	136,89	161,20
	$0,8G+E(t)$	7,38	17,53	30,83	47,17	63,23	84,98	107,80	131,23	154,88
	$0,8G-E(t)$	-0,63	-5,69	-13,90	-25,16	-36,12	-52,79	-70,52	-88,86	-107,43
	$M_4(t.m)$	-0,116	0,816	0,349	1,278	-4,192	-0,466	-0,233	0,699	2,328

3. Poutres et Poteaux:

245

Pour les poutres et poteaux, on ne considère que la combinaison du premier genre :

$$G + 1,2 P \quad \text{sollcitation du 1}^{\text{er}} \text{ genre.}$$

G : sollcitation due à la charge permanente.
P : sollcitation due à la surcharge d'exploitation.

3.1. Poutres:

- Moments en travée des poutres (sous les charges verticales)
Art. A12 C.C.B.A 68:

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète de portée l (et non l') avec les charges permanentes, puis avec les charges permanentes et les surcharges.

On prend comme lignes de fermeture :

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

- Calcul du moment en travée
Sous $G + 1,2 P$:

soit la fig- 1- :

$$M'_{t1} = \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M'_{t2} = \frac{M_w(G+1,2P) + M_e(G+1,2P)}{2}$$

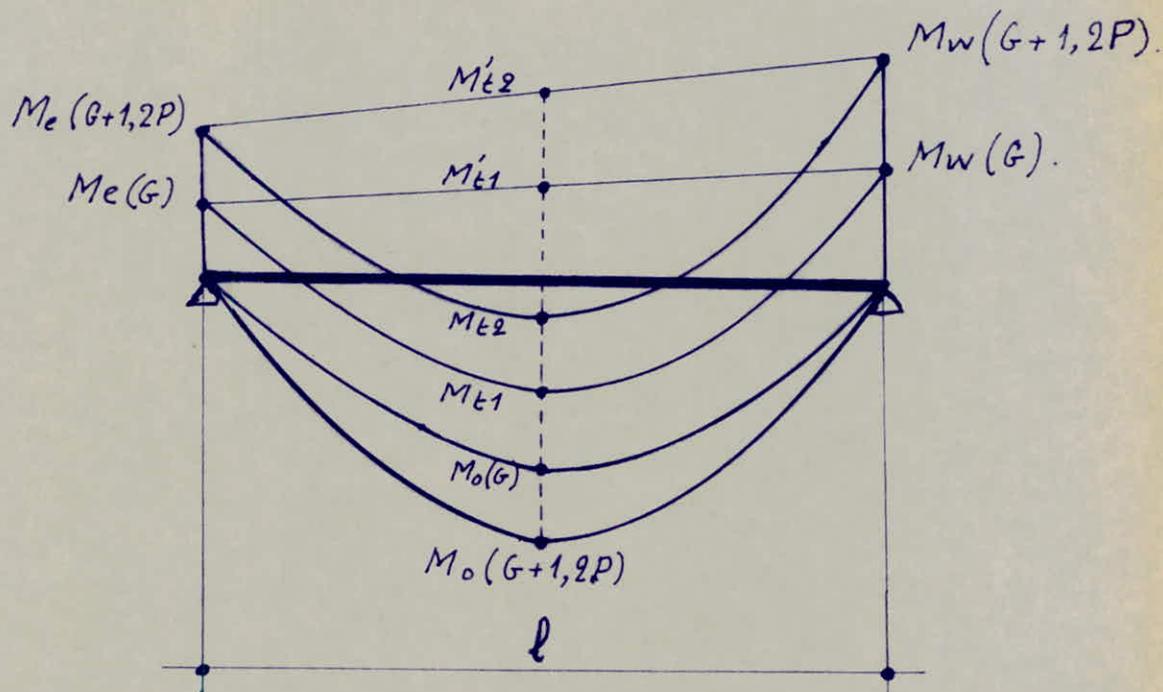


fig.1

fig.2

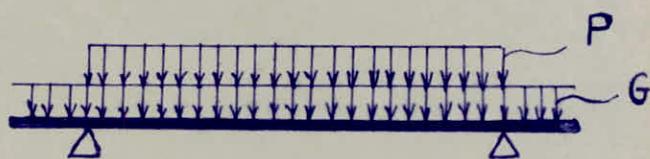
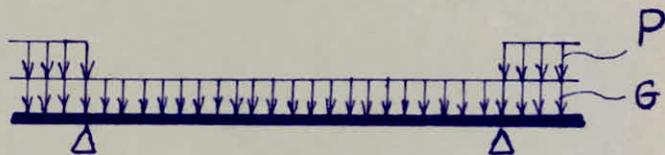


fig.3



$$M_{t1} = M_0(G + 1,2P) - M'_{t1} \quad \text{fig-2-}$$

$$M_{t2} = M_0(G) - M'_{t2} \quad \text{fig-3-}$$

avec :

M_0 : moment isostatique

M_0, M_e, M_w : sont pris en valeur absolue

d'où :

$$M_{t1} = M_0(G + 1,2P) + \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$$

$$M_{t2} = M_0(G) + \frac{M_w(G + 1,2P) + M_e(G + 1,2P)}{2}$$

- Moments aux appuis :

$$M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$$

- Efforts tranchants sous $G + 1,2P$:

$$T = T(G) + 1,2 T(P)$$

3.2. Poteaux :

- Efforts normaux :

$$N_G = N_{Gt} + N_{Gl} .$$

$$N_P = N_{Pt} + N_{Pl} .$$

avec :

N_{Gl} : l'effort normal sous G dans le poteau, provenant du portique longitudinal.

N_{Gt} : l'effort normal sous G dans le poteau, provenant du portique transversal.

N_{Pl} : l'effort normal sous P dans le poteau, provenant du portique longitudinal.

N_{Pt} : l'effort normal sous P dans le poteau, provenant du portique transversal.

- Moments fléchissants :

Pour un poteau peut agir deux moments fléchissants

2483

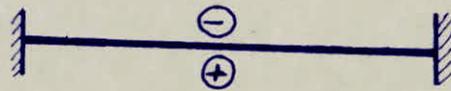
M_x et M_y obtenus en considérant le portique du sens longitudinal et celui du sens transversal:

$$M_G + 1,2 M_p \equiv \begin{matrix} M_{Gx} + 1,2 M_{px} \\ M_{Gy} + 1,2 M_{py} \end{matrix}$$

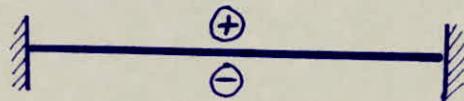
4. Convention de signe :

• Poutres :

- moments fléchissants :



- efforts tranchants :



• Poteaux :

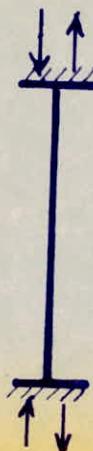
- moments fléchissants :



- efforts normaux :

compression \ominus

traction \oplus



• calcul des moments en travée du : Portique longitudinal central.

niveau	travée	q_G (t/ml)	q_P (t/ml)	l (m)	$M_0(G)$ (t.m)	$M_0(P)$ (t.m)	$M_0(G+1,2P)$ (t.m)	M'_{t1} (t.m)	M'_{t2} (t.m)	M_{t1} (t.m)	M_{t2} (t.m)
10	1-2	2,41	0,28	5,4	8,784	1,021	10,009	-5,364	-6,137	4,645	2,647
	2-3	2,35	0,27	4,8	6,768	0,778	7,702	-4,153	-4,756	3,549	2,012
9	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,372	-7,357	5,429	0,990
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,861	-4,560	4,121	-0,240
8	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,326	-7,320	5,475	1,027
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,803	-4,514	4,179	-0,194
7	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,330	-7,324	5,471	1,023
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,810	-4,510	4,172	-0,190
6	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,329	-7,323	5,472	1,024
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,809	-4,518	4,173	-0,198
5	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,320	-7,322	5,472	1,025
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,808	-4,517	4,174	-0,197

4	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,328	-7,321	5,473	1,026
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,807	-4,515	4,175	-0,195
3	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,327	-7,319	5,474	1,028
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,806	-4,513	4,176	-0,193
2	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,325	-7,317	5,476	1,030
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,807	-4,514	4,175	-0,194
1	1-2	2,29	0,71	5,4	8,347	2,045	10,801	-5,360	-7,362	5,441	0,985
	2-3	1,50	0,77	4,8	4,320	2,218	6,982	-2,810	-4,525	4,172	-0,205

- moments dans les poutres du Portique longitudinal central :

niveau	travée	$M_W(t.m)$	$M_{t_1}(t.m)$	$M_{t_2}(t.m)$	$M_e(t.m)$
10	1-2	-4,508	4,645	2,647	-7,766
	2-3	-6,398	3,549	2,012	-3,114
9	1-2	-6,515	5,429	0,990	-8,198
	2-3	-5,369	4,121	-0,240	-3,751
8	1-2	-6,370	5,475	1,027	-8,270
	2-3	-5,449	4,179	-0,194	-3,578
7	1-2	-6,399	5,471	1,023	-8,249
	2-3	-5,429	4,172	-0,199	-3,609
6	1-2	-6,412	5,472	1,024	-8,233
	2-3	-5,413	4,173	-0,198	-3,622
5	1-2	-6,433	5,472	1,025	-8,211
	2-3	-5,391	4,174	-0,197	-3,642
4	1-2	-6,459	5,473	1,026	-8,182
	2-3	-5,362	4,175	-0,195	-3,669
3	1-2	-6,490	5,474	1,028	-8,149
	2-3	-5,327	4,176	-0,193	-3,699
2	1-2	-6,524	5,476	1,030	-8,109
	2-3	-5,283	4,175	-0,194	-3,745
1	1-2	-6,705	5,441	0,985	-8,018
	2-3	-5,150	4,172	-0,205	-3,900

• Efforts tranchants dans les poutres du PORTIQUE
LONGITUDINAL CENTRAL :

niv.	travée	$T_{Wg}(t)$	$T_{Wp}(t)$	$T_{eg}(t)$	$T_{ep}(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$
10	1-2	4,9153	0,55096	-5,7767	-0,63704	5,576	-6,541
	2-3	5,1013	0,55041	-4,1146	-0,45759	5,762	-4,664
9	1-2	5,9927	1,8130	-6,3733	-2,0209	8,168	-8,798
	2-3	3,8196	1,9664	-3,3803	-1,7295	6,179	-5,456
8	1-2	5,9433	1,8263	-6,4227	-2,0076	8,135	-8,832
	2-3	3,8641	1,9498	-3,3358	-1,7461	6,204	-5,431
7	1-2	5,9497	1,2857	-6,4162	-2,0082	7,493	-8,826
	2-3	3,8560	1,9606	-3,3439	-1,7453	6,209	-5,438
6	1-2	5,9533	1,8276	-6,4126	-2,0064	8,146	-8,820
	2-3	3,8524	1,9484	-3,3475	-1,7475	6,190	-5,445
5	1-2	5,9585	1,8298	-6,4074	-2,0041	8,154	-8,812
	2-3	3,8465	1,9459	-3,3534	-1,7500	6,182	-5,453
4	1-2	5,9650	1,8328	-6,4009	-2,0011	8,164	-8,802
	2-3	3,8391	1,9426	-3,3608	-1,7533	6,170	-5,465
3	1-2	5,9725	1,8363	-6,3934	-1,9976	8,176	-8,791
	2-3	3,8301	1,9387	-3,3698	-1,7573	6,157	-5,479
2	1-2	5,9808	1,8408	-6,3851	-1,9931	8,190	-8,777
	2-3	3,8172	1,9339	-3,3827	-1,7620	6,138	-5,497
1	1-2	6,0138	1,8553	-6,3521	-1,9786	8,240	-8,726
	2-3	3,7756	1,9185	-3,4243	-1,7774	6,078	-5,557

• moments et efforts normaux dans les poteaux du : PORTIQUE LONGITUDINAL CENTRAL.

niv.	Pot.	$M_n(t-m)$	$M_s(t-m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$	niv	$M_n(t-m)$	$M_s(t-m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$	niv.	$M_n(t-m)$	$M_s(t-m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$
10	1	-4,508	3,508	-6,811	-7,861	6	-3,189	3,239	-43,600	-44,650	2	-3,224	3,171	-80,485	-81,535
	2	1,368	-1,387	-15,119	-17,639		1,481	-1,320	-85,224	-87,744		1,555	-1,134	-155,132	-157,652
	3	3,114	-2,147	-5,733	-6,783		1,835	-1,791	-31,724	-32,774		1,934	-1,772	-57,817	-58,867
9	1	-3,007	3,166	-16,032	-17,082	5	-3,194	3,256	-52,805	-53,855	1	-3,534	1,458	-89,775	-90,225
	2	1,443	-1,381	-32,589	-35,109		1,500	-1,301	-102,738	-105,258		1,735	-0,414	-172,458	-173,538
	3	1,604	-1,745	-12,264	-13,313		1,851	-1,798	-38,227	-39,277		2,128	-0,715	-64,424	-64,874
8	1	-3,204	3,215	-25,213	-26,263	4	-3,203	3,277	-62,018	-63,068					
	2	1,440	-1,356	-50,151	-52,671		1,519	-1,281	-120,232	-122,752					
	3	1,833	-1,791	-18,741	-19,791		1,871	-1,809	-44,741	-45,791					
7	1	-3,183	3,224	-34,404	-35,454	3	-3,212	3,301	-71,244	-72,294					
	2	1,464	-1,338	-67,692	-70,212		1,541	-1,271	-137,700	-140,220					
	3	1,818	-1,787	-25,230	-26,280		1,890	-1,811	-51,270	-52,320					

• Calcul des moments en travée du : PORTIQUE TRANSVERSAL.

niveau	travée	q_g (t/ml)	q_p (t/ml)	l (m)	$M_0(G)$ (t.m)	$M_0(P)$ (t.m)	$M_0(G+1,2P)$ (t.m)	M'_{t1} (t.m)	M'_{t2} (t.m)	M_{t1} (t.m)	M_{t2} (t.m)
10	1-2	2,866	0,342	4,1	6,022	0,719	6,885	-3,461	-3,960	3,424	2,062
	2-3	2,326	0,268	2,9	2,445	0,282	2,783	-1,903	-2,169	0,880	0,276
	3-4	2,453	0,286	3,1	2,947	0,344	3,360	-1,838	-2,092	1,522	0,855
	4-5	1,345	0,134	2,5	1,051	0,105	1,177	-0,461	-0,508	0,716	0,543
9	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,294	-1,573	1,008	0,308
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,619	-0,653	0,533	0,288
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,729	-0,888	0,587	0,187
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,158	-0,187	0,502	0,373
8	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,176	-1,441	1,126	0,440
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,683	-0,834	0,469	0,107
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,704	-0,859	0,612	0,216
	4-5	0,715	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,184	-0,217	0,476	0,343

7	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,192	-1,459	1,110	0,422
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,667	-0,815	0,485	0,126
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,709	-0,865	0,607	0,210
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,195	-0,229	0,465	0,331
6	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,191	-1,457	1,111	0,424
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,667	-0,815	0,485	0,126
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,707	-0,867	0,609	0,212
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,208	-0,245	0,452	0,315
5	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,191	-1,457	1,111	0,424
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,664	-0,812	0,488	0,129
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,706	-0,862	0,610	0,213
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,222	-0,261	0,438	0,299

4	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,189	-1,456	1,113	0,425
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,661	-0,808	0,491	0,133
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,705	-0,861	0,611	0,214
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,238	-0,280	0,422	0,280
3	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,188	-2,054	1,114	-0,173
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,657	-1,192	0,495	-0,251
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,704	-0,860	0,612	0,215
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,257	-0,303	0,403	0,257
2	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,186	-1,451	1,116	0,430
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,654	-0,801	0,498	0,140
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,702	-0,858	0,614	0,217
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,280	-0,275	0,380	0,285
1	1-2	0,895	0,167	4,1	1,881	0,351	2,302	-1,196	-1,479	1,106	0,402
	2-3	0,895	0,167	2,9	0,941	0,176	1,152	-0,641	-0,785	0,511	0,156
	3-4	0,895	0,167	3,1	1,075	0,201	1,316	-0,704	-0,861	0,612	0,214
	4-5	0,717	0,106	2,5	0,560	0,083	0,660	-0,322	-0,380	0,338	0,180

- moments dans les poutres du : PORTIQUE TRANSVERSAL.

niveau	travée	M_W (t.m)	M_{t_1} (t.m)	M_{t_2} (t.m)	M_e (t.m)
10	1-2	-2,521	3,424	2,062	-5,398
	2-3	-2,290	0,880	0,276	-2,048
	3-4	-3,284	1,522	0,855	-0,899
	4-5	0,655	0,716	0,543	-0,361
9	1-2	-1,149	1,008	0,308	-1,997
	2-3	-0,447	0,533	0,288	-1,074
	3-4	-1,991	0,587	0,187	0,215
	4-5	0,204	0,502	0,373	-0,578
8	1-2	-0,889	1,126	0,440	-1,999
	2-3	-0,658	0,469	0,107	-1,009
	3-4	-1,870	0,612	0,216	0,152
	4-5	0,072	0,476	0,343	-0,506
7	1-2	-0,947	1,110	0,420	-1,971
	2-3	-0,639	0,485	0,126	-0,992
	3-4	-1,804	0,607	0,210	0,073
	4-5	0,016	0,465	0,331	-0,474
6	1-2	-0,969	1,111	0,424	-1,946
	2-3	-0,659	0,485	0,126	-0,972
	3-4	-1,710	0,609	0,219	-0,016
	4-5	-0,044	0,452	0,315	-0,445

5	1-2	-1,005	1,111	0,424	-1,909
	2-3	-0,674	0,488	0,129	-0,950
	3-4	-1,608	0,610	0,213	-0,117
	4-5	-0,106	0,438	0,299	-0,415
4	1-2	-1,046	1,113	0,425	-1,865
	2-3	-0,692	0,491	0,133	-0,925
	3-4	-1,488	0,611	0,214	-0,233
	4-5	-0,179	0,422	0,280	-0,381
3	1-2	-1,095	1,114	-0,173	-1,814
	2-3	-0,713	0,495	-0,251	-0,288
	3-4	-1,347	0,612	0,215	-0,372
	4-5	-0,268	0,403	0,257	-0,338
2	1-2	-1,151	1,116	0,430	-1,751
	2-3	-0,745	0,498	0,140	-0,857
	3-4	-1,174	0,614	0,217	-0,542
	4-5	-0,270	0,380	0,285	-0,280
1	1-2	-1,259	1,106	0,402	-1,697
	2-3	-0,774	0,511	0,156	-0,795
	3-4	-0,992	0,612	0,214	-0,729
	4-5	-0,523	0,338	0,180	-0,237

• Efforts tranchants dans les poutres du PORTIQUE TRANS-VERSAL.

niv.	travée	$T_{WG}(t)$	$T_{Wp}(t)$	$T_{eG}(t)$	$T_{ep}(t)$	$T_w(t)$	$T_e(t)$
10	1-2	4,2644	0,49411	-5,3090	-0,61179	4,854	-6,043
	2-3	3,0446	0,34316	-2,9931	-0,33834	3,456	-3,399
	3-4	4,0190	0,47385	-2,7947	-0,30425	4,588	-3,160
	4-5	1,6450	0,14272	-1,4674	-0,15728	1,816	-1,656
9	1-2	1,6629	0,31301	-2,0066	-0,37169	2,039	-2,453
	2-3	1,1048	0,22252	-1,4906	-0,26178	1,372	-1,805
	3-4	1,9930	0,34690	-0,78144	-0,17080	2,409	-0,986
	4-5	0,63135	0,092578	-1,1611	-0,17246	0,742	-1,368
8	1-2	1,6043	0,30740	-2,0652	-0,37730	1,973	-2,518
	2-3	1,1899	0,23115	-1,4055	-0,25315	1,467	-1,709
	3-4	1,9409	0,34097	-0,83352	-0,17673	2,350	-1,046
	4-5	0,70428	0,099658	-1,0882	-0,16534	0,824	-1,287
7	1-2	1,6227	0,30950	-2,0467	-0,37520	1,994	-2,497
	2-3	1,1894	0,23101	-1,4060	-0,25329	1,467	-1,710
	3-4	1,8999	0,33620	-0,87453	-0,18150	2,303	-1,092
	4-5	0,73548	0,10327	-1,0570	-0,16173	0,859	-1,251
6	1-2	1,6339	0,31100	-2,0355	-0,3737	2,007	-2,484
	2-3	1,2018	0,23221	-1,3936	-0,25209	1,480	-1,696
	3-4	1,84483	0,32972	-0,92612	-0,18798	2,240	-1,152
	4-5	0,76589	0,10738	-1,0266	-0,15762	0,895	-1,216

5	1-2	1,6493	0,31303	-2,0201	-0,37167	2,025	-2,466
	2-3	1,2131	0,23331	-1,3823	-0,25099	1,493	-1,683
	3-4	1,7923	0,32213	-0,9822	-0,19557	2,179	-1,217
	4-5	0,7970	0,11215	-0,9954	-0,15285	0,932	-1,179
4	1-2	1,6672	0,31545	-2,0022	-0,36925	2,046	-2,445
	2-3	1,2264	0,23463	-1,3691	-0,24967	1,506	-1,669
	3-4	1,7272	0,31286	-1,0472	-0,20484	2,103	-1,293
	4-5	0,83268	0,11812	-0,9598	-0,14688	0,974	-1,136
3	1-2	1,6881	0,31828	-1,9813	-0,36642	2,070	-2,421
	2-3	1,2420	0,23625	-1,3534	-0,24805	1,526	-1,651
	3-4	1,6506	0,30152	-1,1238	-0,21618	2,012	-1,383
	4-5	0,87619	0,12582	-0,9163	-0,13918	1,027	-1,083
2	1-2	1,7130	0,32174	-1,9564	-0,36296	2,099	-2,392
	2-3	1,2632	0,23865	-1,3323	-0,24565	1,550	-1,627
	3-4	1,5569	0,28724	-1,2175	-0,23046	1,902	-1,494
	4-5	0,9328	0,13609	-0,8597	-0,12891	1,096	-1,014
1	1-2	1,7506	0,32748	-1,9189	-0,35722	2,144	-2,348
	2-3	1,2908	0,24199	-1,3046	-0,24231	1,581	-1,595
	3-4	1,4569	0,27155	-1,3175	-0,24611	1,783	-1,613
	4-5	0,99304	0,14724	-0,7995	-0,11776	1,170	-0,941

• moments et efforts normaux dans les poteaux du : PORTIQUE TRANSVERSAL.

niv.	Pot.	$M_n(t.m)$	$M_s(t.m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$	niv.	$M_n(t.m)$	$M_s(t.m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$	niv.	$M_n(t.m)$	$M_s(t.m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$
10	1	-2,521	1,060	-6,015	-7,065	8	-0,517	0,485	-12,126	-13,176	6	-0,489	0,499	-18,228	-19,278
	2	3,108	-1,390	-11,341	-13,860		0,796	-0,687	-24,190	-26,710		0,650	-0,618	-37,158	-39,678
	3	-1,236	0,659	-8,859	-11,378		-0,464	0,441	-22,172	-24,692		-0,348	0,354	-35,166	-37,686
	4	0,244	-0,061	-5,565	-6,615		-0,030	0,035	-11,263	-12,313		-0,005	0,004	-17,361	-18,411
	5	0,361	-0,312	-1,764	-2,394		0,247	-0,241	-5,679	-6,309		0,219	-0,212	-9,406	-10,306
9	1	-0,088	0,365	-9,103	-10,153	7	-0,462	0,480	-15,170	-16,220	5	-0,505	0,519	-21,302	-22,352
	2	0,161	-0,544	-17,685	-20,205		0,059	-0,637	-30,674	-33,194		0,618	-0,588	-43,638	-46,158
	3	-0,257	0,397	-15,593	-18,113		0,371	0,390	-28,705	-31,245		-0,304	0,309	-41,548	-44,068
	4	-0,072	0,050	-8,334	-9,394		-0,022	0,023	-14,264	-15,314		0,015	-0,017	-20,559	-21,609
	5	0,266	-0,250	-3,763	-4,393		0,233	-0,227	-7,559	-8,189		0,203	-0,196	-11,214	-11,844

