

lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE-CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT (R +4)
STRUCTURE AUTO-STABLE
Structure VOILES
COMPARAISON

Proposé par :

B.E.H.A

Etudié par :

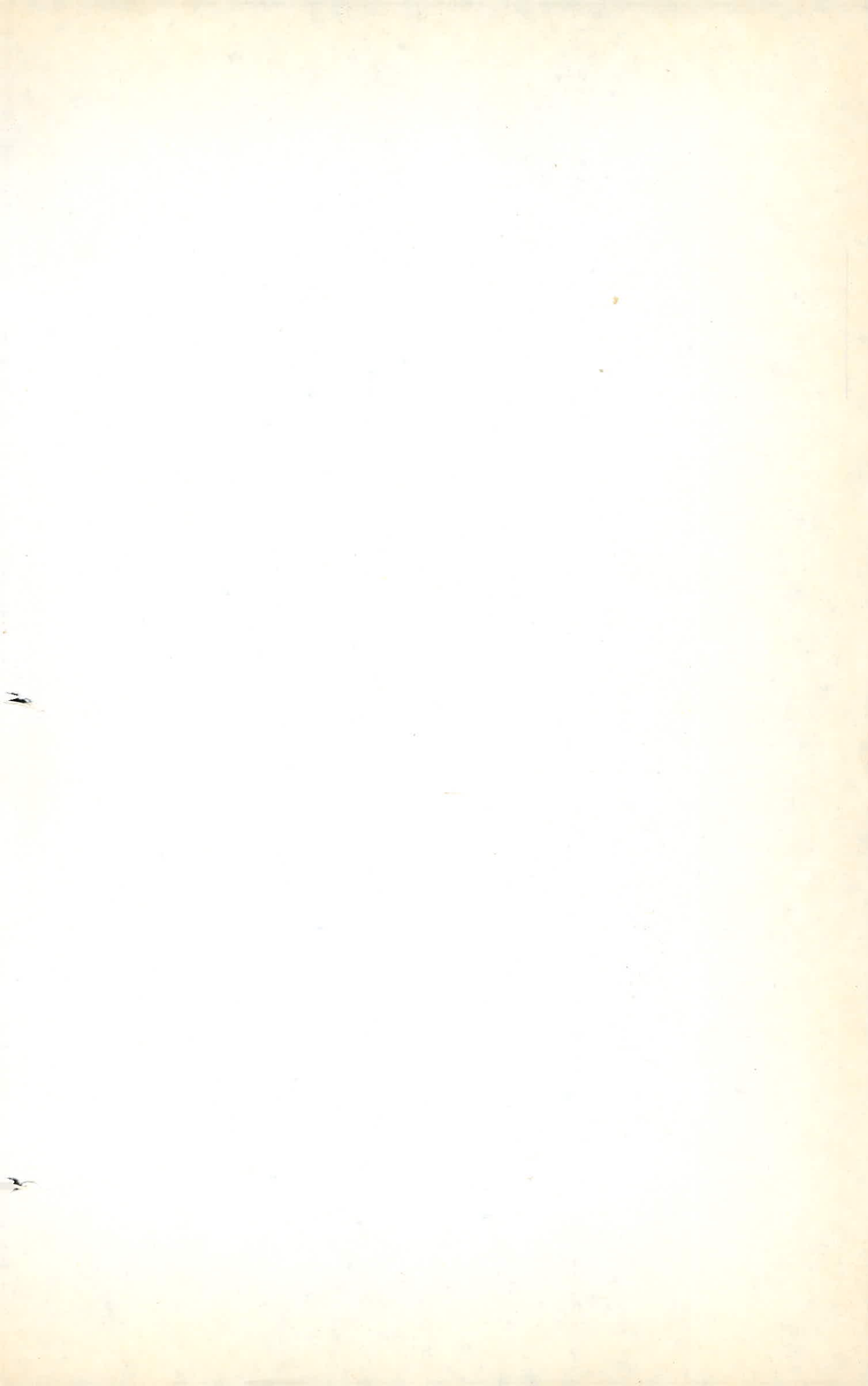
Oustani.A
Bensouyah.M

Dirigé par :

Mme BAOUCHE

PROMOTION :

Juin 86



R E M E R C I E M E N T S

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Que tous ceux qui nous ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail trouvent ici l'expression de notre vive et profonde reconnaissance.