4	1	-0,528	0,541	-24,398	-25,448	2	-0,581	0,563	-30,667	-31,717
	2	0,585	-0,552	-50,067	-52,587		0,479	-0,415	-63,039	-65,559
	3	-0,254	0,254	-47,840	-50,360		-0,118	0,068	-60,072	-63,184
	4	0,038	-0,041	-23,877	-24,927		0,094	-0,103	-30,978	-32,028
	5	0,185	-0,176	-12,981	-13,611		0,128	-0,111	-16,338	-16,968
3	1	-0,554	0,569	-27,518	-28,568	1	-0,691	0,261	-33,861	-34,311
	2	0,549	-0,527	-56,578	-59,098		0,483	-0,298	-69,488	-70,568
	3	-0,198	0,199	-54,023	-56,543		-0,130	0,032	-65,969	-67,049
	4	0,063	-0,067	-27,337	-28,387		0,102	-0,044	-34,810	-35,260
	5	0,161	-0,151	-14,694	-15,324		0,126	-0,060	-17,909	-18,179

- moments et efforts normaux dans les poteaux
du : PORTIQUE LONGITUDINAL DE RIVE .

niveau	Poteau	$M_n(t.m)$	$M_s(t.m)$	$N_T(t)$	$N_b(t)$
10	1	-2,543	1,502	-6,216	-6,846
	2	2,543	-1,295	-6,216	-6,846
9	1	-0,278	0,474	-8,655	-9,285
	2	0,278	-0,474	-8,655	-9,285
8	1	-0,627	0,598	-11,094	-11,724
	2	0,627	-0,598	-11,094	-11,724
7	1	-0,575	0,579	-13,533	-14,163
	2	0,575	-0,579	-13,533	-14,163
6	1	-0,582	0,582	-15,972	-16,602
	2	0,582	-0,582	-15,972	-16,602
5	1	-0,581	0,582	-18,411	-19,041
	2	0,581	-0,582	-18,411	-19,041
4	1	-0,581	0,580	-20,850	-21,480
	2	0,581	-0,580	-20,850	-21,480
3	1	-0,584	0,590	-23,289	-23,919
	2	0,584	-0,590	-23,289	-23,919
2	1	-0,562	0,523	-25,728	-26,358
	2	0,562	-0,523	-25,728	-26,358
1	1	-0,721	0,348	-28,167	-28,437
	2	0,721	-0,348	-28,167	-28,437

- moment et effort normal dans le POTEAU P7 : ²⁶⁴
 $M_x = 0; N_t = 0.$

niveau	section	$M = M_y$ (t.m)	$N = N_z$ (t)
10	T	-4,508	-6,811
	b	3,508	-7,861
9	T	-3,007	-16,032
	b	3,166	-17,082
8	T	-3,204	-25,213
	b	3,215	-26,263
7	T	-3,183	-34,404
	b	3,224	-35,454
6	T	-3,189	-43,600
	b	3,239	-44,650
5	T	-3,194	-52,805
	b	3,256	-53,850
4	T	-3,203	-62,018
	b	3,277	-63,068
3	T	-3,212	-71,244
	b	3,301	-72,294
2	T	-3,224	-80,485
	b	3,171	-81,535
1	T	-3,534	-89,775
	b	1,458	-90,225

• moments et effort normal dans le poteau P8 \equiv P6 :

niv.	Section	M_y (t.m)	M_x (t.m)	N_e (t)	N_t (t)	N (t)
10	T	1,368	3,108	-15,119	-11,341	-26,460
	b	-1,387	-1,390	-17,639	-13,860	-31,499
9	T	1,443	0,161	-32,589	-17,685	-50,274
	b	-1,381	-0,544	-35,109	-20,205	-55,314
8	T	1,440	0,796	-50,151	-24,190	-73,341
	b	-1,356	-0,687	-52,671	-26,710	-79,381
7	T	1,464	0,059	-67,692	-30,674	-98,366
	b	-1,338	-0,637	-70,212	-33,194	-103,406
6	T	1,481	0,650	-85,224	-37,158	-122,382
	b	-1,320	-0,618	-87,744	-39,678	-127,422
5	T	1,500	0,618	-102,738	-48,638	-151,376
	b	-1,301	-0,588	-105,258	-46,158	-151,416
4	T	1,519	0,585	-120,232	-50,067	-170,299
	b	-1,281	-0,552	-122,752	-52,587	-175,339
3	T	1,541	0,549	-137,700	-56,578	-194,278
	b	-1,271	-0,527	-140,220	-59,098	-199,318
2	T	1,555	0,479	-155,132	-63,039	-218,171
	b	-1,134	-0,415	-157,652	-65,559	-223,211
1	T	1,735	0,483	-172,458	-69,488	-241,946
	b	-0,414	-0,298	-173,538	-70,568	-244,106

- moment et effort normal dans le POTEAU Pg :
 $M_x = 0$; $N_t = 0$.

niveau	Section	$M = M_y$ (t.m)	$N = N_t$ (t)
10	T	3,114	-5,733
	b	-2,147	-6,783
9	T	1,604	-12,264
	b	-1,745	-13,313
8	T	1,833	-18,741
	b	-1,791	-19,791
7	T	1,818	-25,230
	b	-1,787	-26,280
6	T	1,835	-31,724
	b	-1,791	-32,774
5	T	1,851	-38,227
	b	-1,798	-39,277
4	T	1,871	-44,741
	b	-1,809	-45,791
3	T	1,890	-51,270
	b	-1,811	-52,320
2	T	1,934	-57,817
	b	-1,772	-58,867
1	T	2,128	-64,424
	b	-0,715	-64,874

- moment et effort normal dans le POTEAU P10:

$$M_y = 0 ; N_e = 0.$$

niveau	section	$M = M_x(t.m)$	$N = N_t(t)$
10	T	-2,521	-6,015
	b	1,060	-7,015
9	T	-0,088	-9,103
	b	0,365	-10,153
8	T	-0,517	-12,126
	b	0,485	-13,176
7	T	-0,462	-15,170
	b	0,480	-16,220
6	T	-0,489	-18,228
	b	0,499	-19,278
5	T	-0,505	-21,302
	b	0,519	-22,352
4	T	-0,528	-24,398
	b	0,541	-25,448
3	T	-0,544	-27,518
	b	0,569	-28,568
2	T	-0,581	-30,667
	b	0,563	-31,717
1	T	-0,691	-33,861
	b	0,261	-34,311

- moment et effort normal dans le POTEAU P5: ²⁶⁸³

$$M_y = 0; \quad N_e = 0.$$

niveau	Section	$M = M_x (t.m)$	$N = N_t (t)$
10	T	0,244	-5,565
	b	-0,061	-6,615
9	T	-0,072	-8,334
	b	0,050	-9,394
8	T	-0,030	-11,263
	b	0,035	-12,313
7	T	-0,022	-14,264
	b	0,023	-15,314
6	T	-0,005	-17,361
	b	0,004	-18,411
5	T	0,015	-20,559
	b	-0,017	-21,609
4	T	0,038	-23,877
	b	-0,041	-24,927
3	T	0,063	-27,337
	b	-0,067	-28,387
2	T	0,094	-30,978
	b	-0,103	-32,028
1	T	0,102	-34,810
	b	-0,049	-35,260

269

• moments et effort normal dans le POTEAU P2 \cong P1

niv.	Section	$M_x(t.m)$	$M_y(t.m)$	$N_l(t)$	$N_t(t)$	$N(t)$
10	T	0,361	2,543	-6,216	-1,764	-7,980
	b	-0,312	-1,295	-6,846	-2,394	-9,240
9	T	0,266	0,278	-8,655	-3,763	-12,418
	b	-0,259	-0,474	-9,285	-4,393	-13,678
8	T	0,247	0,627	-11,094	-5,679	-16,773
	b	-0,241	-0,598	-11,724	-6,309	-18,033
7	T	0,233	0,575	-13,533	-7,559	-21,092
	b	-0,227	-0,579	-14,163	-8,189	-22,352
6	T	0,219	0,582	-15,972	-9,406	-25,378
	b	-0,212	-0,582	-16,602	-10,036	-26,638
5	T	0,203	0,581	-18,411	-11,214	-29,625
	b	-0,196	-0,582	-19,041	-11,844	-30,885
4	T	0,185	0,581	-20,850	-12,981	-33,831
	b	-0,176	-0,580	-21,480	-13,611	-35,091
3	T	0,610	0,584	-23,289	-14,694	-37,983
	b	-0,151	-0,590	-23,919	-15,324	-39,243
2	T	0,128	0,562	-25,728	-16,338	-42,066
	b	-0,111	-0,523	-26,358	-16,968	-43,326
1	T	0,126	0,721	-28,167	-17,909	-46,076
	b	-0,060	-0,348	-28,437	-18,179	-46,616

FERRAILLAGE DES VOILES

1. Introduction:

Les voiles sont soumis à un moment M et un effort normal N , donc le ferrailage se fera en flexion composée.

Etant donné que les efforts en bas sont plus grand que ceux du haut, pour cela on divisera notre bâtiment en trois niveaux.

Niveau I : R.D.C , 1^{er} étage et 2^e étage.

Niveau II : 3^e , 4^e et 5^e étage.

Niveau III : 6^e , 7^e et 8^e étage

D'après les combinaisons données par le R.P.A 81:

$0.8G \pm E$ et $G+Q+E$ et l'étude faite pour la répartition des moments dûs au séisme dans les trumeaux, on aboutit à deux couples: $(N_{max}, M_{corr.})$ et $(N_{min}, M_{corr.})$.

N_{min}, N_{max} : efforts normaux donnés par les combinaisons du R.P.A 81.

M : moment dans le trumeau dû au séisme.

soient : $(N_{min}, M_{corr.}) = 1^{ère}$ combinaison.

$(N_{max}, M_{corr.}) = 2^{ème}$ combinaison.

La 1^{ère} combinaison est en générale plus défavorable que la 2^{ème} donc on ferrailera avec la 1^{ère} et on vérifie avec la 2^{ème}.

2. Dispositions générales pour le ferrailage:

— Armatures transversales : art. 4.3.31 R.P.A 81

Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées à l'aide de la formule:

$$\omega_t = \frac{\bar{\epsilon} - 8}{\sigma_{en}} * 100 \quad \text{avec} \quad \bar{\epsilon} = \frac{1,4 T}{b \cdot \bar{z}} ; \quad \bar{z} = \frac{7}{8} h.$$

— Parties courantes : art. 4.3.3.2 R.P.A 81.

Elles doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-après:

si $\bar{\epsilon}_b \leq 0,028 \sigma'_{28} \dots \dots \omega_t = 0,15\%$, dans chaque direction.

si $0,025 \sigma'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \dots \dots \omega_t = 0,25\%$, dans chaque direction.

— Art. 4.3.3.3 R.P.A 81 :

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%.

— Art. 4.3.3.4 R.P.A 81 :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$t \leq (30 \text{ cm}, 1,5 b)$$

— Complément du C.T.C :

Mise en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimension: $b * 1,5 b$ ($b = \text{épaisseur du refend}$).

- Art. 4.3.3.5 R.P.A 81 :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Art. 4.3.3.7 R.P.A 81 :

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur le $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile.

- Art. 4.3.3.8 R.P.A 81 :

Les barres verticales des zones extérieures, devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.

- Art. 4.3.3.11 R.P.A 81 :

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

$$\begin{aligned} l_r &= 50 \phi && \text{pour la zone tendue.} \\ l_r &= 20 \phi && \text{pour la zone comprimée.} \end{aligned}$$

- Art. 4.3.3.9 R.P.A 81 :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

- Art. 4.3.3.12 R.P.A 81 :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être

calculée avec la formule :
$$A_{vj} = \frac{1.1 \bar{T}}{\sigma_{en.}}$$

- Art. 4.2.3.1.1 RPA 81 :

Le potelet est ferrailé comme un poteau, avec :

$A_{min} = 1\% \cdot b \cdot 1,5b$ en zone II, sans toutefois dépasser 4%.

3. Vérification du cisaillement dans les trumeaux :

Pour la vérification du cisaillement nous utiliserons l'art. 4.3.3.1 du R.P.A 81 : $\bar{\epsilon} = 1,4 \frac{T}{t \cdot \bar{z}}$; $\bar{z} = \frac{7}{8} h$

avec : $\bar{\epsilon}_b = 0,12 \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$

T : effort tranchant de calcul.

La section d'acier résistant à l'effort tranchant est :

$$\bar{\omega}_t = \frac{\bar{\epsilon}_b - 8}{\sigma_{en}} \quad \text{avec} \quad \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}.$$

Le pourcentage minimum d'acier est donné par :

$$\text{si} \quad \bar{\epsilon}_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \longrightarrow \omega_t = 0,15\%$$

$$\text{si} \quad 0,025 \sigma'_{28} \leq \bar{\epsilon}_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \longrightarrow \omega_t = 0,25\%.$$

Voile	Trumeau	$T_i = \frac{I_i}{\sum I_i} T(t)$	$E_{bi} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\tilde{\omega}_t \text{ (\%)}$	$\tilde{\omega}_t \text{ (\%)} \text{ min}$
$V_{L3} \equiv V_{L3 \text{ sym}}$	Tr 1 : 220 x 20	26,34	9,57	0,04	0,25
	Tr 2 : 150 x 20	8,33	4,43		0,15
V_{L4}	Tr 1 : 110 x 20	3,63	2,64		0,15
	Tr 2 : 110 x 20	3,63	2,64		0,15
$V_{L1} \equiv V_{L1 \text{ sym}}$	Tr 1 : 390 x 20	46,14	9,46	0,03	0,25
	Tr 2 : 300 x 20	20,99	5,59		0,15
$V_{L2} \equiv V_{L2 \text{ sym}}$	plein : 320 x 20	$T_i = T = 10,67$	2,66		0,15
V_{L5}	plein : 278 x 20	$T_i = T = 7,12$	2,04		0,15
$V_{t2 \text{ sym}}$ (plus defa- vorable que V_{t2})	Tr 1 : 670 x 20	72,77	8,68	0,02	0,25
	Tr 2 : 280 x 20	5,31	1,52		0,15
$V_{t1 \text{ sym}}$ (plus defa- vorable que V_{t1})	Tr 1 : 110 x 20	4,27	3,11		0,15
	Tr 2 : 182 x 20	19,43	8,54	0,01	0,25
	Tr 3 : 212 x 20	30,89	11,64	0,09	0,25
	Tr 4 : 166 x 20	14,77	7,12		0,25

I_i : inertie du trumeau n° i.

T_i : effort tranchant repris par le trumeau n° i.

E_{bi} : contrainte de cisaillement du trumeau n° i.

4. Ferrailage des refends :

le ferrailage est effectué par la méthode de M^r: P. CHARON pour les sections rectangulaires en flexion composée.

a - Section rectangulaire entièrement comprimée : S.E.C

soient : $e_0 = \frac{M}{N}$; $e_1 = \frac{ht}{6}$

si : - $e_0 < e_1$
- N est un effort de compression

alors la section est entièrement comprimée.

b - Section rectangulaire entièrement tendue : S.E.T

si : - La résultante des forces extérieures passe entre les armatures.
- N est un effort de traction.

alors la section est entièrement tendue

c - Section partiellement comprimée : S.P.C

si : - $e_0 > e_1$.
- N est un effort de compression.

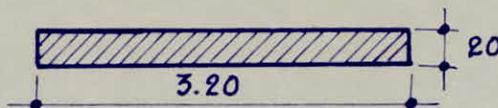
alors la section est partiellement comprimée.

d - Exemple de calcul :

Soit le voile VL2, d'après l'étude faite dans le Chapitre I, la contrainte dans les voiles est : $\bar{\sigma}_{b_0} = 77 \text{ kg/cm}^2$

• NIVEAU I :

on considérant les



potelets aux extrémités des voiles, de dimension : $b * 1,5b$

= $20 * 30$. Notre section de voile se comporte comme une

section rectangulaire et les aciers calculés seront concen-

trés dans les potelets de façon symétrique et ceci en

vertu de la réciprocité de l'effet du séisme.

- d = centre de gravité des aciers situés dans les potelets à la fibre extrême.

$$d = \frac{1,5 * b}{2} = \frac{1,5 * 20}{2} = 15 \text{ cm.}$$

$$- h = h_t - d = 320 - 15 = 305 \text{ cm.} ; e_1 = \frac{h_t}{6} = 53 \text{ cm.}$$

- 1^{ère} combinaison :
 $M_{corr} = 190,363 \text{ t.m}$
 $N_{min} = 81,08 \text{ t.}$

2^{ème} combinaison :
 $M_{corr} = 190,363 \text{ t.m}$
 $N_{max} = 85,65 \text{ t.}$

- 1^{ère} combinaison : - $e_0 = \frac{M}{N} = 311 \text{ cm} > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$
 - $N = \text{compression}$

- 2^{ème} combinaison : - $e_0 = \frac{M}{N} = 222 \text{ cm} > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$
 - $N = \text{compression}$

- la 1^{ère} combinaison est la plus défavorable que la 2^{ème}, car elle donne une section d'acier A plus grande :

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

A_1 : section obtenue en flexion simple indépendante de N .

(quand $N = \text{traction}$, $N < 0$ on a une augmentation de A .)

On voit bien que N_{min} donne A plus grande.

- Conclusion :

Pour deux combinaisons en section partiellement comprimée :

- entre N_{max} et N_{min} , la plus défavorable est obtenue avec N_{min}
- entre $N_{comp.}$, $N_{tract.}$, la plus défavorable est obtenue avec $N_{tract.}$

- Contraintes admissibles :

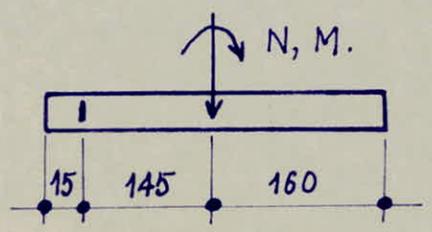
$$\text{Flexion avec traction : } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{Flexion avec compression :}$$

si $e_0 < \frac{h_t}{2}$ on a $\bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}$.

$$\text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \text{ on a } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0}$$

- $\bar{\sigma}_a(sp2) = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b(sp1) = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 154 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b(sp2) = 1,5 \bar{\sigma}'_b(sp1) = 231 \text{ kg/cm}^2$.



$M_a^t = 190,363 \cdot 10^5 + 61,08 \cdot 10^3 \cdot 145 = 27892900 \text{ kg.cm}$
 $M^s = 190,363 \cdot 10^5 - 61,08 \cdot 10^3 \cdot 160 = 9263500 \text{ kg.cm}$.

$\mu_2 = \frac{15 M^s}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0178$

\Rightarrow abaque 1: $\bar{\omega} = 0,16$
 $K = 34,5$

$\rho = \frac{M^s}{M_a^t} = 0,33$

$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,16 \cdot 20 \cdot 305}{100} = 9,76 \text{ cm}^2 > A_{min}$.

(en zone II: $A_{min} = 1\% \cdot b \cdot 1,5b = 6 \text{ cm}^2$).

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{34,5} = 121,74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b(sp1) \Rightarrow A' = 0$.

- on prendra: $A = 8T14 = 12,32 \text{ cm}^2$

3HA14 par grande face du potelet.

3HA14 par petite face du potelet.

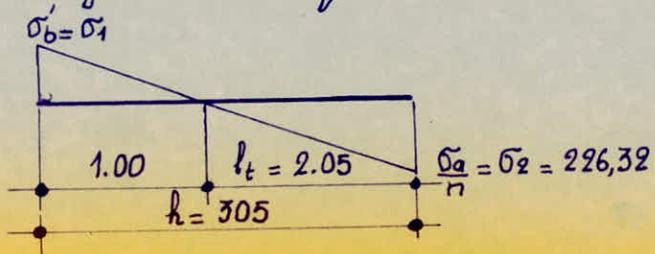
- Vérification des contraintes:

$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 12,32}{20 \cdot 305} = 0,20$
 $\rho = 0,33$ } abaque 1 $\mu_2 = 0,022$
 $K = 30,8$.

$\sigma_a = \frac{15 M^s}{\mu_2 \cdot b \cdot h^2} = 3394,79 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$.

$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{3394,79}{30,8} = 110,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$.

- longueur de la zone tendue:



$l_t = \frac{h}{1 + \frac{\sigma_1}{\sigma_2}}$

l_t : longueur de la zone tendue.

- Pourcentage minimum résistant à l'effort tranchant dans la zone courante par bande de 1m linéaire :

pour le voile V_{22} : $\tilde{\omega}_{t_{\min}} = 0,15\%$ donc :

$$A \geq \frac{0,15 * 20 * 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit $10T10/\text{ml} = 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

- Vérifions maintenant si $\tilde{\omega} \geq 0,5\%$. Dans la zone tendue :

Potelet : $8HA14 = 12,32 \text{ cm}^2 = A_1$

Zone courante : $7,85 (2,05 - 0,15) = 14,91 \text{ cm}^2 = A_2$
 A_2 : armatures verticales.

$$A = A_1 + A_2 = 12,32 + 14,91 = 27,23 \text{ cm}^2.$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{l_t \cdot b} = \frac{27,23}{205 * 20} = 0,66\% > 0,5\% \text{ Vérifié.}$$

- Armatures horizontales et verticales en zone courante :

$$A_v = A_h = A_{\min} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_v = A_h = 10HA10/\text{ml}$$

$= 7,85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ d'où : $5HA10/\text{ml}$ / face si on considère deux nappes.

Pour A_h : muni de crochets à 135° , ayant une longueur de $10\phi = 10 \text{ cm}$.

Pour A_v : - longueur de recouvrement
 $l_r = 50\phi = 50 \text{ cm}$ en zone tendue.
 $l_r = 20\phi = 20 \text{ cm}$ en zone comprimée.

- muni de crochet seulement au dernier niveau de la partie supérieure.

- Reprise de coulage :

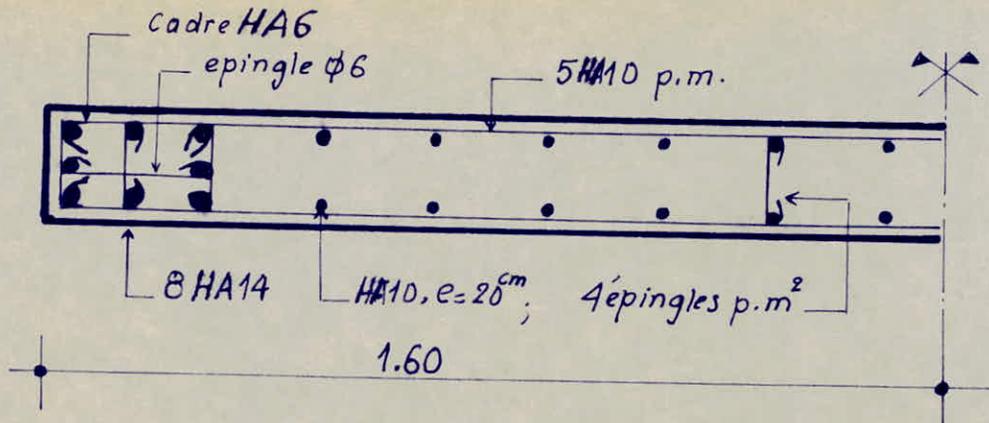
$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 * 10,675 * 10^3}{4200} = 2,79 \text{ cm}^2$$

soit $2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$.

- Armatures transversales :

4 épingles $\phi 6$ par m^2 .

1 cadre HA6 pour les potelets (avec $t \leq b$).



• NIVEAU II :

1^{ère} combinaison :
 $N_{min} = 41,42 \text{ t}$
 $M_{corr} = 103,314 \text{ t.m}$

$e_0 = 249 > e_1$
 N compression

↓
 S.P.C

2^{ème} combinaison :
 $N_{max} = 58,74 \text{ t}$
 $M_{corr} = 103,314 \text{ t.m}$

$e_0 = 175,88 > e_1$
 N compression

↓
 S.P.C

la 1^{ère} combinaison plus défavorable que la 2^{ème} pour les mêmes raisons que précédemment.

$$M_a^t = 16337300 \text{ kg.cm} \quad , \quad M_a^s = 3704200 \text{ kg.cm.}$$

$$\mu_2 = \frac{15M_s}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0071$$

⇒ abaque 1 $\bar{\omega} = 0,06$

$$\rho = \frac{M_s}{M_a^t} = 0,23$$

$$k = 60$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} = \frac{0,06 \cdot 20 \cdot 305}{100} = 3,66 \text{ cm}^2$$

on prend $A = A_{min} = 6 \text{ cm}^2$

soit 6HA14 = 9,24 cm² avec 3HA14 pour chaque face.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{60} = 70 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$

- Vérification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 9,24}{20 \cdot 305} = 0,15$$

$$\rho = 0,23$$

$$\left. \begin{array}{l} \mu_2 = 0,012 \\ k = 51,5 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{15M_s}{M_2 \cdot b \cdot h^2} = 2488,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 48,32 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

- longueur de la zone tendue :

$$\tilde{\sigma}_2 = \frac{\sigma_a}{n} \text{ , } \sigma_1 = \sigma'_b \longrightarrow l_t = 236 \text{ cm.}$$

- Pourcentage minimum résistant à l'effort tranchant dans la zone courante par bande de 1m linéaire :

$$\text{pour le voile VL2 : } \tilde{\omega}_{t \min} = 0,15\%$$

$$A \geq 3 \text{ cm}^2/\text{ml soit } 10\text{HA}10/\text{ml ou encore } 5\text{HA}10/\text{ml}/\text{face.}$$

- Vérifications maintenant si : $\tilde{\omega} \geq 0,5\%$.

Dans la zone tendue :

$$\text{potelet : } A_1 = 9,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{zone courante : } A_2 = 7,85 (2,36 - 0,15) = 17,34 \text{ cm}^2.$$

$$A = A_1 + A_2 = 9,24 + 17,34 = 26,58 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{l_t \cdot b} = \frac{26,58}{236 * 20} = 0,56\% > 0,5\%$$

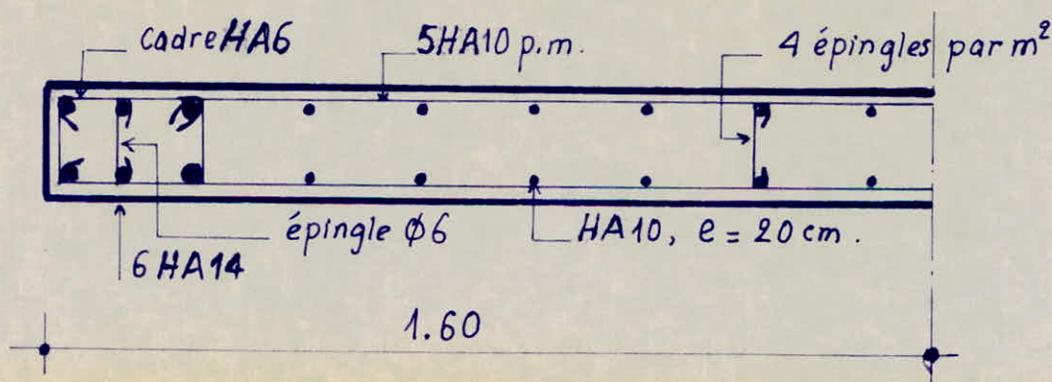
- Remarque :

Pour le niveau III, on adopte le même ferrailage que le niveau II, vu que $\tilde{\omega} = 0,56$ est voisin de 0,5.

- Armatures horizontales et verticales en zone courante : idem. que le niveau I.

$$\text{- Reprise de coulage : } A_{vj} = \frac{1,1 * 9,973 \cdot 10^3}{4200} = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2.$$



Pour les autres voiles nous donnerons les calculs sous forme de tableau.

Voile		VL2			VL5		
Niveau		I	II	III	I	II	III
1 ^{ere} Combinaison	M (t.m)	190,363	103,314	Pour le niveau III, on prend le même ferrailage que le niveau II, puis que au niveau II: $w = 0,56$ est voisine de $w = 0,5$, donc il est inutile de réduire le ferrailage.	126,897	68,869	que le niveau $w = 0,5$, ferrailage.
	N min (t)	61,08	41,42		26,21	17,71	
	e ₀ (cm)	311	249		484	388	
	e ₁ /ht	53/320	53/320		46/278	46/278	
	Nat. de Soll.	S.P.C	S.P.C		S.P.C	S.P.C	
	$\bar{\sigma}'_b$ (sp1) (kg/cm ²)	154	154		154	154	
Ferrailage	A (cm ²)	Acal	9,76	3,66	9,47	5,26	III, on prend le même ferrailage que le niveau II, puis que au niveau II: $w = 0,6$ est voisine de $w = 0,5$, donc il est inutile de réduire le ferrailage.
	Potelet	A choisie	8HA14	6HA14	8HA14	6HA14	
	σ_a (kg/cm ²)		3394,79	2488,11	3065,35	1999,27	
	σ'_b (kg/cm ²)		110,22	48,32	69,67	49	
	$\sigma_1 = \sigma'_b$ (kg/cm ²)		110,22	48,32	204,35	49	
	$\sigma_2 = \sigma_a/n$		226,32	165,91	69,67	133,28	
	A _h	Acal	3	3	3	3	
	cm ² /ml	Ach.	10T10=7,85	10T10=7,85	10T10=7,85	10T10=7,85	
	A _v	Acal	3	3	3	3	
	cm ² /ml	Ach.	10T10=7,85	10T10=7,85	10T10=7,85	10T10=7,85	
	Z. tendue l _t (cm)		205	236	67	192	
	\bar{w} %		0,66	0,56	1,2	0,6	
	σ_{a1}	σ_{a2}	—	—	—	—	
A _{vj}	Acal	2,79	2,61	1,86	1,74		
	Ach.	2T14=3,08	2T14=3,08	2T14=3,08	2T14=3,08		
Verif. avec la 2 ^{eme} Combinaison	M (t.m)	190,363	103,314	126,897	68,869	Pour le niveau II, puis que à ce niveau: $w = 0,6$ est voisine de $w = 0,5$, donc il est inutile de réduire le ferrailage.	
	N max (t)	85,65	58,74	33,15	22,44		
	e ₀	222	176	382	306		
	e ₁	53	53	46	46		
	Nat. sollicit.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C		
	$\bar{\sigma}'_b$ (sp1)	154	154	—	—		
	$\bar{\sigma}'_{b1}$	—	—	—	—		

- Unités :
- Dans tout ce qui suit :

M : t.m.
 N : t.
 e, h_t, l_t (ou z) : cm.
 A, A_{vj} : cm².
 A_h, A_v : cm²/ml.
 σ' : kg/cm².
 σ : kg/cm².

- Tous les aciers sont à haute adhérence H.A.

VOILE VL3		Ferrailage												Verif. avec la 2 ^{eme} combinaison.																	
Niveau	M	Nmin	e ₀	e ₁ /ht	Nat. soil.	σ _b (SP1)	A		σ _a	σ _b	σ _c = σ _{0/n}	A _h	A _h Acal.	cm ² /m A _{ch.}	β - tendue & c	ω %	σ _{an}	σ _{as}	Acol	Avg (cm ²)	A _{ch.}	M	N _{max}	e ₀	e ₁	Nat. soil.	σ _b (SP1)	σ _b '	e ₀ '	e ₁ '	
							calculée	choisie																							
I	57,752	-142,87	40	36/220	S.E.T	154	24,17	820	25,13	—	—	5	10710	10710	β = 190	1,6	1711,09	4199,95	6,90	3720	3720	29,141	226,87	25	36	S.E.C	94,5	92,4	18,14	69,89	11,89
II	29,141	-72,03	40	36/220	S.E.T	154	12,18	874	12,32	—	—	5	10710	10710	β = 190	0,9	1692,43	4154,15	6,44	6714	6714	7,302	46,95	22	36	S.E.C	92,4	87,5	11,89	42,31	6,10
III	7,302	-16,83	40	36/220	S.E.T	154	2,8	474	6,16	—	—	5	10710	10710	β = 190	0,6	790,88	1941,26	4,62	4714	4714	18,872	215,02	15	36	S.E.C	87,5	85,21	6,10	14,38	6,10
I	18,872	-151,67	12	25/150	S.E.T	154	21,66	6720+2716	22,87	—	—	3	10710	10710	β = 120	2,2	2652,73	3979,09	2,18	2714	2714	9,219	121,17	8	25	S.E.C	85,21	85,21	40,85	75,82	40,85
II	9,219	-77,99	12	25/150	S.E.T	154	11,14	874	12,32	—	—	3	10710	10710	β = 120	1,3	2532,14	3798,21	2,04	2714	2714	9,219	121,17	8	25	S.E.C	85,21	85,21	40,85	75,82	40,85
III	2,310	-19,97	12	25/150	S.E.T	154	2,85	474	6,16	—	—	3	10710	10710	β = 120	0,8	1331,33	1997	1,46	2714	2714	2,310	42,68	5	25	S.E.C	82,13	82,13	40,85	75,82	40,85

Voile VL1		Trumeau 1			Trumeau 2			
1ère combinaison	Niveau	I	II	III	I	II	III	
	M	111,306	-51,025	-42,899	51,109	-23,425	-19,698	
	Nmin	-212,41	-75,83	-47,80	-227,39	-82,68	-53,04	
	e ₀	52	67	90	22	28	37	
	e ₁ / h _t	65/390	65/390	65/390	50/300	50/300	50/300	
	Nat. soll.	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T	
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	154	154	154	154	154	154	
Ferrailage	A (cm ²)	Acal.	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)
		Ach.	34,22	12,39	8,53	33,05	11,88	8,04.
		Ach.	8T25	4T20	6T14	8T25	8T14	6T14
			39,27	12,57	9,24	39,27	12,32	9,24.
	$\bar{\sigma}_a$	—	—	—	—	—	—	
	$\bar{\sigma}'_b$	—	—	—	—	—	—	
	$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}'_b$	—	—	—	—	—	—	
	$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_a/n$	—	—	—	—	—	—	
	A _h cm ² /ml	Acal.	5	5	5	3	3	3
		Ach.	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
	A _v cm ² /ml	Acal.	5	5	5	3	3	3
		Ach.	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10	10T10
	zone tendue Pt		$\bar{z} = 360$	$\bar{z} = 360$	$\bar{z} = 390$	$\bar{z} = 270$	$\bar{z} = 270$	$\bar{z} = 270$
	$\bar{\omega}$ %		1,4	0,7	0,6	1,8	0,8	0,6
	$\bar{\sigma}_{a1}$		1923,19	1893,54	1293,29	2493,40	2659,57	2083,50
	$\bar{\sigma}_{a2}$		3485,77	4138,99	3879,87	3367,02	4051,48	3656,75
	A _{vj} cm ²	Acal	12,74	11,33	8,14	5,72	5,09	3,66
Ach.		4T25	6T20	8T14	2T25	4T14	4T14.	
Verif. avec la 2ème combinaison	M	111,306	-51,025	-42,899	51,109	-23,425	-19,698	
	Nmax	392,55	159,15	111,33	373,50	151,27	105,77	
	e ₀	28	32	38	13	15	19	
	e ₁	65	65	65	50	50	50	
	Nat. soll.	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	88,06	88,06	92,00	83,66	84,70	86,70	
	$\bar{\sigma}'_{b1}$	59,56	28,42	21,54	63,57	30,54	22,75	
$\bar{\sigma}'_{b2}$	27,88	10,51	6,03	40,50	16,95	10,95		

Voile VLA		Trumeau 1			Trumeau 2		
1 ^{ere} combinaison	Niveau	I	II	III	I	II	III
	M	7,962	18,119	1,007			
	N _{min}	-54,95	-12,06	-6,63			
	e ₀	14	150	15			
	e ₁ / l _{et}	18 / 110	18 / 110	18 / 110			
	Nat. Soll.	S.E.T	S.P.C	S.E.T			
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	154	154	154			
Ferrailage	A cm ²	A _{cal.}	max(A ₁ , A ₂) 9,63	6,46	max(A ₁ , A ₂) 1,08		
		A _{ch.}	6T16 12,10	6T14 9,24	4T14 6,16		
	$\bar{\sigma}_a$	—	2856,88	—			
	$\bar{\sigma}'_b$	—	62,79	—			
	$\sigma_1 = \bar{\sigma}'_b$	—	62,79	—			
	$\sigma_2 = \bar{\sigma}_a / n$	—	190,45	—			
	A _k cm ² /ml	A _{cal.}	3	3	3		
		A _{ch.}	10T10	10T10	10T10		
	A _v cm ² /ml	A _{cal.}	3	3	3		
		A _{ch.}	10T10	10T10	10T10		
	zone tendue l _{et}	80	71	80			
	$\bar{\omega}$ %	1,7	0,9	1,0			
	σ_{a1}	1475,93	—	336,341			
	σ_{a2}	3065,39	—	739,95			
	A _{vj} cm ²	A _{cal.}	0,95	0,89	0,64		
		A _{ch.}	2T16	2T14	2T14		
	Verif. avec la 2 ^{eme} combinaison.	M	7,962	18,119	1,007		
N _{max}		83,90	25,76	17,22			
e ₀		9	70	6			
e ₁		18	18	18			
Nat. Soll.		S.E.C	S.P.C	S.E.C			
$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)		89,60	154	85,39			
$\bar{\sigma}'_{b1}$		48,38	—	9,42			
$\bar{\sigma}'_{b2}$	17,09	—	5,02				

le trumeau 2, sera ferrailé de la même manière
que le trumeau 1, puisqu'ils sont symétriques.....

Voile Vt2 sym.		Trumeau 1			Trumeau 2				
1 ^{ère} Combinaison	Niveau	I	II	III	I	II	III		
	M	489,619	212,535	-15,220	35,747	15,517	-1,111		
	Nmin	-8,83	-13,29	4,39	-79,71	-60,80	-4,15		
	e ₀	5545	1599	346	45	25	27		
	e ₁ / ht	111/670	111/670	111/670	46/280	46/280	46/280		
	Nat. soll.	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.E.T	S.E.T	S.E.T		
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	154	154	154	154	154	154		
Ferrailage	A cm ²	Acal.	20,96	7,86	on adopte le même ferrailage que le niveau II: $\tilde{\omega}\% \approx 0,50$	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	
		Ach.	6T20+2T14	6T14		12,90	8,68	0,60	
	σ_a	4202,03	4199,75	—		—	—		
	σ'_b	64,05	46,66	—		—	—		
	$\sigma_1 = \sigma'_b$	64,05	46,66	—		—	—		
	$\sigma_2 = \sigma_a/n$	280,13	279,98	—		—	—		
	A _h cm ² /ml	Acal.	5	5		5	3	3	3
		Ach.	10T10	10T10		10T10	10T10	10T10	10T10
	A _v cm ² /ml	Acal.	5	5		5	3	3	3
		Ach.	10T10	10T10		10T10	10T10	10T10	10T10
	zone tendue etc	533	561	—		250	250	250	
	$\tilde{\omega}\%$	0,58	0,50	—		0,9	0,7	0,6	
	σ_{a1}	—	—	—		1796,28	2632,03	264,09	
	σ_{a2}	—	—	—		3817,09	3948,05	409,61	
	A _{vj} cm ²	Acal.	19,02	17,76		—	1,43	1,34	0,96
		Ach.	6T20+2T14	12T14		—	2T14	2T14	2T14
	Verif. avec la 2 ^{ème} combinaison	M	489,619	212,535		-15,220	35,747	15,517	-1,111
Nmax		314,59	219,50	31,91	217,00	153,41	20,46		
e ₀		155	97	48	16	10	5		
e ₁		111	111	111	46	46	46		
Nat. soll.		S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C		
$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)		112,62	99,29	88,03	85,8	82,5	79,75		
σ'_{b1}		—	29,49	—	47,58	31,41	3,93		
σ'_{b2}	—	2,60	—	24,43	20,79	3,14			

Voile $V_{e1 sym.}$		Trumeau 1			Trumeau 2		
1 ^{ere} combinaison	Niveau	I	II	III	I	II	III
	M	0,678	-1,221		3,070		
	Nmin	-92,08	-33,53		-17,72		
	e_0	0,7	3,0		17		
	e_1 / ht	18/110	18/110		30/182		
	Nat. soll.	S.E.T	S.E.T		S.E.T		
	$\bar{\sigma}'_b (SP1)$	154	154		154		
Ferrailage	A cm ² /ml	Acal.	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)		
		Ach.	11,53	4,29	2,58		
	A _h cm ² /ml	Acal	8T14	4T16	4T14		
		Ach.					
	$\bar{\sigma}_a$	—	—		—		
	$\bar{\sigma}_b$	—	—		—		
	$\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}'_b$	—	—		—		
	$\bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_a/n$	—	—		—		
	A _v cm ² /ml	Acal	3	3	5		
		Ach.	10T10	10T10	10T10		
	A _v cm ² /ml	Acal.	3	3	5		
		Ach.	10T10	10T10	10T10		
	zone tendue	$\bar{\beta} = 80$	$\bar{\beta} = 80$		$\bar{\beta} = 152$		
	$\bar{\omega} \%$	1,78	1,00		0,70		
	$\bar{\sigma}_{a1}$	3671,61	2517,47		1116,58		
	$\bar{\sigma}_{a2}$	3802,41	2925,71		1760,04		
	A _{vj} cm ²	Acal.	1,09	1,02	5,09		
Ach.		2T14	2T14	4T14			
Verif. avec la 2 ^{eme} combinaison	M	0,678	-1,221		3,070		
	Nmax	131,13	55,91		88,55		
	e_0	0,50	2,00		3,00		
	e_1	18	18		30		
	Nat. soll.	S.E.C	S.E.C		S.E.C		
	$\bar{\sigma}'_b (SP1)$	77,70	79,80		79,54		
	$\bar{\sigma}'_{b1}$	52,36	26,11		25,66		
	$\bar{\sigma}'_{b2}$	49,70	20,77		20,64		

le niveau III sera ferrailé comme le niveau II, puisque les potelets du niveau II ont un ferrailage minimum.

les niveaux II et III seront ferrailés de la même manière que le niveau I, puisque au niveau I, les potelets ont une section minimale

suite: Vt1sym.		Trumeau 3			Trumeau 4.		
1 ^{ere} combinaison.	Niveau	I	II	III	I	II	III
	M	5,571			2,328	-4,192	
	Nmin	8,44			-107,43	-36,12	
	e ₀	66			2	11	
	e ₁ / h _t	35/212			27/166	27/166	
	Nat. Soll.	S.P.C			S.E.T	S.E.T	
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	124,94			154	154	
Ferrailage	A cm ² /ml	Acal.	-0,35		max(A ₁ , A ₂)	max(A ₁ , A ₂)	
		Ach.	4T14		13,16	4,99	
	σ_a	4200			—	—	
	σ'_b	33,33			—	—	
	$\sigma_1 = \sigma'_b$	33,33			—	—	
	$\sigma_2 = \sigma_a/n$	280			—	—	
	A _h cm ² /ml	Acal.	5		5	5	
		Ach.	10T10		10T10	10T10	
	A _v cm ² /ml	Acal.	5		5	5	
		Ach.	10T10		10T10	10T10	
	zone tendue l _e	176			136	136	
	$\bar{\omega}$ %	0,53			1,4	0,7	
	σ_{q1}	—			3434,46	2457,55	
	σ_{q2}	—			3642,61	3406,08	
	A _{vj} cm ²	Acal.	7,99		3,88	3,56	
Ach.		6T14		2T16	4T14		
Verif. avec la 2 ^{eme} combinaison	M	5,571			2,328	-4,192	
	Nmax	12,21			161,20	66,92	
	e ₀	8			1	6	
	e ₁	35			27	27	
	Nat. Soll.	S.E.C			S.E.C	S.E.C	
	$\bar{\sigma}'_b$ (SP1)	82,81			77,92	82,57	
	$\bar{\sigma}'_{b1}$	19,71			44,68	23,19	
$\bar{\sigma}'_{b2}$	12,93			40,71	14,98		

les niveaux II et III seront ferrailés de la même manière que le niveau I déjà ferrailé avec une section minimale

le niveau III sera ferrailé de la même manière que le niveau I, déjà ferrailé avec une section minimale.

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

1. Introduction :

les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrees à leurs extrémités. Ils seront ferraillés en flexion simple. La méthode d'évaluation des efforts, sera celle de "ROBINSON". Vu la réciprocité du seisme, il sera nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique.

2. Contraintes admissibles : art. 4.3.2.5 R.P.A 81:

- contrainte de cisaillement: $\bar{\tau}_b = 0,12 * \sigma'_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$.
 - contrainte de flexion: $\bar{\sigma}'_b = 0,75 * \sigma'_{28} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$.
 - contrainte de traction: $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- ($T = 1,4 * \text{l'effort tranchant de calcul.}$)

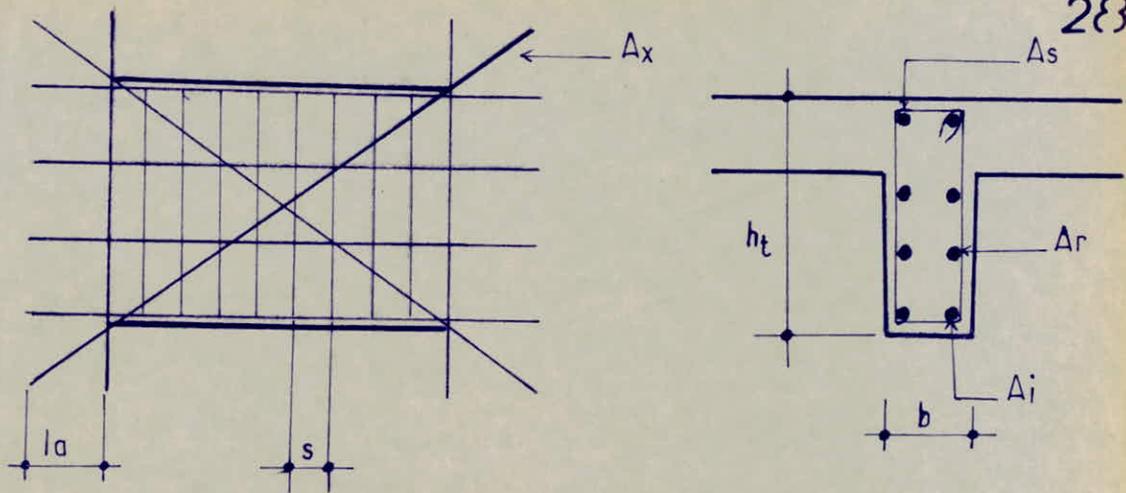
3. Ferrailage :

Chaque linteau sera soumis à:

- son poids propre
- la charge du plancher qui lui revient.
- la surcharge " " "
- l'effort du seisme.

art. 4.3.2.4: les linteaux doivent être conçus de façon à (R.P.A 81) éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent altérer.

art. 4.3.3.13: les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure suivante.