En particulier, nous prions Madame BAUCHE notre promotrice de trouver nos sincères remerciements pour les nombreux conseils qu'elle n'a cessé de donner à chaque entretien.

Nous sommes très heureux de témoigner notre grande sympathie et notre profonde reconnaissance et à remercier vivement nos amis:

- YAHIAOUI MOHAMED.
- KATI SAÏD.
- MESSAOUDENE ABDELHAMID.
- BOUALI AMAR.
- GHERMOUL.
- SEBAA MOHAMED.

Toute notre gratitude à nos professeurs qui ont participé à notre formation.

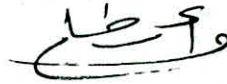
D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail

A mes parents ; à mes amis

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

OUSTANI AMAR



Je dédie ce modeste travail

- à ma famille

- à mes amis

et à tous ceux qui de près ou de loin m'ont
aidé dans mes études.

BENSOUYAH MOHAMED



TABLE DES MATIERES

• <u>Structure portique:</u>	
- Introduction et Presentation de l'ouvrage	1
• caractéristiques des matériaux utilisés	3
• Charges et surcharges	6
- PREOIMENSIONNEMENT	7
- CALCUL DES ELEMENTS	9
• Poutrelles	9
• Acrotère	13
• Balcons	16
- CALCUL DES RIGIDITES	18
- Etude Au séisme	26
- VERIFICATION AU RENVERSEMENT	28
- Determination des efforts dans les portiques	29
- MOMENT DANS LES POUTEAUX	33
- Efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales	39
- Superposition des sollicitations	47
- Ferrailage des poutres porteuses	57
- Ferrailage du portique longitudinal	62
- Ferrailage des poteaux	67
- Voile périphérique	72
- FONDATIONS	74
- Etude du Sol	79
- LONGRINES	80
• <u>Structure voiles:</u>	
- DESCENTE DE CHARGE	82
- CALCUL DES INERTIES EQUIVALENTES	84
- CALCUL DE LA PERIODE D'OSCILLATION	86
- CALCUL DES DEFORMATIONS	88
- CALCUL DU CENTRE DE MASSE ET DU CENTRE DE TORSION	89
- ETUDE AU SEISME	91
- DISTRIBUTION DES FORCES HORIZONTALES	92
- EFFORTS DANS LES VOILES	95
- Distribution des charges verticales sur les éléments de Refend	101
- COMBINAISSONS	103
- Efforts dans les trumeaux	106
- Ferrailage des trumeaux	108
- Ferrailage des linteaux	114
- CALCUL DES PLANCHERS	119
- FONDATIONS	122
- COMPARAISON	127

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage qui fait l'objet de notre projet est un Hotel qui sera implanté en zone de moyenne sismicité. Nous ferons dans ce qui suit l'étude des éléments résistants de ce bâtiment. Il comporte un bloc qui a un rez-de-chaussée, 4 étages.