- $A_s = A_i \geq 0,015 \cdot b \cdot h_t$; b : largeur du linteau
 h_t : hauteur du linteau
 A_s, A_i : armatures supérieures et inférieures du linteau.
- $A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t$; A_r : armatures de répartition.
- $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot s$ avec $s \leq \frac{h_t}{4}$.
- $l_a \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi$; $\frac{h_t}{4} + 50\phi =$ distance minimale d'ancrage des armatures A_s, A_i, A_r .
- Si $E_b \geq 0,06 \cdot \sigma_{28}'$ on prévoit des armatures supplémentaires A_x qui doivent être disposées dans les angles : $A_x \geq 0,0015 \cdot h_t \cdot b$ avec un ancrage $l_d \geq 100\phi$.

Remarque: En général le linteau le plus sollicité se trouve au niveau R.D.C. On fera le détail de calcul pour un linteau et on donnera par la suite les résultats des linteaux des autres voiles dans un tableau.

* Exemple de Calcul :

Soit le linteau L1 qui correspond au voile V11 :

$\Pi_{R.D.C} = 0$ mais $\Pi_{3^e \text{ niveau}} = 49,005 \text{ t}$.

Schéma statique :

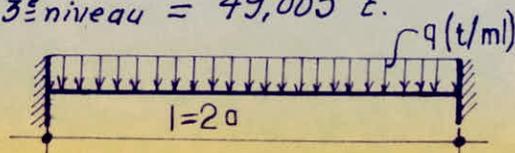
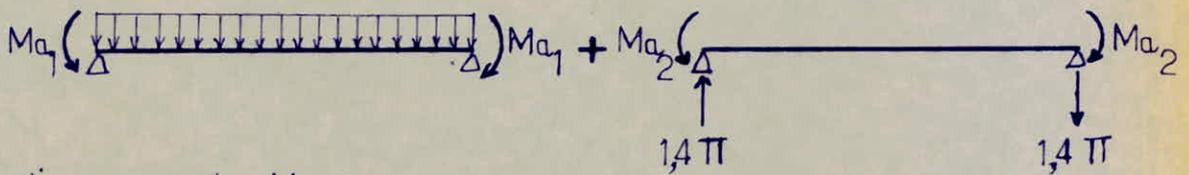
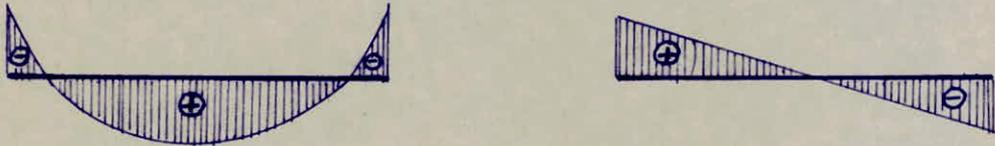


schéma statique équivalent :



diagrammes de M_f :



$$M_{a1} = -\frac{q l^2}{12}$$

$$; M_{a2} = \pm 1,4 \cdot \pi \cdot a.$$

les efforts maximums sont au niveau de l'encastrement :

$$M = 1,4 \pi a + \frac{q l^2}{12}.$$

$$T = 1,4 \pi + \frac{q l}{2}.$$

- calcul des efforts M, T :

charges et surcharges du plancher : $\frac{(1,19 \cdot 3) + (0,37 \cdot 3)}{0,90} = 5,2 \text{ t/ml.}$

retombée : $0,60 \cdot 0,20 \cdot 2,5 = 0,3 \text{ t/ml.}$

$$q = 5,5 \text{ t/ml.}$$

$$T = 1,4 \cdot 49,005 + \frac{5,5 \cdot 0,50}{2} = 71,08 \text{ t.}$$

$$M = 1,4 \cdot 49,005 \cdot 0,45 + \frac{5,5 \cdot 0,9^2}{12} = 31,24 \text{ t.m.}$$

- calcul du moment résistant du béton M_{rb} :

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

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 206,25}{15 \cdot 206,25 + 4200} = 0,424.$$

$$\bar{y} = \bar{\alpha} \cdot h = 0,424 \cdot 57 = 24,168 \text{ cm.}$$

$$M_{rb} = 24,39 \text{ t.m} < M_{ext} = 31,24 \implies A' \neq 0$$

- Vu la réciprocité du moment dû au séisme nous prendrons:

$$A = A' = \max(A, A')$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{4200}{206,25} = 20,36 \xrightarrow{\text{abaque}} \begin{cases} \alpha = 0,4249 \\ \mu' = 0,1824 \\ \bar{\omega} = 1,046 \end{cases}$$

on prend $d' = 3$; $\delta' = \frac{d'}{h} = 0,05$.

$$\bar{\sigma}_a' = \frac{15(\alpha - \delta')}{\alpha} \bar{\sigma}_b' = 2728,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}_b' = 24,45 \text{ t.m.}$$

$$\Delta M = M_{\text{ext}} - M_0 = 31,24 - 24,45 = 6,79 \text{ t.m.}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = 4,61 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{\bar{\omega} \cdot b \cdot h}{100} + \frac{\Delta M}{(h-d') \bar{\sigma}_a} = 14,92 \text{ cm}^2 \quad (\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a')$$

on prend $A = A' = 5 \text{ HA } 20 = 15,71 \text{ cm}^2$.

- Vérification des contraintes:

$$D = \frac{15}{b} (A + A') = \frac{15}{20} (2 * 15,71) = 23,565$$

$$E = \frac{30}{b} (A'd' + Ah) = 1413,90$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = 20,81 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bY_1^3}{3} + 15A'(Y_1 - d')^2 + 15A(h - Y_1)^2 = 496751,067 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M}{I} = 6,289$$

$$\bar{\sigma}_b' = K \cdot Y_1 = 130,874 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a' = 15K(Y_1 - d') = 1680,11 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a = 15K(h - Y_1) = 3413,98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a$$

- Armatures principales: ($b = 20 \text{ cm}$, $h_t = 60 \text{ cm}$).

$$A_s = A_i = A \geq 0,0015 * b * h_t = 1,80 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

- Armatures de répartition:

$$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } A_r = 2 \text{ HA } 14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

- Longueur d'ancrage: $l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi_{\text{max}}$

$$l_d \geq \frac{60}{4} + 50 * 2,0 = 115 \text{ cm} \quad \text{soit } l_d = 120 \text{ cm.}$$

- Armatures transversales : on prend (1 cadre + 1 épingle)

$$HA 10 = 2,35 \text{ cm}^2 = A_t.$$

espacement : $S \leq \bar{S}$

$$S = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,35 * 0,875 * 57 * 4200}{71,08 \cdot 10^3} = 6,92 \text{ cm}$$

$$\bar{S} = \frac{h_t}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm} \quad \text{on prend donc : } S = 8 \text{ cm.}$$

$$A_t \text{ doit être vérifié : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 \geq 0,0025 \cdot b \cdot S = 0,4 \text{ cm}^2 \text{ O.K.}$$

- Vérification de l'effort tranchant : (cisaillement).

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot \bar{z}} = \frac{71,08 \cdot 10^3}{20 * 0,875 * 57} = 71,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33 \text{ kg/cm}^2.$$

Pour remédier au problème $\bar{\tau}_b > \bar{\tau}_b$ on doit frotter la section de façon à ce que, quand le béton se fissure au moment d'un séisme, l'effort peut être repris totalement par les armatures. Ceci revient à réduire l'espacement des armatures transversales à l'encastrement et à vérifier la contrainte de cisaillement due à l'effort tranchant brusque sur les armatures.

on prend $S = 6 \text{ cm}$, le cisaillement sur les armatures

principales est : $\bar{\tau} = \frac{T}{A_c}$; A_c : section cisailée

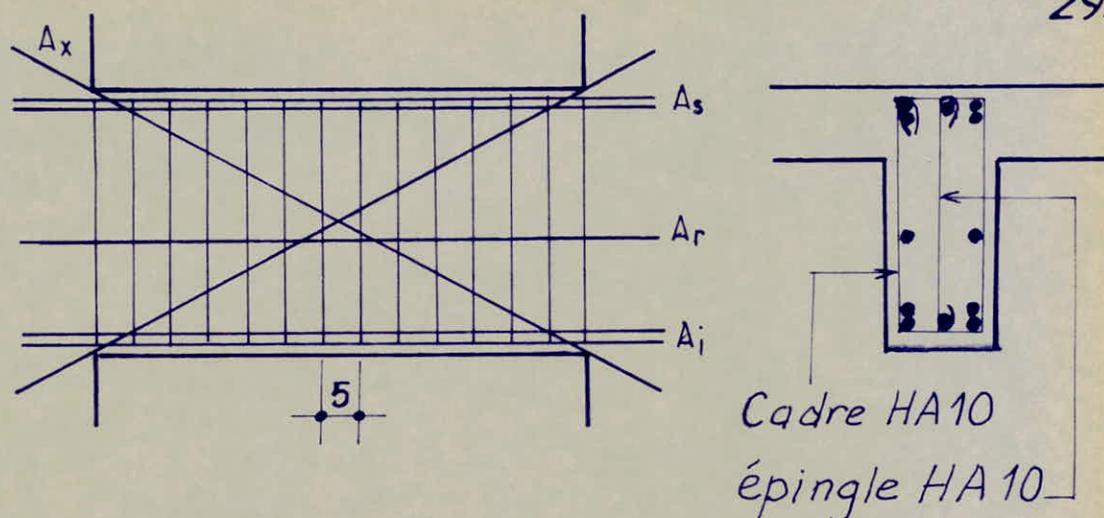
par T des armatures principales.

$$\bar{\tau} = \frac{71,08 * 10^3}{2 * 15,71} = 2262,25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

on doit aussi prévoir des armatures supplémentaires

dans les angles car $\bar{\tau}_b > 0,06 \sigma'_{28}$:

$$A_x \geq 0,0015 h_t \cdot b = 1,8 \text{ cm}^2 \quad \text{on adoptera : } 2 HA 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$



Remarque: Lors des vérifications préliminaires des linteaux, on a trouvé $\xi_b \leq \bar{\xi}_b$, mais enfin de compte on a trouvé une valeur de ξ_b qui ne passe pas pour le voile VL1 et ceci dans un niveau qui n'est pas celui du R.D.C.

Conclusion:

Pour le cas de $\xi_b > \bar{\xi}_b$ qui vient d'être calculé dans ce paragraphe, on pourra envisager deux solutions possibles: Soit un renforcement par frettage de la section du béton, soit au début des calculs des inerties des voiles il faut considérer le voile avec ouverture comme articulé au niveau des linteaux au lieu d'être encastré et par conséquent le linteau sera soumis uniquement à son poids propre et les deux trumeaux correspondants se calculent comme des voiles pleins.

Mais pour l'exécution le linteau sera encastré dans les trumeaux et en cas de séisme, si le linteau résiste tant mieux, si non c.a.d. fissuration du béton au niveau de l'encastrement. Elle sera acceptable vu que le linteau est supposé articulé au préalable dans cet endroit.

Voiles		V _{L3}	V _{L4}	V _{t2}	V _{t1}	V _{L1}
Linteaux		L3	L4	t2	t ₁ (intermédiaire)	L1
Dimensions	ℓ (cm)	120	60	90	120	90
	h _t (cm)	160	180	60	160	60
	b (cm)	20	20	20	20	20
Efforts	Π (t)	27,916	10,505	22,782	24,737	49,005
	T (t)	40,760	15,370	32,450	35,249	71,080
	M (t.m)	23,78	4,48	14,44	20,90	31,24
Ferrailage.	A calculée (cm ²)	3,83	0,62	6,47	3,35	14,92
	A _{min} (cm ²)	4,80	5,40	1,80	4,80	1,80
	A adoptée (cm ²)	3HA16	3HA16	5HA14	5HA12	5HA20
	ℓ _d (cm)	120	125	90	100	90
	A _r (cm ²)	6,40	7,20	2,40	6,40	2,40
	A _r adoptée (cm ²)	4HA16	4HA16	2HA14	6HA12	2HA14
	A _t (cm ²)	1cadre + 1épingle HA10	1cadre + 1épingle HA10	1cadre + 1épingle HA10	1cadre + 1épingle HA10	1cadre + 1épingle HA10.
	S (cm)	35	45	15	40	8
	E _b (kg/cm ²)	14,83	4,96	32,5	12,83	71,26
	A _x (cm ²)	inutile	inutile	2HA12	inutile	2HA12
	L (cm)	—	—	120	—	120

N.B : toutes les contraintes ont été calculées et vérifiées après le ferrailage.

FERRAILLAGE DES PORTIQUES

1. Ferrailage des poutres :

Les poutres seront ferrillées en flexion simple (conformément à l'article A15 du C.C.B.A, il ne sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres). Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments fléchissants et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul.

1.1 armatures longitudinales :

on adoptera toujours la plus grande des deux quantités d'acier A_1 et A_2 avec :

A_1 : section nécessaire déterminée par le calcul

A_2 : section minimale imposée par le R.P.A.

Les méthodes de détermination des armatures sont en nombre de deux :

□. méthode directe :

Dans cette méthode, on se donne des armatures et on vérifie les contraintes par le procédé suivant : fig-1.

• position de l'axe neutre :

$$\sum m^{st}/A.N = 0 \quad : \quad \frac{b y^2}{2} + n A' (y - d') = n A (h - y)$$

• pente du diagramme : $\theta = \frac{M}{I}$

• Vérification des contraintes :

$$\sigma'_b = \theta \cdot y \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = n \theta (h - d') \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = n \theta (h - y) \leq \bar{\sigma}_a$$

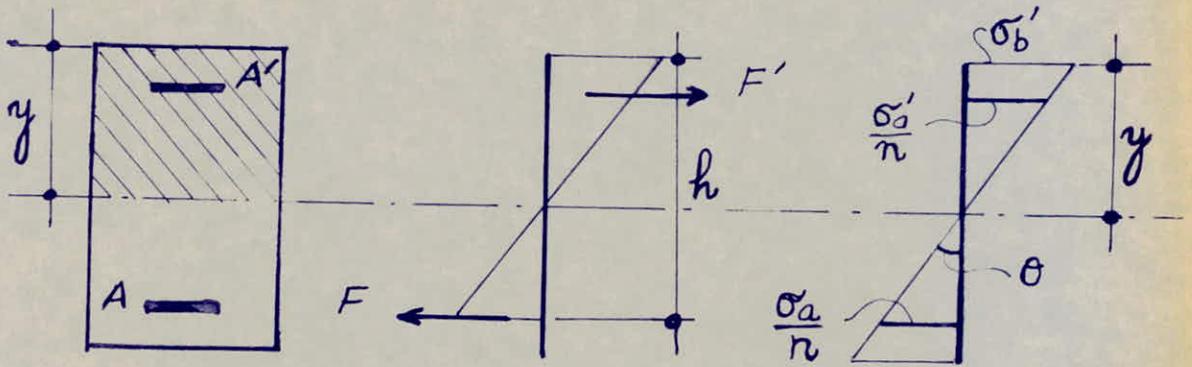


fig.1

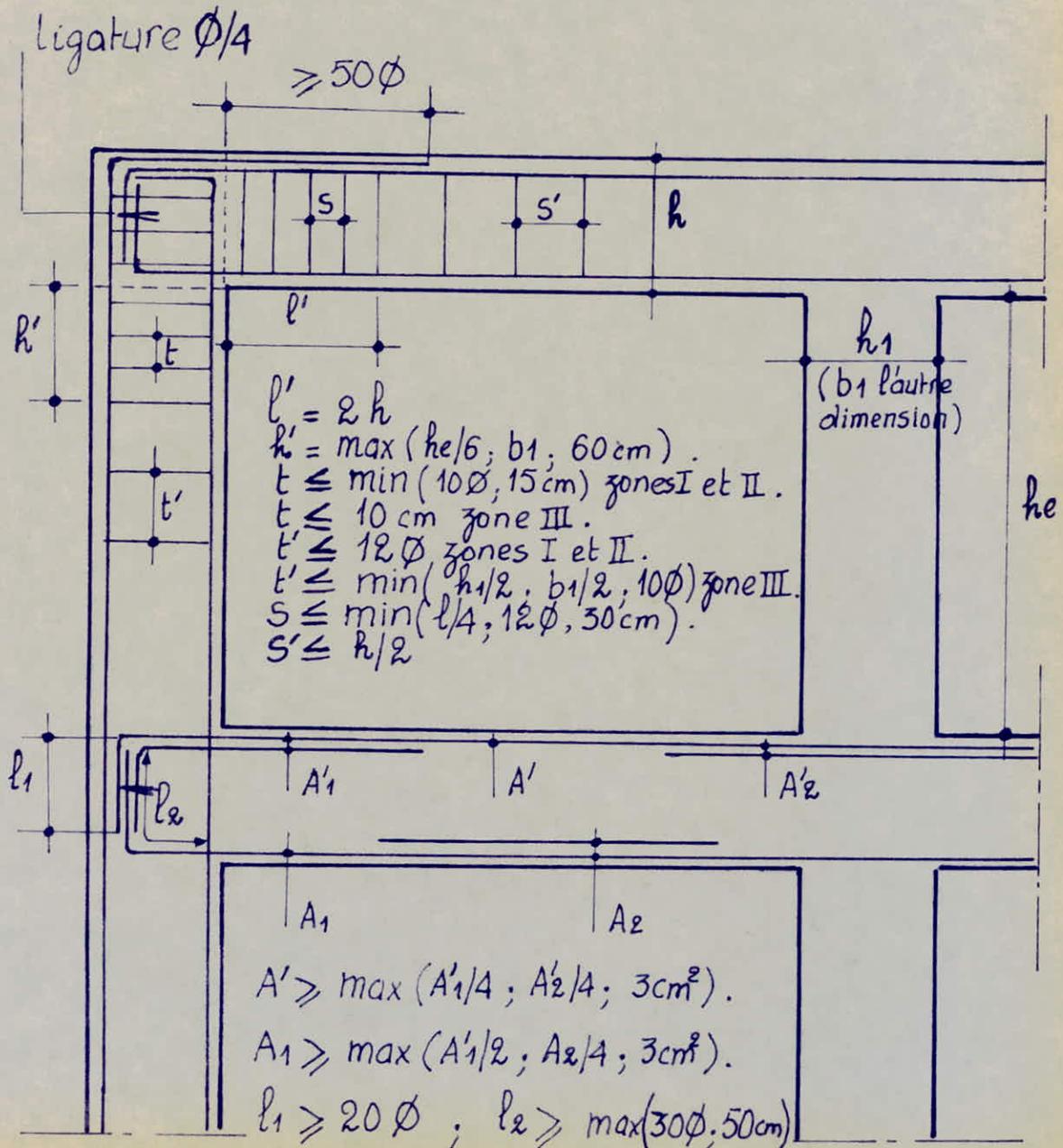


fig2

b. méthode de "PIERRE CHARON":

- on détermine : $M = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$. on tire des abaques de M. P. CHARON les coefficients ε et K .
- on calcul $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$
 - si $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires la section d'armatures comprimées est déterminée par $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h}$.
 - si $\sigma'_b \geq \bar{\sigma}'_b$ il faut prévoir des armatures comprimées. On distingue deux cas :

$$1^{\text{er}} \text{ cas : } \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} \geq \frac{15(h-d')}{(h+d')}$$

- on calcul $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$ avec $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b$.
- des abaques on tire les coefficients α, M', ε
- on calcul $y_1 = \alpha h \rightarrow \sigma'_a = \frac{15(y_1-d')}{y_1} \bar{\sigma}'_b$.
- on calcul :

$$M_1 = M' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$$

$$\Delta M = M - M_1$$
- on détermine la section d'aciers :

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \cdot \sigma'_a}$$

$$2^{\text{e}} \text{ cas : } \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} < \frac{15(h-d')}{(h+d')}$$

- on calcul $K = \frac{15(h-d')}{(h+d')}$ et on déduit $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K}$; $\sigma'_a = \bar{\sigma}'_a$.
- des abaques on tire les coefficients : ε, M'

• on calcul : $M_1 = \mu' \cdot b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b$

$$\Delta M = M - M_1$$

• on détermine la section d'aciers :

$$A = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h - d')}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(h - d') \bar{\sigma}'_a}$$

1.2. prescriptions relatives aux armatures :

- armatures longitudinales art. 4.2.3.2.1 du R.P.A 81.

• Sur toute la longueur de la poutre :

$$A_{\text{long}}^{\text{min}} = 0,3\% \cdot b \cdot h \quad \text{pour H.A}$$

$$A_{\text{long}}^{\text{min}} = 0,5\% \cdot b \cdot h \quad \text{pour ADX.}$$

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

tel que :

b : largeur de la section de la poutre.

h : hauteur utile de la section de la poutre.

• Les poutres supportant les charges verticales des planchers doivent comporter des armatures filantes (supérieures et inférieures) d'une section minimale indiquée par la fig 2 :

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

$$A_1 \geq \max \left(\frac{A'_1}{2}, \frac{A_e}{4}, 3 \text{ cm}^2 \right).$$

• L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle

doit être effectué conformément à la fig- 2.

1.3. armatures transversales :

Les armatures transversales seront calculées sous l'effet de l'effort tranchant maximum du niveau.
On adoptera les mêmes armatures pour toutes les travées du niveau considéré.

Les sollicitations du second genre ne sont pas à considérer pour les armatures transversales et pour les contraintes d'adhérence donc les armatures transversales des poutres seront calculées pour l'effort tranchant sous SP1 art. 24.3 du C.C.B.A 68.

- Contrainte de cisaillement: C.C.B.A art. 25.12.

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \text{avec: } T : \text{effort tranchant max.}$$

b : largeur de la poutre.

z : bras de levier $z = \frac{7}{8} h$.

$$\tau_b \leq \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b & \text{si } \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b & \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

- armatures d'âme droites : $\text{si } \tau_b \leq \bar{\tau}_b$.
- armatures d'âme droites + barres d'âme inclinées :
 $\text{si } \bar{\tau}_b < \tau_b < 5 \bar{\sigma}_b$.
- redimensionner la section de la poutre : $\text{si } \tau_b > 5 \bar{\sigma}_b$.

• espacements des cadres :

- Contraintes admissibles des armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \cdot \sigma_{en} \text{ avec :}$$

$$f_a = \sup \left(\frac{e}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b} \right) \text{ s'il n'y a pas reprise de bétonnage}$$

$$f_a = \frac{e}{3} \text{ si on a reprise de bétonnage.}$$

- D'après le C.C.B.A 68 :

$$t = \frac{A_t \cdot f \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \leq \bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} h \left(1 - \frac{0,3\tau_b}{\bar{\sigma}_b} \right) \\ 0,2 h. \end{array} \right\}$$

$\frac{t}{\bar{t}}$: espacement calculé.
 \bar{t} : espacement admissible.

- D'après le R.P.A 81 : art. 4.2.3.2.2 fig-8 :

• dans la zone nodale et entravée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$s \leq \bar{s} = \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_e \right)$$

ϕ_e : le plus petit diamètre calculé.

• en dehors de la zone nodale :

$$s \leq \bar{s} = \frac{h}{2}$$

- Conclusion :

$$t \text{ (ou } s) = \min (\bar{t}, \bar{s}).$$

RMQ : Disposition des cadres :

Pour les poutres à charges concentrées on garde un espacement constant. Pour les autres cas, suivant la suite de CAQUOT.

1.4. vérifications :

□. Vérifications des contraintes:-

Deux méthodes de vérifications sont possibles:

* méthode de M. "P. CHARON" basée sur des abaques:

- Section sans armatures comprimées

. on calcul $\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}$.

. on déduit les coefficients ϵ et k .

. $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} \leq \bar{\sigma}_a$.

. $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \leq \bar{\sigma}'_b$.

- Section rectangulaire avec armatures comprimées:

. $\bar{\omega}$, ϵ , k étant déterminés.

. $\sigma'_b = k y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$.

. $\sigma'_a = 15 k \cdot (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a$.

. $\sigma_a = 15 k \cdot (h - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$.

tel que:

$$k = \frac{M}{I}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 A' (y_1 - d')^2 + 15 A (h - y_1)^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \quad \text{fig - 3-}$$

$$D = \frac{15}{b} (A + A')$$

$$E = \frac{30}{b} (A' d' + A \cdot h)$$

* méthode directe: (où exacte)

- Section rectangulaire sans armatures comprimées:

. on détermine la position de l'axe neutre:

$$\frac{b y^2}{2} - n A (h - y) = 0 \quad \text{fig - 3-}$$

• $I = \frac{by^3}{3} + nA(h-y)^2$. moment d'inertie / A.N.

• $\sigma'_b = \frac{M}{I} y \leq \bar{\sigma}'_b$.

$\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) \leq \bar{\sigma}_a$.

— Section rectangulaires avec armatures comprimées.

• $\sigma'_b = \frac{M}{I} y \leq \bar{\sigma}'_b$.

• $\sigma'_a = n \frac{M}{I} (y-d') \leq \bar{\sigma}_a$.

• $\sigma_a = n \frac{M}{I} (h-y) \leq \bar{\sigma}_a$.

b. condition de non fragilité :

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

c. fissuration :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\}$$

avec : $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible (éléments intérieurs des bâtiments).

$\eta = 1,6$ aciers H.A.

$\Phi =$ le plus grand diamètre utilisé.

d. flèche :

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

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

$$h_t^{\min} \geq \frac{l_{\max}}{10} \cdot \frac{M_t^{\max}}{M_0}.$$

$$A_l^{\max} \leq b \cdot h \cdot \frac{4\bar{\sigma}}{\sigma_{en}}.$$

l_{\max} : la plus grande portée.

e. Conditions aux appuis :

• longueur de l'appui :

L'effort tranchant max crée des efforts de compression dans la bielle de béton, la longueur C de l'appui à l'extrémité de laquelle on peut compter le commencement de l'ancrage de l'armature doit être telle que l'on ait

$$\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \Leftrightarrow \frac{T\sqrt{2}}{b_0 \cdot \frac{C}{\sqrt{2}}} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \Leftrightarrow C \geq C_0 = \frac{2T}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_{b_0}}.$$

• Armatures inférieures :

Sur un appui la section A des armatures inférieures doit satisfaire à l'inégalité suivante :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}.$$

A : section minimale d'armatures inférieures filantes jusqu'à l'appui.

$T + \frac{M}{3}$: effort de traction de ces armatures.

f. Condition de non entrainement des armatures:
 art. 29. C.C. B. A 68.

on doit vérifier que: $\tau_d = \frac{T_{max}}{n \cdot P \cdot z} \leq \bar{\tau}_d$.

$\bar{\tau}_d$: Contrainte d'adhérence admissible pour l'entrainement.

$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \Psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 3 \bar{\sigma}_b$

Ψ_d : Coefficient de scellement des aciers

$\Psi_d = 1,5$ pour H. A.

P : périmètre de la barre $P = \pi \phi$

n : nombre de barre ; $z = \frac{7}{8} h$.

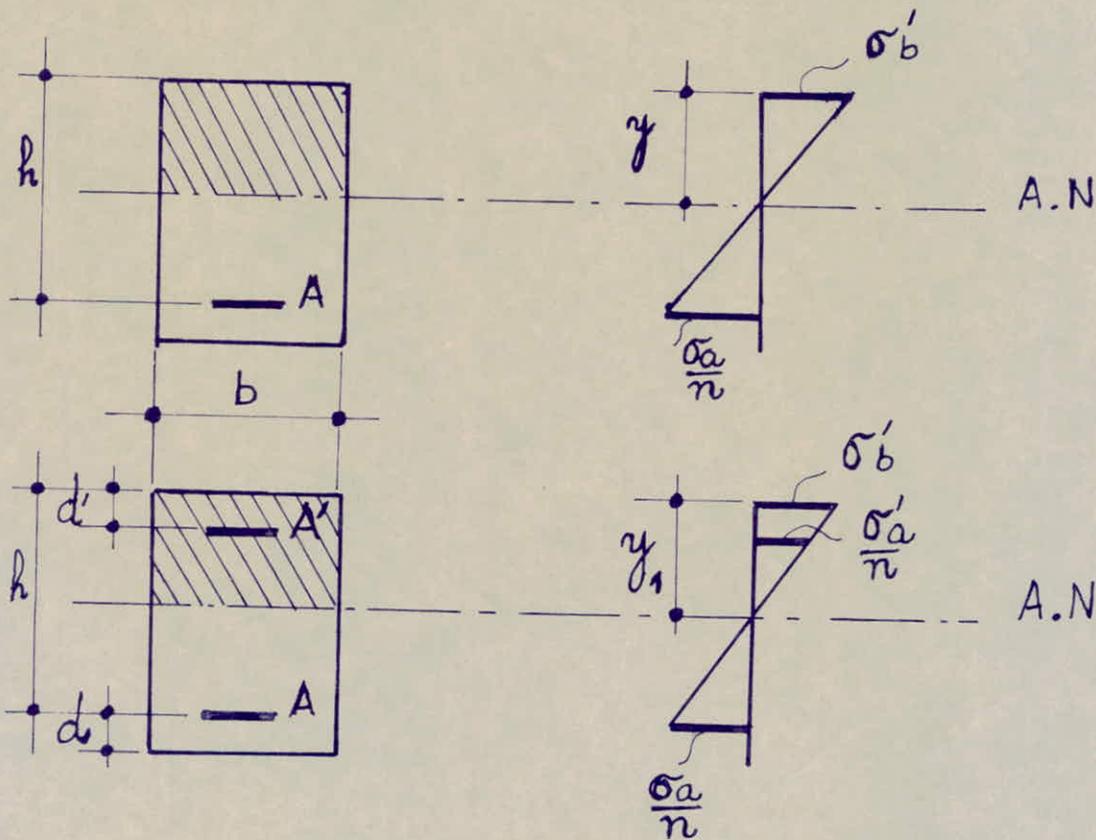


fig.3

Portique longitudinal central : Armatures supérieures sur appuis.

niveau	appui	sollic.	$M_{sup}^{max.}$ (t.m)	μ	ε	K	σ_p' (kg/cm ²)	$A_{cal.}$ (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	\emptyset
Terrasse	1	SP1	-4,508	0,0398	0,9153	44,0	63,64	3,909	6,15	4HA14
	2	SP1	-7,766	0,0685	0,8925	31,5	88,89	6,906	8,04	4HA16
	3	SP1	-3,114	0,0275	0,9281	54,5	51,38	2,663	4,52	4HA12
étage courant et R.D.C	1	SP1	-6,705	0,0591	0,8990	34,5	81,16	5,920	6,15	4HA14
	2	SP1	-8,270	0,0729	0,8896	30,3	92,41	7,378	8,04	4HA16
	3	SP1	-3,900	0,0344	0,9204	47,8	58,58	3,363	4,52	4HA12.

Portique longitudinal central: Armatures superieures et inferieures en travée :

niveau	travée	Soll.	MsUP	μ	ε	K	σ_b' (kg/cm ²)	Acal. (cm ²)	Aadopté (cm ²)	ϕ_{sup}
			Minf (t.m)							ϕ_{inf}
Terrasse	1-2	SP1	—	—	—	—	—	—	4,52	4HA12
			4,645	0,0089	0,9576	103,0	27,18	3,850	6,15	4HA14
	2-3	SP1	—	—	—	—	—	—	4,52	4HA12
			3,549	0,0068	0,9627	119,0	23,53	2,926	6,15	4HA14
Étage courant et R.D.C	1-2	SP1	—	—	—	—	—	—	4,52	4HA12
			5,476	0,0483	0,9075	39,1	71,61	4,789	6,15	4HA14
	2-3	SP1	-0,240	0,0021	0,9787	220,0	12,73	0,195	4,52	4HA12
			4,179	0,0369	0,9180	46,0	60,87	3,613	4,52	4HA12

Vérifications:

- Vérifications des contraintes:

niveau terrasse: $b = 138 \text{ cm}$, $h = 45$, en travée.
 $b = 30 \text{ cm}$, $h = 45$, sur appui.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h}, \quad \sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}, \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

Section	M_{\max} (t.m)	$\bar{\omega}$	ε	K	σ_a kg/cm ²	σ'_b kg/cm ²
appui	-7,766	0,596	0,8858	28,8	2423,22	84,14
travée	4,645	0,073	0,9541	94,0	2393,54	25,46

niveau étage courant et R.D.C: $b = 30$, $h = 45$
 (appui et travée).

Section	M_{\max} (t.m)	$\bar{\omega}$	ε	K	σ_a kg/cm ²	σ'_b kg/cm ²
appui	-8,270	0,596	0,8858	28,8	2580,48	89,60
travée	5,476	0,456	0,8973	33,7	2205,15	65,44

- Condition de non fragilité: $A \geq 0,69bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$

. niveau terrasse:

appui ($b=30$): $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,309 \text{ cm}^2$.

travée ($b=138$): $A = 6,15 \text{ cm}^2 > 6,019 \text{ cm}^2$

. niveau étage courant et R.D.C

appui ($b=30$): $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,309 \text{ cm}^2$

travée ($b=30$): $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,309 \text{ cm}^2$.

- fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A_{min}}{2bd} = \frac{4,52}{2 \cdot 30 \cdot 5} = 0,015$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10\tilde{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{12} \cdot \frac{0,015}{1 + 0,15} = 2608,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607,07 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = 0,335 \rightarrow k = 40,4, \quad \epsilon = 0,9098$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3,613 \cdot 10^5}{4,52 \cdot 0,9098 \cdot 45} = 1952,41 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a < \min(\bar{\sigma}_a; \max(\sigma_1, \sigma_2)) = 2608,69 \text{ cm}^2.$$

donc la fissuration n'est pas à craindre.

- Flèche :

$$\cdot \frac{h_t}{l} = \frac{50}{5,4} = 9,259 > \frac{M_t}{10M_b} = \frac{5,476}{10 \cdot 11,453} = 0,048$$

$$\cdot \frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,15}{30 \cdot 45} = 0,005 < \frac{43}{\bar{\sigma}_a} = 0,01$$

$$\cdot \frac{h_t}{l} = \frac{50}{5,4} > \frac{1}{16} = 0,063.$$

la justification de la flèche est inutile.

- condition aux appuis :

niveau	appui	T _{max} (t)	M _{max} (t.m)	A adoptée (cm ²)	$\frac{T+M/\bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_a}$ (cm ²)
Terrasse	1	5,576	-4,508	6,15	-2,097
	2	6,541	-7,766	8,04	-4,708
	3	4,664	-3,114	4,52	-1,159
étage courant et R.D.C	1	8,240	-6,705	6,15	-3,139
	2	8,832	-8,270	8,04	-4,347
	3	5,557	-3,900	4,52	-1,553.

- condition de non entrainement des barres:
(appuis derive.)

$$\text{on doit verifier que: } \bar{\sigma}_d^{\max} = \frac{T_{\max}}{n.p.z} \leq \bar{\sigma}_d$$

$$\bar{\sigma}_d = 3\bar{\sigma}_b = 3 * 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T_{\max} = 8,240 \text{ (t)}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{8,240 \cdot 10^3}{4 \cdot \pi \cdot 1,4 \cdot 39,375} = 11,89 \text{ kg/cm}^2 < 17,7 \text{ kg/cm}^2.$$

Armatures transversales:

$$\bullet \bar{\epsilon}_b = \frac{T_{\max}}{b.z} = \frac{8,832 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45} = 7,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 92,41 \text{ kg/cm}^2 \text{ déjà établie :}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_0} < \sigma'_b < 2\bar{\sigma}'_{b_0} \rightarrow \bar{\epsilon}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b = 18,59 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b \rightarrow \text{armatures d'âmes droites.}$$

2 cadres HA 10.

$$\rho_a = \sup\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,859.$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 0,859 \cdot 4200 = 3607,8 \text{ kg/cm}^2.$$

• espacement:

$$S = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,14 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45 \cdot 3607,8}{8,832 \cdot 10^3} = 50,50 \text{ cm.}$$

- C.C.B.A 68 :

$$\bar{S}_1 = \sup \left\{ \begin{array}{l} 0,2h = 9 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 27,88 \text{ cm} \end{array} \right\} = 27,88 \text{ cm.}$$

- R.P.A 81 :

$$\text{en zone nodale : } \bar{S}_2 = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_e\right) = 11,25 \text{ cm.}$$

$$\text{en dehors de la zone nodale: } \bar{S}_2 = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm.}$$

en définitif:

zone courante : $\bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 22,5 \text{ cm} \rightarrow S = 20 \text{ cm}$.

zone nodale : $\bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 11,25 \text{ cm} \rightarrow S = 10 \text{ cm}$.

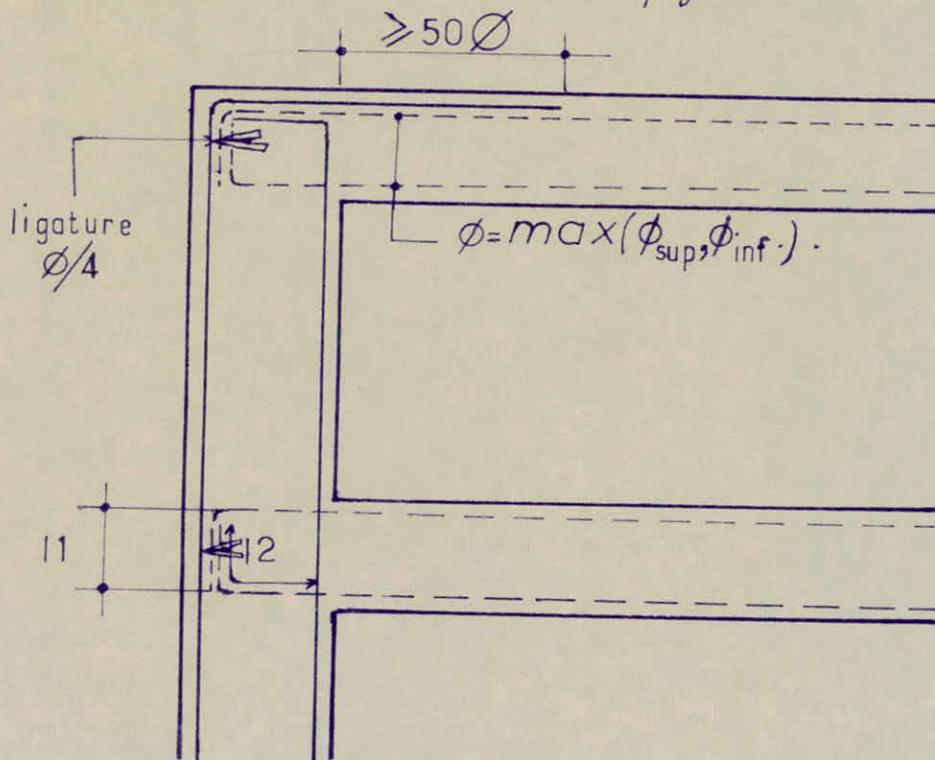
• $A_{t \min} = 0,0035b$

zone nodale : $0,003 * 10 * 30 = 0,9 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$

zone courante : $0,003 * 20 * 30 = 1,8 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$.

RMQ : Prescription du C.T.C :

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure ci dessous :



$l_1 \geq 20\phi$, $l_2 \geq \max(30\phi, 50 \text{ cm})$

à tous les niveaux pour les armatures inférieures et supérieures.

Une simple ligature (d'un diamètre de l'ordre $\phi/4$ de la barre ancrée) reliant le retour à la masse du béton, suffit souvent, dans ce cas, à prévenir l'éclatement du béton.

Portique transversal : Armatures supérieures sur appuis.

niveau	Appui	Soll.	$M_{max.}$ ($\frac{M}{l}$) (t.m)	μ	ϵ	K	σ'_b ($\frac{kg}{cm^2}$)	$A_{cal.}$ (cm^2)	$A_{adoptée}$ (cm^2)	ϕ
Terrasse	1	SP1	-2,521	0,0222	0,9351	62,0	45,16	2,14	4,52	4HA12
	2	SP1	-5,398	0,0476	0,9081	39,4	71,07	4,72	6,15	4HA14
	3	SP1	-3,284	0,0290	0,9260	52,7	53,13	2,81	4,52	4HA12
	4	SP1	-0,899	0,0079	0,9600	110,0	25,45	0,74	4,52	4HA12
	5	SP1	-0,361	0,0032	0,9741	178,0	15,73	0,29	4,52	4HA12
etage courant et R. D.C	1	SP1	-1,259	0,0111	0,9528	91,0	30,77	1,05	4,52	4HA12
	2	SP1	-1,999	0,0176	0,9415	70,5	39,72	1,69	4,52	4HA12
	3	SP1	-1,991	0,0176	0,9415	70,5	39,72	1,68	4,52	4HA12
	4	SP1	-0,729	0,0064	0,9640	124,0	22,58	0,60	4,52	4HA12
	5	SP1	-0,578	0,0051	0,9673	138,0	20,29	0,47	4,52	4HA12

Portique transversal : Armatures supérieures et inférieures en travée.
 (R.P.A 81 : $A \geq A_{min} = 0,3\% \cdot b \cdot h_e$)

niveau	Travée	Soll.	M _{sup.} M _{inf.} (t.m)	M	E	K	σ'_b (kg/cm ²)	A _{cal.} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ²)	ϕ sup. ϕ inf.
Terrasse	1-2	SP1	<u>3,424</u>	<u>0,0081</u>	<u>0,9593</u>	<u>108</u>	<u>25,93</u>	<u>2,83</u>	4,52 6,15	4HA12 4HA14
	2-3	SP1	<u>0,880</u>	<u>0,0021</u>	<u>0,9787</u>	<u>220</u>	<u>12,73</u>	<u>0,71</u>	4,52 6,15	4HA12 4HA14
	3-4	SP1	<u>1,522</u>	<u>0,0036</u>	<u>0,9724</u>	<u>166</u>	<u>16,87</u>	<u>1,24</u>	4,52 6,15	4HA12 4HA14
	4-5	SP1	<u>0,716</u>	<u>0,0017</u>	<u>0,9808</u>	<u>245</u>	<u>11,43</u>	<u>0,58</u>	4,52 6,15	4HA12 4HA14
étage courant et R.D.C	1-2	SP1	-0,173 <u>1,126</u>	0,0015 <u>0,0099</u>	0,9818 <u>0,9554</u>	260 97	10,77 <u>28,87</u>	0,14 <u>0,94</u>	4,52 4,52	4HA12 4HA12
	2-3	SP1	-0,251 <u>0,533</u>	0,0022 <u>0,0047</u>	0,9783 <u>0,9686</u>	215 144	13,02 <u>19,44</u>	0,20 <u>0,44</u>	4,52 4,52	4HA12 4HA12
	3-4	SP1	<u>0,614</u>	<u>0,0054</u>	<u>0,9664</u>	<u>134</u>	<u>20,90</u>	<u>0,50</u>	4,52 4,52	4HA12 4HA12
	4-5	SP1	<u>0,502</u>	<u>0,0044</u>	<u>0,9697</u>	<u>150</u>	<u>18,67</u>	<u>0,41</u>	4,52 4,52	4HA12 4HA12

Vérifications:

- Vérifications des contraintes:

niveau terrasse : entravée : $b = 112 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$.
 sur appui : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 45 \text{ cm}$.

Section	M_{max} (t.m)	$\bar{\omega}$	ϵ	K	σ_a (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)
appui	-5,398	0,456	0,8973	33,7	2173,74	64,50
travée	3,424	0,090	0,9495	84,0	1772,92	21,11

niveau étage courant et R.D.C : appui et travée : $b = 30 \text{ cm}$.
 $h = 45 \text{ cm}$.

Section	M_{max} (t.m)	$\bar{\omega}$	ϵ	K	σ_a (kg/cm ²)	σ'_b (kg/cm ²)
appui	1,259	0,335	0,9098	40,4	680,34	16,84
travée	1,126	0,335	0,9098	40,4	608,47	15,06

- condition de non fragilité : $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\omega}}{\sigma_{en}}$

. niveau terrasse :

appui : $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,309 \text{ cm}^2$

travée : $A = 6,15 \text{ cm}^2 > 4,885 \text{ cm}^2$

. niveau étage courant et R.D.C :

appui et travée : $A = 4,52 \text{ cm}^2 > 1,309 \text{ cm}^2$

- fissuration : idem portique longitudinal.

- flèche : $A = A_{max} = 6,15 \text{ cm}^2$; $M_t^{max} = 3,424 \text{ t.m.}$
 $\ell = \ell_{max} = 4,1 \text{ m}$; $M_{omin} = 2,302 \text{ t.m.}$
 (G+1,2P)

. $\frac{h_t}{\rho} = 12,195 > \frac{M_t}{10M_0} = 0,149$

. $\frac{A}{b \cdot h} = 0,004 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,01$

. $\frac{h_t}{\rho} = 12,195 > \frac{1}{18} = 0,063$; la justification de la flèche est inutile

- condition aux appuis :

niveau	appui	T_{max} (t)	M_{max} (t)	A adoptée (cm ²)	$\frac{T+M/\gamma}{\bar{\sigma}_a}$ (kg/cm ²)
Terrasse	1	4,854	-2,521	4,52	-0,553
	2	6,043	-5,398	6,15	-2,738
	3	4,588	-3,284	4,52	-1,340
	4	3,160	-0,899	4,52	0,313
	5	1,656	-0,361	4,52	0,264
étage courant et R.D.C	1	2,144	-1,259	4,52	-0,376
	2	2,518	-1,999	4,52	-0,914
	3	2,409	-1,991	4,52	-0,946
	4	1,613	-0,729	4,52	-0,085
	5	1,368	-0,578	4,52	-0,036

- Condition de non entrainement des barres: (appuis derive.)

$$\bar{\sigma}_d^{max} = \frac{T_{max}}{n \cdot P \cdot \gamma} = \frac{4,854 \cdot 10^3}{4 \cdot \pi \cdot 1,2 \cdot 39,375} = 8,175 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot \gamma} = \frac{6,043 \cdot 10^3}{30 \cdot 7/8 \cdot 45} = 5,11 \text{ kg/cm}^2 ; b = \min(b_{terr}, b_{ec, asc}) = 30$$

$$\sigma'_b = 71,07 \text{ kg/cm}^2 \text{ déjà établie : } \bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 20,43 \text{ kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow$ armatures d'âmes droites, 2 cadres HA10

$$\rho_a = \sup\left(\frac{2}{3} ; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{90\bar{\sigma}'_{b0}}\right) = 0,904 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} = 3795,82 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \text{ espacement : } S = \frac{A_t \cdot \gamma \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,14 \cdot 7/8 \cdot 45 \cdot 3795,82}{6,043 \cdot 10^3} = 77,66 \text{ cm}$$

$$\bullet \text{ c.c.B.A 68 : } \bar{S}_1 = \sup\left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 9 \text{ cm} \\ h \left(1 - \frac{0,3 Z_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 33,30 \text{ cm} \end{array} \right\} = 33,30 \text{ cm}$$

- R.P. A 81 :

$$\text{en zone nodale : } \bar{S}_2 = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_e\right) = 11,25 \text{ cm.}$$

$$\text{en dehors de la zone nodale : } \bar{S}_2 = \frac{h}{2} = 22,5 \text{ cm.}$$

en définitif :

$$\text{en zone courante : } \bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 22,5 \text{ cm soit } S = 20 \text{ cm.}$$

$$\text{en zone nodale : } \bar{S} = \min(\bar{S}_1, \bar{S}_2) = 11,25 \text{ cm soit } S = 10 \text{ cm.}$$



2. Ferrailage des poteaux :

Des poteaux seront calculés en flexion composée et en flexion composée dérivée. Chaque poteau est soumis à un effort N et à des moments en tête et à la base dans le sens transversal ou le sens longitudinal ou les deux sens simultanément et évidemment à des efforts tranchants. La section d'aciers sera déterminée sous la sollicitation du 1^{er} genre.

2.1. détermination des aciers longitudinaux :

2.1.1. cas de la flexion composée :

Les cas qui peuvent se présenter sont :

- Séction partiellement comprimée :

une section rectangulaire sera partiellement comprimée, ou partiellement tendue, les deux expressions étant naturellement équivalentes, si :

- l'effort normal étant un effort de compression, on a :

$$e = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$$

- l'effort normal étant un effort de traction, la résultante des forces extérieures passe en dehors de la zone limitée par les armatures.

- - détermination des armatures lorsque les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

Quatre méthodes de calcul sont possibles (valable pour tous les cas.).

- méthode exacte
- méthode approchée: "aide mémoire" béton armé VICTOR DAVIDOVICI.
- méthode approchée: Formulaire de béton armé tome I
R. CHAMBAUD et P. LEBLLE.
- méthode approchée: P. CHARON.

Cette dernière est celle utilisée dans nos calculs.

Etapes de calcul:

- $M_b = N \cdot e_f$ avec $e_f = e_0 + \left(\frac{h_t}{2} - d\right)$.
- on calcule A_1 idem flexion simple.
- vérifier que $\sigma'_b (F.s) < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$.
- La section A des armatures dans la section soumise à N et M est: $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$.

avec: N: négatif en cas de traction.

- la contrainte $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k}$

avec: $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0}$ si $e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{2}$

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

b. les armatures comprimées sont nécessaires :- fig-1.

Etapes de calcul:

- Calcul de: $\mu'_1 = \frac{M_{at}}{\sigma'_b \cdot b \cdot h^2}$; $\mu'_2 = \frac{M_{ac}}{\sigma'_b \cdot b \cdot h^2}$

- $\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b}$; $s' = \frac{d'}{h}$

- pour que A, A' soit minimale il faut que:

si $K < \bar{K}$ on retiendra K pour la suite des calculs.

si $K > \bar{K}$ on prendra $K = \bar{K}$

• on calcule $\bar{w}' = \frac{M_1 - M_0}{f}$; $\bar{w} = 100 \cdot \frac{M_2 + g}{K(1 - \delta')}$.

M_0, g, f : sont données en fonction de K et δ' .

• d'où : $A' = \bar{w}' \cdot \frac{b \cdot h}{100}$.

$$A = \bar{w} \cdot \frac{b \cdot h}{100}$$

• des contraintes :

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

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

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

• Section rectangulaire entièrement comprimée :

- Le cas se présente lorsque :

- L'effort normal N soit un effort de compression.

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

Deux méthodes de M. P. CHARON sont possibles pour la détermination des armatures exposées dans les livres :

mination des armatures exposées dans les livres :

"Cours de béton armé" et "exercice de béton armé."

Cas d'armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 = \frac{w' \cdot b \cdot h_t}{100} \quad \text{avec} \quad w' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$$

les contraintes seront obtenues avec les formules classiques de la R.D.M appliquées à la section homogénéisée :

$$\sigma'_{b,1,2} = \frac{N}{b \cdot h_t + 2nA'} \pm \frac{M \cdot h_t/2}{I}$$

2.1.2. Cas de la flexion composée déviée :

Ce cas de sollicitation est obtenu lorsque la section du poteau est soumise simultanément à deux moments M_x et M_y et à un effort normal N .

- Contrainte admissible de compression dans le béton dans le cas d'une flexion composée déviée :

soit e_0 : l'excentricité de la force extérieure / au c.d.g de la section du béton seul.

$$e_0 = e_y \text{ dans le sens } x.$$

$$e_0 = e_x \text{ dans le sens } y.$$

fig-2-

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 , du noyau central situé dans le même plan radial passant par C. fig-2-

C : Centre de pression.

- Calcul de e_1 :

d'après la fig-2. soit le triangle $\triangle xGy$:

$$H = \frac{b}{6} \cos \beta$$

$$\rightarrow \frac{b}{6} \cos \beta = e_1 \cos(\alpha - \beta)$$

$$H = e_1 \cos(\alpha - \beta)$$

$$\text{d'où : } e_1 = \frac{b \cdot \cos \beta}{6 \cos(\alpha - \beta)} \quad \text{avec : } \beta = \text{Arctg } \frac{b}{h}$$

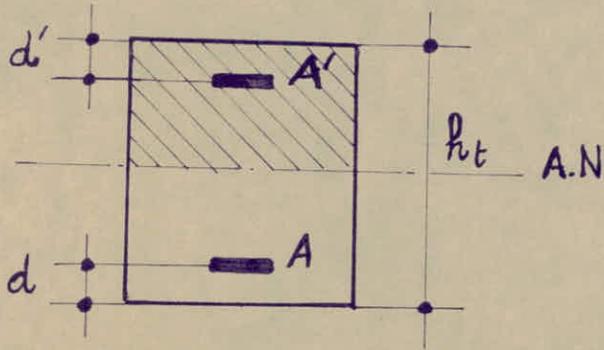
$$\alpha = \text{Arctg } \frac{e_y}{e_x}$$

- Calcul de e_0 :

$$e_x = \frac{M_y}{N}, \quad e_y = \frac{M_x}{N} \rightarrow e_0 = \sqrt{e_x^2 + e_y^2}$$

□ - Cas de la section partiellement comprimée :

- Ce cas se présente quand $e_0 > e_1$, la méthode utilisée pour la détermination de la section d'armatures est celle des abaques établis par M. A. ROUSSOPOULOS - formulaire de B. A tome I, R. CHAMBAUD et P. LEBELLE.



$$\frac{d}{h_t} = \frac{d'}{h_t} = 0,05$$

fig.1

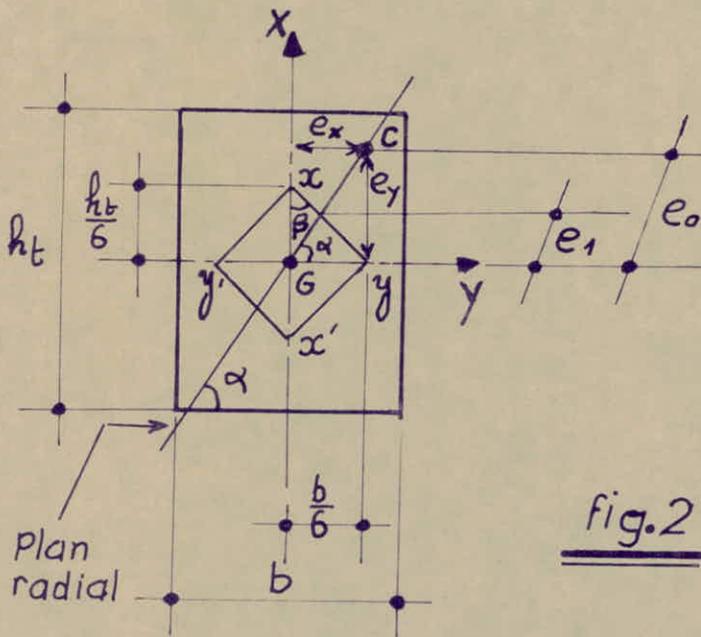


fig.2

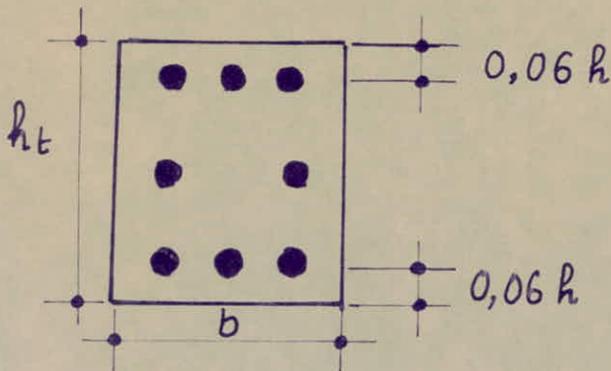
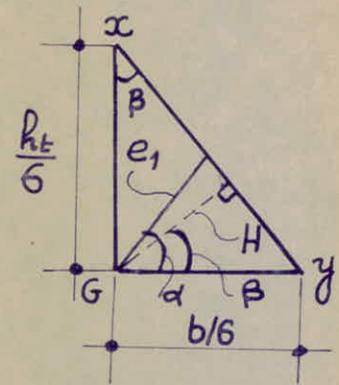


fig.3

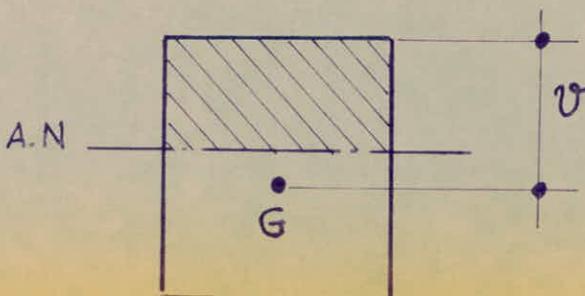


fig.4

- Mode d'emploi des abaques :

L'abaque correspondante au nombre n de barres par face et au pourcentage prévu, donne au point de coordonnées (ϵ_x, ϵ_y) les valeurs des paramètres ν et χ :

$$\epsilon_x = \frac{e_x}{b} \quad , \quad \epsilon_y = \frac{e_y}{h}$$

les contraintes seront données par :

$$\sigma'_b = \frac{N}{\nu \cdot b \cdot h} \quad , \quad \sigma_a = 15 \chi \sigma'_b$$

et on vérifie si :

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

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

- Domaine d'application :

Les abaques sont relatifs aux sections rectangulaires, chacune des faces du poteau présente un nombre égal de barres n . Les axes des barres situés le long des côtés de longueur h et b sont situés respectivement à $0,06 b$ et $0,06 h$ des faces correspondantes fig. 3.

b. Cas de la section entièrement comprimée :

Ce cas se présente quand $e_0 \leq e_1$, la section d'armatures est déterminée en choisissant un pourcentage d'acier et on vérifie par la suite que la contrainte de compression dans le béton est vérifiée et cela avec la formule classique de la R.D.M. :

$$\sigma'_b = \frac{N}{B'} + \frac{M_x \cdot h/2}{I_x} + \frac{M_y \cdot b/2}{I_y} \leq \bar{\sigma}'_b$$

avec:

B' : section homogénéisée
 I_x : moment d'inertie de la section B' à l'axe $y-y$
 I_y : " " " " " " " " " " $x-x$

2.1.3. Cas de la compression simple:

a-C.C.B.A 68:

la section d'armature longitudinale doit vérifier les trois conditions suivantes:

- $A_p \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}}$
- $A_p \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N}{\bar{\sigma}_{b_0}} - B \right)$
- $A_p \leq \frac{B}{20}$

θ_1 : Coefficient qui tient compte de l'excentricité de la charge.

$\theta_1 = 1,8$ pour les poteaux d'angles.
 $\theta_1 = 1,4$ pour les poteaux de rive.
 $\theta_1 = 1,0$ pour les autres poteaux.

$$\theta_2: \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

avec:

l_c : longueur de flambement.
 a : la plus petite dimension.
 c : enrobage des armatures longitudinales.

$$\theta_3: \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}(\text{bars})};$$

$\bar{\sigma}_{en}$: limite d'élasticité nominale de l'acier.

b-R.P.A 81:

le pourcentage minimum des armatures longitudinales dans les poteaux sera de:

- 0,8 % . $b \cdot h$ en zone I .
- 1% . $b \cdot h$ en zone II .
- Sans toute fois dépasser 4%

N.B : $b \cdot h$ section du poteau.

c - Flambement des poteaux :

L'élanement du poteau $\lambda = \frac{l_c}{i}$ avec l_c : longueur de flambement elle est de :

- 0,7 l_0 : pour un pilier d'un bâtiment à étage multiples à ses extrémités :
 - encastré dans un massif de fondation.
 - assemblé à des poutres de plancher ayant au moins même raideurs que lui et le traversent de part et d'autre.

- 0,9 l_0 : dans les autres cas.

l_0 : longueur libre du poteau.

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

* $\lambda < 50$: Les poteaux sont justifiés en compression simple sans qu'il soit tenu en compte de l'effet de leurs déformations, c.a.d pas de risque de flambement.

Pour la section rectangulaire, cette condition peut se mettre sous forme :

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4 ; \quad a : \text{la plus petite dimension du poteau.}$$

pour un poteau circulaire : $l_c \leq 12,5D$.

* $50 < \lambda \leq 150$: tenir compte du flambement. L'étude sera faite comme si le poteau travaille en F.C avec :

N' : l'effort normal axial qui s'exerce

réellement sur le poteau.

f_c : excentricité fictive de N' / au c.d.g. de la section de béton seule.

$$f_c = \frac{8 \cdot i^2}{v} (1 + \varphi) \cdot 10^{-3} \cdot (\lambda - 50)^{3/2}$$

λ : l'élanement

$$\varphi = \frac{\text{Charge permanente}}{\text{Charge totale (G et P)}}$$

v : la plus grande distance entre la fibre la plus comprimée au c.d.g. fig. 4.

d'où : $M = N' \cdot f_c$

RMQ : si N' est excentré, trois cas peuvent se présenter :

- $\lambda \leq 35$
- $35 < \lambda \leq 50$
- $50 < \lambda \leq 150$

2.2. armatures transversales :

Pour que les armatures principales soient efficaces, il faudrait qu'elles soient empêchées de flamber.

On utilise alors les armatures transversales qui devront retenir chaque barre principale suivant deux directions perpendiculaires.

a. R.P.A 81 :

- Les armatures transversales sont calculées avec la

formule :
$$\frac{A_t}{t} = \frac{1,25 T}{h_1 \cdot \sigma_{en}}$$

avec : $T = 2T_{\text{calcul}}$ si $\lambda \geq 15$.

$T = 3T_{\text{calcul}}$ si $\lambda < 15$.

- espacement entre les cours successifs d'armatures transversales t :
 - en zone courante : $t < 12 \phi_t^{\min}$
 - en zone nodale : $t < \min(10 \phi_t^{\min}, 15 \text{ cm})$.
- quantité d'armatures transversales minimale :
 - en zone I : $A_t^{\min} = 0,003 \cdot t \cdot b_1$.
 - en zone II : $A_t^{\min} = 0,004 \cdot t \cdot b_1$.

b.C.C.B.A 68 :

- les armatures transversales sont constituées en général par des aciers doux, avec un diamètre variant de 5 à 12 mm.
- espacement entre les cours successifs d'armatures transversales :
 - en zone courante :

$$t < \min(t_1, t_2) = \min \begin{cases} t_1 = (100 \phi_t - 15 \phi_{t \max}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \phi_{t \min} \end{cases}$$

pratiquement on prend :

$$t \leq 15 \phi_{t \min} \quad \text{et} \quad \phi_t \geq 0,3 \phi_{t \max}$$
 - en zone de recouvrement :

soit \forall le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement on doit avoir :

$$\nu \geq 3$$

$$\nu \geq 0,4 \cdot \frac{\phi_l^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,l}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{en,t}}$$

2.3. prescriptions du R.P.A 81:

- Les armatures longitudinales des poteaux doivent être des barres à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre min. des armatures longitudinales est de:
 - 12 mm en zone I.
 - 14 mm en zone II.
- Longueur de recouvrement minimale:
 - RPA 81 : $l_r \geq 50 \phi_l^{\max}$
 - [C.C.BA 68 : $l_r = l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\tau}_d}$]
 - l_d : longueur de scellement droit
 - $\bar{\tau}_d = 1,25 \psi^2 \bar{\sigma}_b$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25 cm en zone I et II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible à l'extérieur des zones des nœuds.

Poteaux : 30x50 ; P3, P4, P5, P7, P9, P10 .

327

niveau	Séction	M_y (t.m)	N (t)	e_0	e_1	nat-soll.
10	T	-4,508	-6,811	66,2	8,33	S.P.C
	b	3,508	-7,861	44,6	8,33	S.P.C
9	T	-3,007	-16,032	18,8	8,33	S.P.C
	b	3,166	-17,082	18,5	8,33	S.P.C
8	T	-3,204	-25,213	12,7	8,33	S.P.C
	b	3,215	-26,263	12,2	8,33	S.P.C
7	T	-3,183	-34,404	9,3	8,33	S.P.C
	b	3,224	-35,454	9,1	8,33	S.P.C
6	T	-3,189	-43,600	7,3	8,33	S.E.C
	b	3,239	-44,650	7,3	8,33	S.E.C
5	T	-3,194	-52,805	6,0	8,33	S.E.C
	b	3,256	-53,85	6,0	8,33	S.E.C
4	T	-3,203	-62,018	5,2	8,33	S.E.C
	b	3,277	-63,068	5,2	8,33	S.E.C
3	T	-3,212	-71,244	4,5	8,33	S.E.C
	b	3,301	-72,294	4,6	8,33	S.E.C
2	T	-3,224	-80,485	4,0	8,33	S.E.C
	b	3,171	-81,535	3,9	8,33	S.E.C
1	T	-3,534	-89,775	3,9	8,33	S.E.C
	b	1,458	-90,225	1,6	8,33	S.E.C

Ce tableau correspond au poteau 30x50 P7 , qui est le plus sollicité.

• Zone 1 : [niv. 10 → niv. 7] s.p.c

- niveau 10 : $\left(\frac{d}{h_t} = 0,05.\right)$

$$\text{tête : } \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,036 \rightarrow \epsilon = 0,9188, K = 46,6.$$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 3,728 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 1,296 \text{ cm}^2.$$

$$\text{base : } \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,028 \rightarrow \epsilon = 0,9275, K = 54,0$$

$$A_1 = 2,874 \text{ cm}^2 \rightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,067 \text{ cm}^2$$

- niveau 7 :

$$\text{tête : } \mu = 0,026 \rightarrow \epsilon = 0,9296, K = 56,0$$

$$A_1 = 2,602 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -9,685 \text{ cm}^2$$

on fait le calcul en compression simple :

$$l_c = 0,7l_0 = 0,7 \cdot 2,8 = 1,96 \text{ m}; \quad \frac{l_c}{a} = \frac{196}{30} = 6,53 < 14,4$$

le flambement n'est pas à considérer :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 > 3300 \text{ bars} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - B \right] = -66,52 < 0$$

on adoptera un ferrailage minimum :

C.C.B.A 68 :

$$A'_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$\theta_1 = 1,4 \text{ poteau dérivé}$$

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{2a - 3c} = 1 + \frac{196}{4 \cdot 30 - 2 \cdot 3} = 2,72$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,51 \quad \text{d'où :}$$

$$A'_{min} = 3,610 \text{ cm}^2$$

$$\text{R.P.A 81 : } A_{min} = 1\% \cdot b \cdot h_t = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 60 \text{ cm}^2$$

on adoptera : 3HA 16 par face.

$$\text{base : } \begin{aligned} A(F.C) &< 0 \\ A(C.S) &< 0 \end{aligned}$$

on adoptera un ferrailage minimum : 3HA 16 par face.

• Zone 2 : [niv. 6 → niv. 1.] S.E.C

- niveau 6 :

base :

$$\bullet \delta' = \frac{d'_1}{h_t} = \frac{d'_2}{h_t} = \frac{3}{50} = 0,06$$

$$\bullet \rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N'} = 2,301$$

$$\bullet \beta = \frac{6M}{N' \cdot h_t} = 0,871$$

$$\bullet C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho = 0,481$$

$$\bullet D = 0,3 (\rho - \beta) - 0,9 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2 = 1,336$$

$$\bullet E = -(1 + \beta - \rho) = 0,43$$

$$\bullet \bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = -0,372$$

on ferrailera en C.S :

- niveau 1 :

$$\text{base : } A' = -12,190 < 0$$

on adoptera un ferrailage minimum :

$$A = \max (A_{\text{min ccB.A68}}, A_{\text{min RPA}}) = 15 \text{ cm}^2 \text{ (R.P.A.81)}$$

on mettra 3HA 16 / face.

donc pour tous les niveaux on adoptera : 3HA / face.

Vérification de la résistance
à l'effort tranchant :

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{n T_{\text{cal}}}{b \cdot z} \quad , \quad \bar{\epsilon}_b = 0,15 \sigma'_{28} \quad ; \quad \lambda < 15 \rightarrow n = 3$$

T dans les poteaux étant négligeable $\rightarrow \bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b$.

Armatures transversales: $A_t \geq A_{tmin}$

- A_{tmin} donnée par le R.P.A 81 :

$$A_{tmin} = 0,004 \cdot t \cdot \max(b, h_t)$$

en zone courante et zone nodale :

$$t = \max(10, 15) = 15 \text{ cm} \rightarrow A_{tmin} = 0,004 \cdot 15 \cdot 50 = 3 \text{ cm}^2$$

on adoptera : (1 cadre + 2 étriers) $HAB = 3,14 \text{ cm}^2$.

- espacement :

en zone courante: $t < 12 \phi_e^{min} = 12 \cdot 1,6 = 19,2 \text{ cm}$ soit $t = 15 \text{ cm}$

en zone nodale: $t < \min(10 \phi_e^{min}, 15 \text{ cm})$ soit $t = 10 \text{ cm}$.

Poteaux : 60x60 ; P8 , P6 .

niveau	Section	e_x	e_y	e_0	e_1	mat. Soll.
10	T	5,17	11,75	12,84	7,59	S.P.C
	b	4,40	4,41	6,23	7,07	S.E.C
9	T	2,87	0,32	2,89	9,05	S.E.C
	b	2,49	0,98	2,68	7,71	S.E.C
8	T	1,97	1,08	2,25	7,37	S.E.C
	b	1,71	0,86	1,91	7,45	S.E.C
7	T	1,48	0,06	1,48	9,62	S.E.C
	b	1,29	0,62	1,43	7,49	S.E.C
6	T	1,21	0,53	1,32	7,59	S.E.C
	b	1,04	0,48	1,15	7,54	S.E.C
5	T	0,99	0,41	1,07	7,65	S.E.C
	b	0,86	0,39	0,94	7,55	S.E.C
4	T	0,89	0,34	0,95	7,75	S.E.C
	b	0,73	0,31	0,79	7,63	S.E.C
3	T	0,79	0,28	0,84	7,83	S.E.C
	b	0,64	0,26	0,69	7,68	S.E.C
2	T	0,71	0,22	0,74	7,99	S.E.C
	b	0,51	0,19	0,54	7,77	S.E.C
1	T	0,71	0,20	0,74	8,11	S.E.C
	b	0,17	0,12	0,21	7,18	S.E.C

ce tableau correspond au poteau 60x60 : P8 , qui est le plus sollicité.

- on fera le ferrailage en C.S et on verifiera en F.C deviee :

. $l_c = 0,7 l_0 = 1,96 \text{ m}$.

. $\frac{l_c}{a} = \frac{196}{60} = 3,267 < 14,4$ pas de flambement.

. $\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 > 3300 \text{ bars} \rightarrow \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

. on prendra : $\sigma'_b = \bar{\sigma}'_{b_0}$.

. $A = \frac{1}{15} \left[\frac{N}{\sigma'_{b_0}} - B \right] = -2,43 < 0$

C.C.B.A 68 :

. $\theta_1 = 1$ poteau intermediaire.

. $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1,84$

. $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,51$.

$A'_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma'_{b_0}} = 12,38 \text{ cm}^2$

R.P.A 81 :

. $A'_{min} = 1\% 60 \cdot 60 = 36 \text{ cm}^2$

on adoptera : 8 HA25 soit 3 HA 25 / face.

Vérification de la résistance à l'effort tranchant :

T'étant négligeable $\rightarrow \bar{E}_b < \bar{E}'_b$.

Armatures transversales :

. espacement : zone courante $t < 12 \phi_l = 30 \text{ cm}$ soit $t = 20 \text{ cm}$
 zone nodale $t < \min(10 \phi_l, 15 \text{ cm})$ soit $t = 10 \text{ cm}$.

. A_t :

en zone nodale : $A_t \geq A_{tmin} = 0,004 \cdot 10 \cdot 60 = 2,4 \text{ cm}^2$
 soit 2 cadres HA 14 = $3,08 \text{ cm}^2$

en zone courante : $A_t \geq A_{tmin} = 0,004 \cdot 20 \cdot 60 = 4,8 \text{ cm}^2$
 1 cadre + 1 etrier dans chaque sens
 soit $A_t = 4 \text{ HA } 14 = 6,15 \text{ cm}^2$

Poteaux: 30 x 30 ; P1, P2 .

Etant donné que les moments sont faibles, le poteau 2 (le plus sollicité) sera ferrillé en C.S.

$$A' = \frac{1}{15} \left[\frac{N}{\sigma'_{b_0}} - 8 \right] = -14,63 < 0$$

. C.C.B.A 68 :

$$A'_{min} = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 2,72 \cdot 1,51 \cdot \frac{46,616 \cdot 10^3}{68,5} = 4,89 \text{ cm}^2$$

. R.P.A 81 :

$$A'_{min} = 1\% b \cdot h_t = 9 \text{ cm}^2$$

on adoptera : $A' = 3HA14 = 12,31 \text{ cm}^2$ soit 3HA14 / face.
(toutes les vérifications étant justifiées).

Armatures transversales :

. espacement :

zone courante : $t < 12\phi_e = 16,80 \text{ cm}$ soit $t = 15 \text{ cm}$.

zone nodale : $t < \min(10\phi_e, 15 \text{ cm}) = 14 \text{ cm}$ soit $t = 10 \text{ cm}$.

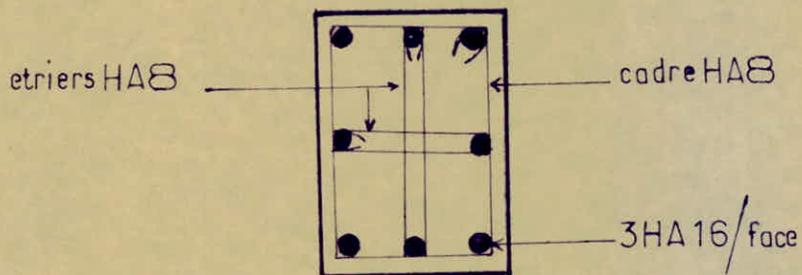
. A_t :

zone courante : $A_t \geq A_{tmin} = 0,004 * 15 * 30 = 1,80 \text{ cm}^2$.

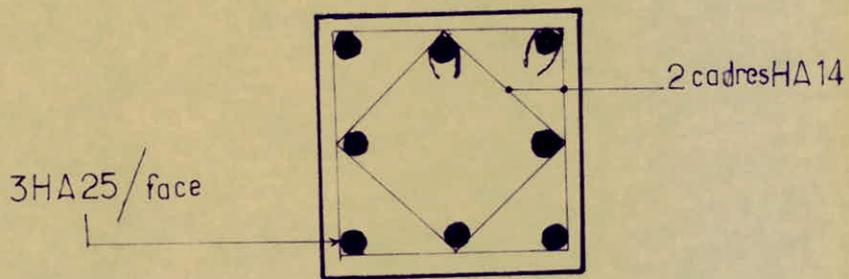
zone nodale : $A_t \geq A_{tmin} = 0,004 * 10 * 30 = 1,20 \text{ cm}^2$.

on adoptera : 2 cadres HA 12 .

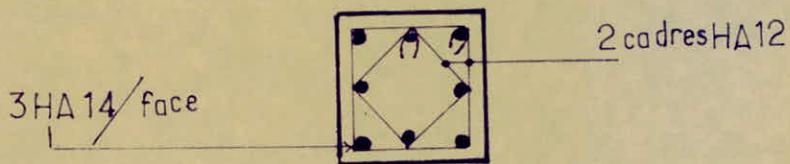
POTEAUX 30x50



POTEAUX 60x60



POTEAUX 30x30



ETUDE DU VOÏLE PÉRIPHÉRIQUE

Nous avons un voile périphérique continu, entre le niveau des fondations (radier nervuré dans notre cas) et le niveau du 1^{er} plancher au dessus du sol extérieur qui est le niveau : 0.00 par convention.

Ce voile assure à la fois un bon chaînage et une bonne stabilité de l'ensemble.

• Dimensions du voile :

Épaisseur : 20 cm ; hauteur : 1.20 m.

Il sera ferrailé forfaitairement d'après l'article 3.3.8.5 page 33 du règlement parasismique Algérien R.P.A 81 (Version 83).

• Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :

$A \geq 20\%$ de la section totale transversale du béton avec recouvrement de 50ϕ en équerre de renforcement dans les angles.

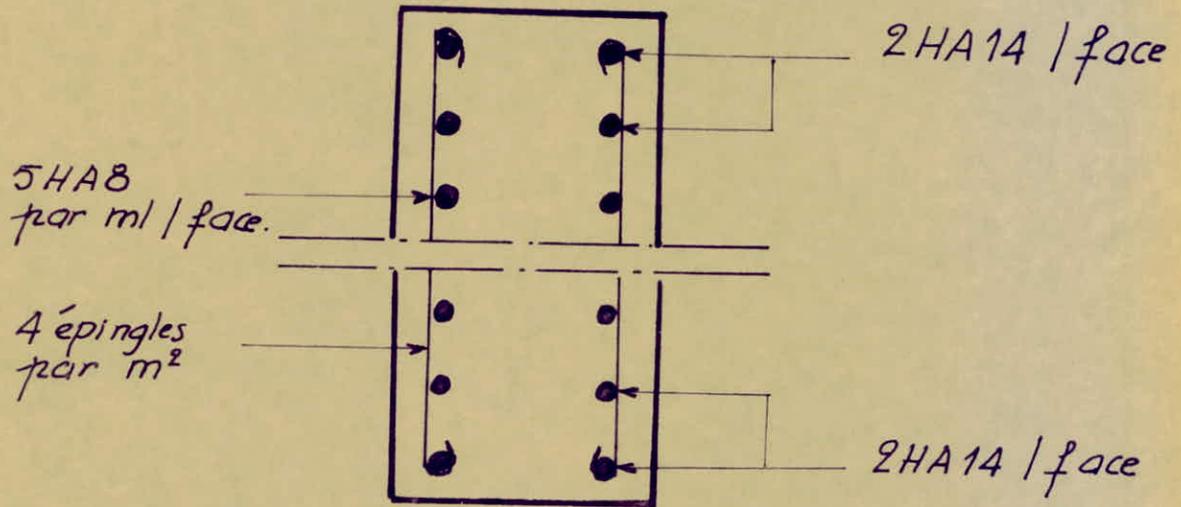
$$A \geq \frac{0,2 * b * h_t}{100} = \frac{0,2 * 20 * 120}{100} = 4,8 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4 HA 14 = 6,16 cm² c.a.d 4 HA14 par partie supérieure et inférieure

• Armatures longitudinales de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur

336
on adoptera : $5HA8 = 2,51 \text{ cm}^2$ par mètre linéaire
et par face.



FONDATEIONS

Etude du sol :

A la demande de la SONATIBA, le L.N.H.C a effectué l'étude géotechnique d'un terrain à AIN-BENIAN réservé à la construction de 292 logements. Il a été réalisé 38 essais de pénétration dynamique et 4 sondages carottés. Les résultats fournis par cette investigation sont suffisants pour conclure, Vu le type de sol rencontré.

1. analyse des sondages :

Après avoir remarqué l'homogénéité des résultats pénétrométriques avec refus dans les premières mètres, il a été décidé de la réduction du nombre de sondages 4 sondages ont été réalisés. Les résultats donnés par ces sondages confirmant les données pénétrométriques leur nombre s'avère suffisant. Des sondages ont été réalisés à l'aide d'une sondeuse FORACO SM70 travaillant par rotation et refroidissement à eau. La coupe de sondage concernant l'implantation de notre bâtiment est la coupe N° 3, elle se présente comme suit :

Récupération	Profondeur	Description.
2.50m	0	Sable fin, siliceux, mal gradué, brun.
	1	
	2	grès à grains fins siliceux et calcaire dur, vacuolaire, marron clair.
à chaque 1.40m	3	grès à grains moyens, siliceux, peu vacuolaire, dur, marron.
	4	grès à grains moyens siliceux, peu vacuolaire, dur, couleur clair
	5	
	6	

Cette coupe révèle globalement une couche de sable de 0 à 2 mètres puis une couche de grès d'au moins de 3 mètres d'épaisseur. Vu l'épaisseur de roche dure, les sondages ont été limité à 5.50 m. La couche de grès est parfois intercalée de petits passages de Calcaire blanchâtre. Ces passages peuvent être très tendres.

2. Analyse des essais de pénétration dynamique:

Les essais ont été réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd type BORRO 2. Une fiche technique reprend les caractéristiques techniques de cet appareil ainsi que la méthode de calcul utilisée :

A. Fiche technique:

a: Principe de l'essai: L'opération de pénétration dynamique consiste en l'enfoncement dans le

terrain d'un train de tiges par l'action d'un monton de masse M , tombant répétitivement d'une hauteur fixe H . L'appareil enregistre le nombre de coup N nécessaire à obtenir un enfoncement de longueur fixée l .

b: exploitation des résultats:

Grâce à l'analogie avec les pieux réels, on peut appliquer à ces essais la formule de battage dite des hollandais, pour calculer la résistance de pointe R_p , en fonction de la profondeur:

$$R_p = \frac{N}{L} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{(P+M)} \cdot \frac{1}{A}$$

avec :

M : masse du monton en Kg.

H : hauteur de chute en cm.

P : masse des tiges + mandon en Kg.

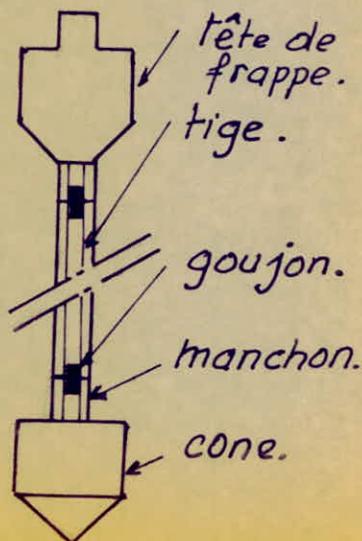
A : section de la pointe en cm^2

L : enfoncement de la référence en cm.

N : nombre de coup nécessaire pour enfoncer la pointe d'une profondeur l .

Les résultats des essais de pénétration dynamique sont représentés sur un tableau qui expriment R_p en baïs.

RMQ: le frottement latéral de la pointe est négligeable. Mais le frottement sur les tiges peut dans certains cas être inclus dans le résultat donné par la formule des Hollandais ce qui entraînerait une surestimation de la résistance de pointe.



B. Résultats: tableau A.

340

Essai	Rp min, à partir de 1.20m en bais.	Profondeur de refus en mètres.
1	1.80	1.60
2	1549	1.40
3	60	1.80
18	44	2.00
19	125	1.80
22	885	1.60
23	1476	1.40
24	170	2.80
25	170	1.00
26	900	1.80
27	952	1.60
29	1506	1.40
30	1506	1.00
31	330	1.80
32	65	2.20
33	52	2.20
35	52	1.20
36	52	1.00
37	52	1.00
38	52	1.00

← essais au niveau de notre bâtiment.

C. Conclusion :

Le tableau A regroupe les essais où la valeur de résistance de pointe est bonne et très élevée à partir de 1.20 mètres le refus est alors en général obtenu entre 1 et 2 mètres. Les refus sont obtenus sur la couche de grés. Des essais pénétrométriques ne révèlent pas ici d'importantes irrégularités mais il faut tenir compte du fait que ces essais sont ponctuels.

Au vu du type de sol rencontré, aucun essai au laboratoire n'a été entrepris, ces données étant suffisantes pour conclure que d'après les essais pénétrométriques et la nature du sol nous adopterons un taux de travail du sol de 1,5 bars à partir de 1.50 mètres.

Dans le cas de fondation reposant sur la couche de grés; il sera prudent de détruire la couche superficielle de grés qui risque d'être altérée ou trop vacuolaire. Les fondations seront toujours ancrées d'au moins 30cm dans le grés.

Le dimensionnement de la fondation sera fait en fonction de la charge transmise en respectant le taux de travail donné ci-dessus. Les tassements seront faibles, car même dans le cas de fondation sur sable la couche entre la fondation et la roche sera de faible épaisseur.

3. Calcul de la fondation :

Le poids du bâtiment étant important, le choix de semelles filantes comme fondation a abouti à des largeurs de semelles occupant tout l'entre axe des voiles. On a opté donc pour un radier général nervuré (se calcule comme un plancher nervuré renversé) car la surcharge que cela occasionnerait sera acceptable devant les avantages apportés par le radier notamment la réduction sensible des tassements différentiels et la rapidité d'exécution, de plus le radier est infiniment rigide et indéformable dans son ensemble; les charges de la construction seront réparties sur toute la surface du sol d'une façon uniforme.

Autres raisons: notre bâtiment est fondé à faible profondeur de plus la pression de l'ensemble des charges sur la totalité de la surface conduit à une pression voisine de $\bar{\sigma}_s$.

a. Calcul du radier:

- Sous SP1:

$$G + 1,2P = 3654,32 + 1,2 * 278,88 = 3988,976 \text{ t}$$

- Surface nécessaire du radier: $\bar{\sigma}_s = 1,5b = 1,53 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{N}{S_{nec.}} \leq \bar{\sigma}_s \rightarrow S_{nec.} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{3988,976}{1,53} = 260,72 \text{ m}^2$$

dans notre cas: $S = 276,952 \text{ m}^2 > S_{nec.}$

343

mais on doit prendre un débord réglementaire de 30 cm, donc la surface du radier devienne:

$S = 300,94 \text{ m}^2$. On voit bien que la pression fictif $P_f = \frac{3988,976}{300,94} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$ est proche de $\bar{\sigma}_s$ ce qui justifie encore l'utilisation du radier.

• Le centre de masse du radier est défini par ses coordonnées:

$$\begin{aligned} X_R &= 11,89 \text{ m} \\ Y_R &= 5,94 \text{ m} \end{aligned}$$

Le centre de masse du bâtiment est défini par ses coordonnées:

$$\begin{aligned} X_G &= 11,89 \text{ m} \\ Y_G &= 5,90 \text{ m} \end{aligned}$$

Les deux centres de masse étant proche, de plus les tassements différentiels ne sont pas à craindre, la réaction du sol est donc bien uniformes.

b. Pression sous le radier:

$$q = \frac{N}{S} = \frac{3988,976}{300,94} = 13,26 \text{ t/m}^2 = 1,326 \text{ kg/cm}^2$$

c. Prédimensionnement de l'épaisseur du radier:

Le radier est une dalle et il n'est pas pratique de placer des armatures transversales dans celle-ci. On déterminera son épaisseur en fonction de la contrainte de cisaillement. Le calcul se fera pour une bande de 1m:

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b \rightarrow z \geq \frac{T_{\max}}{1,15 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b}$$

avec : $T_{max} = \frac{q l_{max}}{2}$; l_{max} : largeur maximale³⁴⁴
des pannes de dalle.

$$- T_{max} = \frac{13,26 * 3,91}{2} = 25,92 \text{ t}$$

$$- \delta \geq \frac{25,92 * 10^3}{1,15 * 100 * 5,9} = 38,20 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{7}{8} h \rightarrow h \geq \frac{8}{7} \delta = \frac{8}{7} * 38,20 = 43,66 \text{ cm.}$$

on prendra $h = 50 \text{ cm}$

• Condition forfaitaire :

Cette condition découle de la raideur du radier

et stipule : $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{3,91}{10} = 39,1 \text{ cm}$

finallement on prendra : $h = 50 \text{ cm}$, $h_t = 55 \text{ cm}$.

d. Vérification de la contrainte du sol sous le radier :

- Poids du bâtiment : 3805,844 t.

- Poids du radier : 413,792 t = 0,55 * 300,94 * 2,5

$$\text{TOTAL} = 4219,636 \text{ t.}$$

d'où la contrainte : $q' = \frac{4219,636}{300,94} = 1,40 \text{ kg/cm}^2$.

e. Vérification au poinçonnement :

le voile le plus sollicité étant Vt2 symétrique :

$$P = 25,47 \text{ t}$$

$$G = 250,01 \text{ t}$$

$$l = 10,40 \text{ m}$$

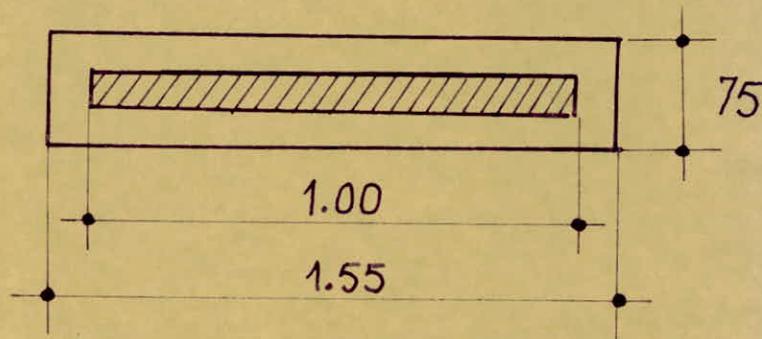
$$\text{donc : } q'' = \frac{G + 1,2P}{l} = \frac{250,01 + 1,2 * 25,47}{10,40} = 26,97 \text{ t/ml.}$$

La condition de non poinçonnement est :

$$\frac{1,5 N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\epsilon}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$$

345

avec P_c : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen de la dalle. Comme le cisaillement se fait suivant un angle de 45° on aura :



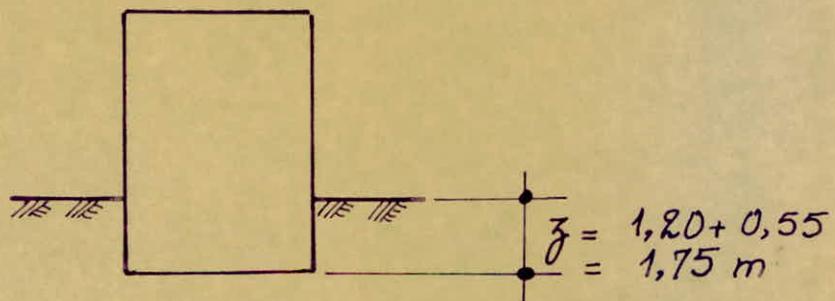
d'où :

$$1,5 \frac{26,97 \cdot 10^3}{2(155+75) \cdot 55} = 1,60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 6,7 \text{ kg/cm}^2$$

f. Vérification à l'effet de sous pression :

on doit vérifier que sous l'effet des sous pressions hydrostatiques que le bâtiment ne se soulève pas, habituellement on prend un coefficient de sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement et on vérifie que : $P \geq 1,5 S \cdot z$.

S : surface du sol en m^2
 z : pression hydrostatique en t/m^2
 P : poids total du bâtiment en tonnes.



$$P = G = 3654,32 \text{ t.} > 1,5 \cdot S \cdot z = 1,5 \cdot 300,94 \cdot 1,75 = 789,967 \text{ t. O-K}$$

g. Vérification de la stabilité du radier sous SP2: 346

le radier est soumis à un effort normal N et un moment de renversement M .

$$N = G + P + G_{\text{radier}} = 3654,32 + 278,88 + 413,92 \\ = 4346,992 \text{ t.}$$

les moments par rapport à la base du radier

$$\text{Sont : } \begin{aligned} M_x &= 4874,472 \text{ t.m} \\ M_y &= 4513,296 \text{ t.m} \end{aligned}$$

• Sens longitudinal :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y \cdot v_x}{I_y}$$

$$\begin{aligned} v_x &= 12,19 \text{ m} \\ I_y &= \frac{M_x \cdot 24,38^3}{12} + 2 \left[\frac{2,6 \cdot 6,30^3}{12} + 2,6 \cdot 6,30 \cdot 9,04^2 \right] \\ &= 16069,054 \text{ m}^4. \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4346,992}{300,94 \cdot 10} \pm \frac{4513,296 \cdot 12,19}{16069,054 \cdot 10} = \begin{aligned} \sigma_1 &= 1,79 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 1,10 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

on doit vérifier que :

$$\text{La contrainte moyenne: } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\bar{\sigma}_s$$

$$\text{La contrainte maximale: } \sigma_1 \leq 1,5\bar{\sigma}_s.$$

$$\begin{aligned} \text{A.N : } \sigma_m &= \frac{1,79 + 1,10}{4} = 1,62 < 1,33\bar{\sigma}_s = 2,03 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_1 &= 1,79 < 1,5\bar{\sigma}_s = 2,29 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

• sens transversal :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x \cdot v_y}{I_x}$$

$$\begin{aligned} v_y &= 7,36 \text{ m} \\ I_x &= 4449,860 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4346,992}{300,94 * 10} \pm \frac{4874,472 * 7,36}{4449,860 * 10} = \begin{matrix} \sigma_1 = 2,25 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,64 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

d'où :

$$\sigma_m = 1,85 < 2,03 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = 2,25 < 2,29 \text{ kg/cm}^2.$$

la stabilité du radier est donc assurée dans les deux sens.

h. Charges à prendre en compte pour le calcul du radier:

la charge à prendre en compte pour le calcul du radier sera égale à la réaction du sol diminuée du poids du radier :

$$\text{charge du radier} : 0,55 * 2,5 = 1,375 \text{ t/m}^2 \approx 0,14 \text{ kg/cm}^2.$$

sollicitation du 2^e genre :

$$\bullet \text{ sens longitudinal} : \begin{matrix} q_1 = 1,79 - 0,14 = 1,65 \text{ kg/cm}^2 \\ q_2 = 1,10 - 0,14 = 0,96 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

$$\bullet \text{ sens transversal} : \begin{matrix} q_1 = 2,25 - 0,14 = 2,11 \text{ kg/cm}^2 \\ q_2 = 0,64 - 0,14 = 0,50 \text{ kg/cm}^2 \end{matrix}$$

$$\text{donc : pour SP2 on prendra} : q = 2,11 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{pour SP1 on prendra} : q = 1,33 \text{ kg/cm}^2.$$

maintenant on doit comparer :

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP2)}{\bar{\sigma}_a(SP1)} \text{ avec } \frac{q(SP2)}{q(SP1)}$$

$$\frac{\bar{\sigma}_a(SP2)}{\bar{\sigma}_a(SP1)} = \frac{4200}{2800} = 1,5 ; \quad \frac{q(SP2)}{q(SP1)} = 1,6 > 1,5$$

par conséquent les contraintes du 2^e genre sont plus défavorables. Dans ce cas le radier sera calculé comme un plancher dalle renversé sous la réaction SP2.

i. Détermination des moments dans les panneaux de dalles : 3483

Pour ce cas les panneaux de dalles étant sollicités par une charge uniformément répartie, on déterminera les moments avec la méthode de M^E PIGEAUD. Le moment au milieu de la dalle dans une bande de 1m de largeur et dans le sens de la petite portée est : $M_x = P(M_1 + \nu M_2)$.
dans le sens de la grande portée : $M_y = P(M_2 + \nu M_1)$.
avec $P = q \cdot l_x \cdot l_y =$ charge totale appliquée sur la dalle.

M_1, M_2 : moments unitaires pour une charge uniformément répartie $P=1$. Ils sont donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ et $1/\beta$ respectivement.

$\nu = 0,15$ Coefficient de Poisson pour le béton.

les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son pourtour. Les moments réels sont des fractions des moments.

on prendra forfaitairement :

- Sur appui : $M_{ax} = 0,50 M_x$; $M_{ay} = 0,50 M_y$.
- en travée : $M_{tx} = 0,85 M_x$; $M_{ty} = 0,85 M_y$.

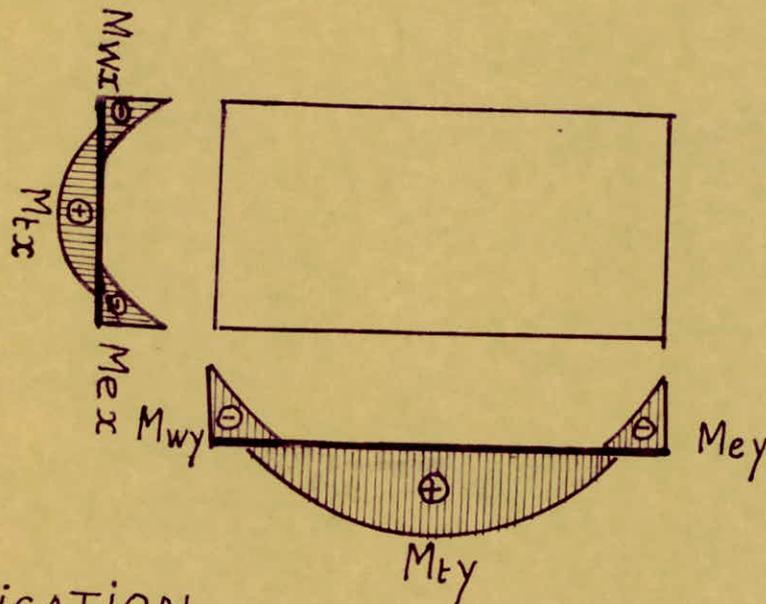
l'essentiel est de respecter l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o.$$

RMQ :

si $\beta < 0,4$, la dalle se calcule comme une poutre par bande de 1m dans le sens de la petite portée.

$$M_x = \frac{q \cdot l_x^2}{8} ; M_{ax} = M_{ay} = M_o = 0,50 M_o.$$



APPLICATION :

• Panneau : ① $l_x = 2.30$ $l_y = 5.10$ $\beta = 0.45$
 $1/\beta = 2.22$

$\beta = 0.45 \rightarrow M_1 = 0.045$
 $1/\beta = 2.22 \rightarrow M_2 = 0.007$

$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 21.1 \cdot 2.30 \cdot 5.10 = 247.503 \text{ t.}$

$M_x = (M_1 + \nu M_2) P = [0.045 + 0.15 \cdot 0.007] 247.503 = 11.40 \text{ t.m.}$
 $M_y = (M_2 + \nu M_1) P = 3.40 \text{ t.m.}$

d'où :

$M_{tx} = 0.85 M_x = 0.85 \cdot 11.40 = 9.69 \text{ t.m.}$
 $M_{ty} = 0.85 M_y = 2.89 \text{ t.m.}$
 $M_{ax} = M_{ay} = M_a = 0.5 M_x = 5.70 \text{ t.m.}$

• Ferrailage :

En travée :

Sens l_x : $A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{9.69 \cdot 10^5}{0.875 \cdot 50 \cdot 4200} = 5.27 \text{ cm}^2$

on prendra : $10 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 7.85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ avec un espacement $t = 10 \text{ cm}$.

Sens l_y : $A_{ty} = \frac{2.89 \cdot 10^5}{0.875 \cdot 50 \cdot 4200} = 1.53 \text{ cm}^2$

on choisira 10 HA 6/ml = $2,82 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $t = 10 \text{ cm}$. 350

Sur appuis:

sens l_x : $A_{ax} = A_a = \frac{5,70 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 50 \cdot 4200} = 3,10 \text{ cm}^2$.

on choisira: 5 HA 10/ml = $3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $t = 20 \text{ cm}$.

sens l_y : idem . 10 HA 8/ml , $t = 10 \text{ cm}$.

- espacements maximaux:

sens l_x : $t = \min(3ht, 33 \text{ cm})$

sens l_y : $t = \min(4ht, 45 \text{ cm})$

- longueur d'ancrage:

$l_a = 40 \phi$ barres droites
 $= 17 \phi$ crochêt a 45° (barres à HA)

- Dispositions constructives:

Chaque barre qui traverse le contour est totalement ancrée au delà de celui-ci à une longueur l_a .

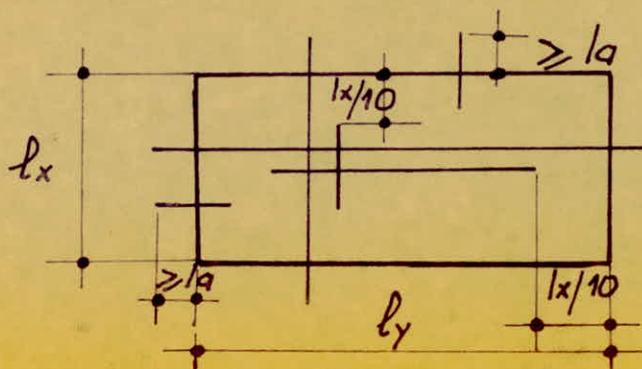
- Armatures supérieures:

quadrillage uniforme uniforme sur toute la surface.

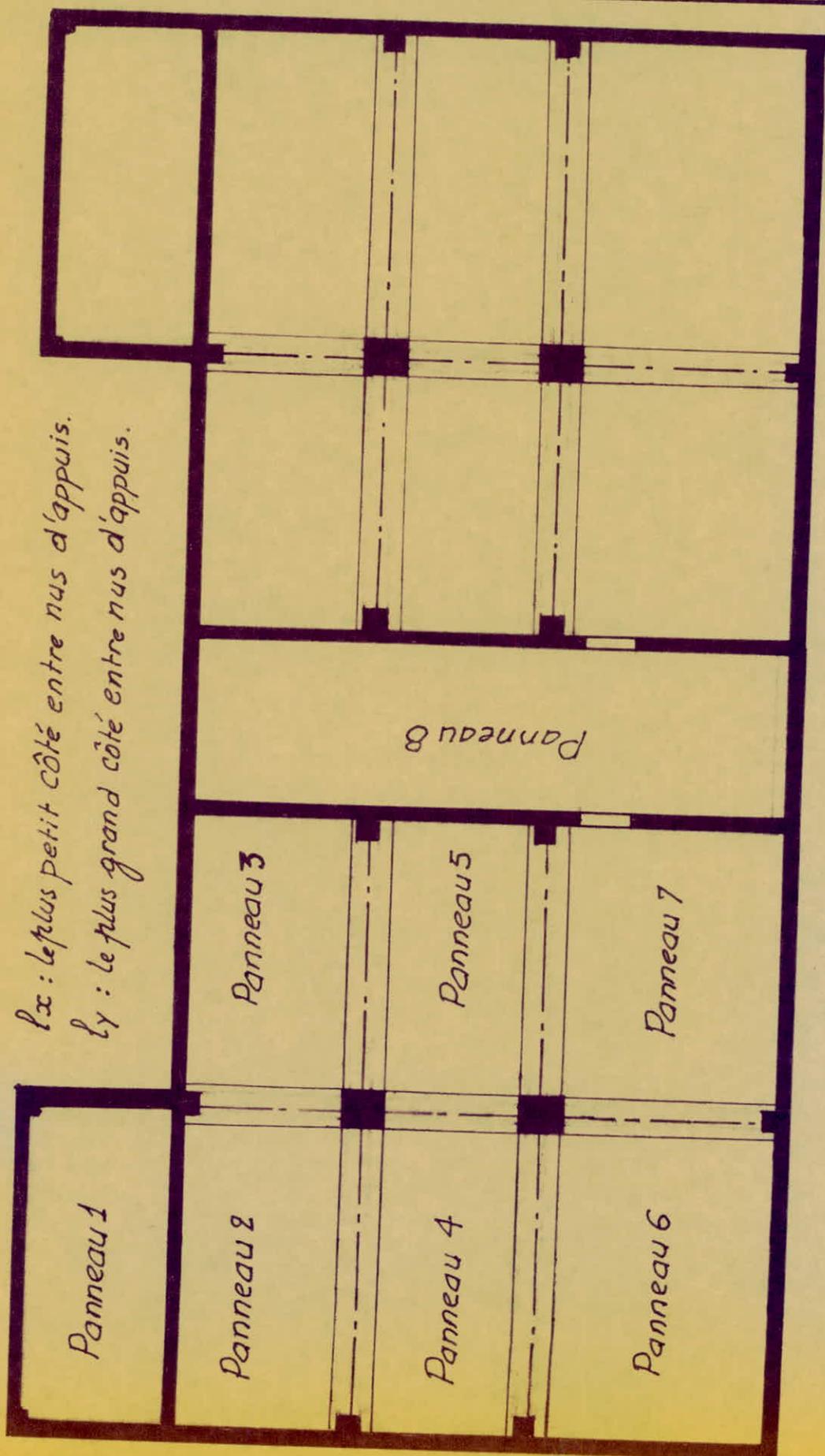
une barre sur deux est arrêtée à $l_x/10$ avant le nu d'appui

- Armatures inférieures (Chapeaux):

leur longueur à partir du nu de l'appui est égale à: $\max(l_d, \frac{l_x}{5})$. On prendra cette longueur égale à $\frac{l_x}{4}$



j. Dimensions des panneaux du radier:



l_x : le plus petit côté entre nus d'appuis.
 l_y : le plus grand côté entre nus d'appuis.

k. Tableau des moments:

Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	ρ	$\frac{1}{\rho}$	M_1 (t.m)	M_2 (t.m)	P (t)	M_x (t.m)	M_y (t.m)	M_0 (t.m)	M_{tx} (t.m)	M_{ty} (t.m)
1	2.30	5.10	0.45	2.22	0.045	0.007	247.50	11.40	3.40	5.70	9.69	2.89
2	2.87	3.20	0.55	1.81	0.049	0.010	314.90	15.90	5.46	7.95	13.52	4.64
3	2.87	4.85	0.59	1.69	0.043	0.013	293.70	13.20	5.71	6.60	11.22	4.85
4	2.62	5.20	0.50	1.98	0.047	0.008	287.47	13.85	4.33	6.93	11.78	3.68
5	2.62	4.85	0.54	1.85	0.048	0.010	268.12	13.27	4.61	6.64	11.28	3.92
6	3.91	5.20	0.75	1.33	0.045	0.023	429.00	20.78	12.76	10.39	17.66	10.85
7	3.91	4.85	0.81	1.24	0.044	0.028	400.15	19.29	13.84	9.65	16.40	11.76
8	2.78	10.00	0.23	3.60	—	—	—	20.38	—	10.19	17.32	—

l. Tableau du ferrailage :

Section	Travée (sens lx)			Travée (sens ly)			appui.			
	Panneaux	A_x (cm^2)	Achoisit (cm^2)	t (cm)	A_y (cm^2)	Achoisit (cm^2)	t (cm)	A_a (cm^2)	Achoisit (cm^2)	t (cm)
	1	5.27	10HA10	10	1.57	10HA6	10	3.10	5HA10	20
	2	7.36	10HA10	10	2.52	10HA6	10	4.33	10HA8	10
	3	6.11	10HA10	10	2.64	10HA6	10	3.59	5HA8	20
	4	6.41	10HA10	10	2.00	5HA8	20	3.77	5HA10	20
	5	6.14	10HA10	10	2.13	5HA8	20	3.61	5HA10	20
	6	9.61	5HA16	20	5.90	10HA10	10	5.65	10HA10	10
	7	8.92	5HA16	20	6.40	10HA10	10	5.25	10HA10	10
	8	9.42	5HA16	20	2.36	5HA8	20	5.55	10HA10	10

354

RMQ: le poinçonnement vis à vis des poteaux n'est pas vérifié donc on a prévu des poutres qui nervurent notre radier, par conséquent nos poteaux reposent sur ces poutres et notre radier sera considéré comme un plancher nervuré. Cette technique permet d'éviter le problème de poinçonnement des poteaux car la nervure est calculée pour reprendre l'effort tranchant ramené par le poteau et la répartition de ce dernier sur toutes les poutres.

4. Calcul des nervures:

- Calcul de la pression sur le radier:

$$G_{TOT} + 1,2P = G_{rad.} + G_{bat.} + 1,2P$$

$$= 0,55 * 300,94 * 2,5 + 3988,976 = 4402,769 \text{ t.}$$

d'où la pression sur le radier: $\frac{4402,769}{300,94} = 14,63 \text{ t/m}^2$.

- Poutre longitudinale:

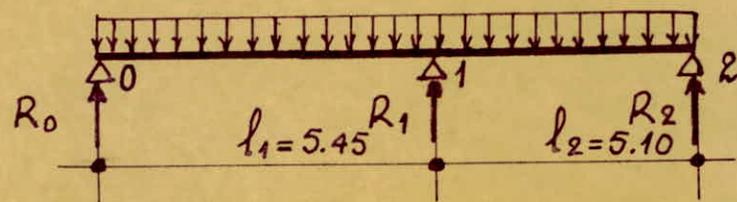
on prend la plus défavorable, il lui revient une

surface: $S = \sum s_i = 24,431 \text{ m}^2$

d'où $Q_{tot.} = 14,63 * 24,431 = 357,43 \text{ t.}$

notre poutre sera calculée en poutre continue, chargée par q uniformément répartie:

$$q = \frac{Q_T}{l} = \frac{357,43}{10,55} = 33,9 \text{ t/ml.}$$



à l'aide de l'équation des 3 moments:

$$M_0 = M_2 = 0 ; M_1 = \frac{-q(l_1^3 + l_2^3)}{8(l_1 + l_2)} = -118,30 \text{ t.m.}$$

$$T_{0d} = \frac{9l_1}{2} - \frac{M_1}{l_1} = 70,67 \text{ t.} \quad \rightarrow R_0 = |T_{0d}| = 70,67 \text{ t.} \quad 355$$

$$T_{1g} = -\frac{9l_1}{2} - \frac{M_1}{l_1} = -114,08 \text{ t.}$$

$$T_{1d} = \frac{9l_2}{2} + \frac{M_1}{l_2} = 109,64 \text{ t.} \quad \rightarrow R_1 = |T_{1g}| + |T_{1d}| = 223,72 \text{ t.}$$

$$T_{2g} = -\frac{9l_2}{2} + \frac{M_1}{l_2} = -63,25 \text{ t.} \quad \rightarrow R_2 = |T_{2g}| = 63,25 \text{ t.}$$

la section en travée est une section en T qui a pour dimensions:

$$b_1 < \frac{262}{2} = 131 \text{ cm}$$

$$b_1 < \frac{510}{10} = 51 \text{ cm}$$

$$b_1 < (6 \text{ à } 8) h_0 = 330 \text{ à } 440$$

on prend : $b_1 = 50 \text{ cm}$ et $b_0 = 60 \text{ cm}$

donc : $b = 50 + 60 + 50 = 160 \text{ cm}$.

on choisit $h = 85 \text{ cm}$ d'après un calcul préliminaire à l'effort tranchant

Appui : ①

$$M = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 118,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 160 \cdot 85^2} = 0,0365 \quad \rightarrow \begin{matrix} K = 46,2 \\ \alpha = 0,2451 \\ \epsilon = 0,9183 \end{matrix}$$

$$\alpha \cdot h = 0,2451 \cdot 85 = 20,8 < h_0 = 55 \text{ cm} \rightarrow \text{l'AN}$$

tombe dans la table.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{118,3 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9183 \cdot 85} = 36,08 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = \frac{0,3 \cdot 160 \cdot 90}{100} = 43,20 \text{ cm}^2 \quad (\text{RPA 81})$$

d'où $A = A_{\min}$ on adoptera 14HA20 = 43,98 cm²

qui seront réparties en 2 nappes.

$$\sigma'_b = \frac{4200}{46,2} = 90,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 \quad \text{Vérifié}$$

donc : $A' = 0$.

Vérification de l'effort tranchant:

$$\mathcal{E}_b = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\mathcal{E}}_b$$

$$\mathcal{E}_b = \frac{223,72 \cdot 10^3}{160 \cdot \frac{7}{8} \cdot 85} = 18,8 < \bar{\mathcal{E}}_b \quad \text{Vérifié car:}$$

$$\bar{\mathcal{E}}_b = \left(4,5 - \frac{90,9}{68,5}\right) \cdot 5,9 \cdot 1,5 = 28,08 \text{ kg/cm}^2$$

donc on mettra des $A_t \perp$.

écartement des A_t :

zone nodale: $\bar{S} = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_e\right)$

zone courante: $\bar{S} = \frac{h}{2}$

A.N:

zone nodale: $S = \bar{S} = \min\left(\frac{85}{4}, 12 \cdot 2,0\right) = 21,25 \text{ cm}$

Soit $S = 20 \text{ cm}$.

zone courante: $S = \bar{S} = \frac{h}{2} = 42,50 \text{ cm}$

Soit $S = 40 \text{ cm}$.

travée: on considère la plus défavorable
c.a.d la travée la plus longue.

$$M(x) + \frac{q x^2}{2} - R_0 x = 0 \rightarrow M(x) = -\frac{q x^2}{2} + R_0 x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 2,08 \text{ m}$$

$$M_{\max} = M(x = 2,08) = 73,66 \text{ t.m.}$$

$$k = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 73,66 \cdot 10^5}{4200 \cdot 160 \cdot 85^2} = 0,0227 \rightarrow \begin{matrix} k = 61 \\ \alpha = 0,1974 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{matrix}$$

$$\alpha \cdot h = 0,1974 \cdot 85 = 16,78 < h_0 = 55 \text{ cm. l'A.N}$$

tombe dans la table.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 22,08 \text{ cm}^2; A_{\min} = \frac{0,3 \cdot 160 \cdot 90}{100} = 43,20 \text{ cm}^2$$

donc $A = A_{\min}$ on prend: $A = 14 \cdot 20 = 43,98 \text{ cm}^2$
réparties en 2 nappes

$$\sigma'_b = \frac{4200}{61} = 68,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

357

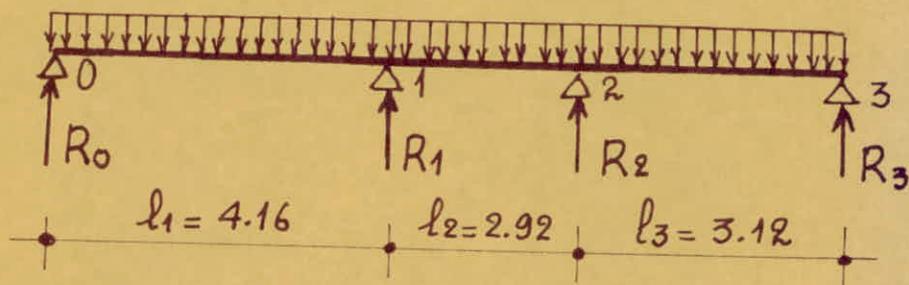
• Poutre transversale :

Elle lui revient une surface $S = \sum s_i = 17,783 \text{ m}^2$

d'où $Q_{\text{Total}} = 17,783 * 14,63 = 260,16 \text{ t.}$

notre poutre sera calculée en poutre continue chargée par q uniformément répartie :

$$q = \frac{260,16}{10,2} = 25,50 \text{ t/ml.}$$



l'équation des 3 moments donne pour les travées 0-2 et 1-3 le système :

$$2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = \frac{-q(l_1^3 + l_2^3)}{4}$$

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) = \frac{-q(l_2^3 + l_3^3)}{4}$$

d'où :

$$M_0 = M_3 = 0$$

$$M_2 = -19,60 \text{ t.m.}$$

$$M_1 = -39,58 \text{ t.m.}$$

$$R_0 = |T_{0d}| = 43,52 \text{ t.}$$

$$R_1 = |T_{1g}| + |T_{1d}| = 62,55 + 44,07 = 106,62 \text{ t.}$$

$$R_2 = |T_{2g}| + |T_{2d}| = 30,39 + 46,06 = 76,45 \text{ t.}$$

$$R_3 = |T_{3g}| = 33,50 \text{ t.}$$

la section en travée est une section en T qui a pour dimensions :

$$b_1 < \frac{485}{2}, \quad b_1 < \frac{292}{10}, \quad b_1 < (6 \text{ à } 8) h_0$$

on prend $b_1 = 30 \text{ cm}$, $b_0 = 60 \text{ cm}$ et $b = 30 + 60 + 30 = 120$

on choisit $h = 85 \text{ cm}$ (d'après la vérification préliminaire à l'effort tranchant.) 3583

• Appui ① :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 39,58 \cdot 10^5}{4200 \cdot 120 \cdot 85^2} = 0,0002 \rightarrow \begin{matrix} k = 85,0 \\ \alpha = 0,0173 \\ \varepsilon = 0,9942 \end{matrix}$$

$\alpha h = 0,0173 \cdot 85 = 1,47 < h_0 = 55 \text{ cm}$. l'A.N tombe dans la table.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 11,15 \text{ cm}^2, A_{\min} = A = 14 \text{ HA} 20$$

disposés en 2 nappes.

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{4200}{850} = 4,9 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0.$$

RMQ : l'étude de la section à l'appui 2 est inutile car il est moins défavorable que 1

Vérification à l'effort tranchant (appui 1).

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{106,62 \cdot 10^3}{120 \cdot 7/8 \cdot 85} = 11,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = \begin{matrix} 3,50 \\ 20,65 \end{matrix}$$

→ $A_t \perp$: (1 cadre + 5 étriers) HA 6

• travée :

la travée 0-1 est la plus défavorable :

$$M(x) = - \frac{q x^2}{2} + R_0 \cdot x$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow x = 1,70 \text{ m} \rightarrow M(x=1,7) = 37,14 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 37,14 \cdot 10^5}{4200 \cdot 160 \cdot 85^2} = 0,0115 \rightarrow \begin{matrix} k = 89,5 \\ \alpha = 0,1435 \\ \varepsilon = 0,9522 \end{matrix}$$

$\alpha \cdot h = 0,1435 \cdot 85 = 12,6 < h_0$ l'A.N tombe dans la table.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 10,92 \text{ cm}^2$$

on prend $A = A_{min} = 14HA20$ disposés en deux nappes. 359

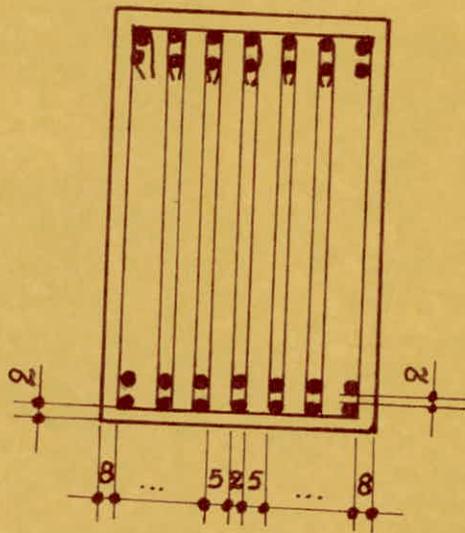
$$\sigma'_b = \frac{4200}{89,5} = 46,9 < \bar{\sigma}'_b \longrightarrow A' = 0.$$

Armatures transversales:

$$A_t = (1 \text{ cadre} + 5 \text{ étriers}) HA6$$

ecartement :-

zone nodale: $S = 20 \text{ cm.}$
zone courante: $S = 40 \text{ cm.}$



BIBLIOGRAPHIE

- R.P.A 81 (Version 83).
- Complément aux règles parasismiques (C.T.C).
- Règles N.V65.
- Règles C.C.B.A 68.
- Calcul pratique des tours en B.A. M. DIVER.
- Calcul et Vérification des ouvrages en B.A. P. CHARON.
- Exercices de B.A. P. CHARON.
- Cours de béton armé. M. BELAZOUGUI.
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A. Albert FUENTES.
- Contreventements des bâtiments. ALBIGES et GOULET.
- Tables pour le calcul des dalles et des poutres. R. BARES.
- DTU 23-1.
- Aide mémoire de B.A.
- Aide mémoire de R.D.M.
- Aide mémoire : Gros œuvre du bâtiment.
- Séismologie de l'ingénieur. (O.P.U)
- Traité de béton armé T4. A. GUERRIN.
- Polycopié : Voiles. HAMMADI

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ بِنِعْمَةِ رَبِّي كُنَّا

صِدْقًا لِلَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