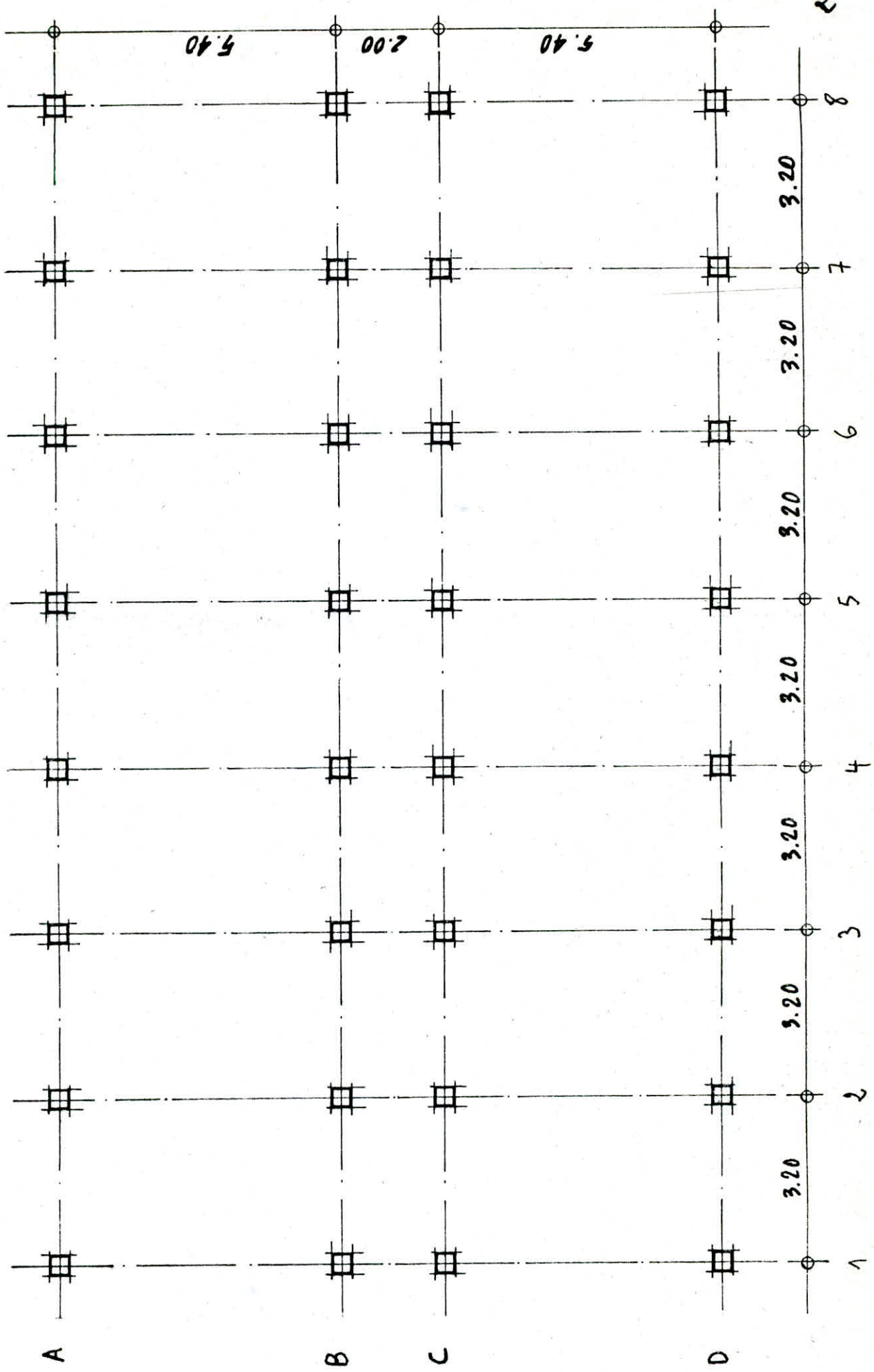
Les dimensions du bâtiment sont les suivantes :

- largeur totale : 12,8 m.
- longueur totale : 22,4 m.
- hauteur totale (y compris l'acrotère) : 17,7 m.
- hauteur d'étage : 3,40 m.

On étudiera tout d'abord l'ouvrage en structure auto-stable puis en structure voiles puis on fera une comparaison pour la structure portique les planchers seront à corps creux : hourdis + table de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Ces planchers auront une épaisseur de $(16+4)$ cm.

Pour la maçonnerie elle sera constituée de briques creuses. Les murs extérieurs seront constitués de deux cloisons séparées par un vide de 5 cm $(10+5+15)$. Les murs intérieurs seront des cloisons de séparation de 10 cm d'épaisseur.

Le béton utilisé pour la construction de l'ouvrage sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en Béton armé. Pour l'acier nous utiliserons de l'acier à haute adhérence (FeE40) et de l'acier doux (FeE24)



Caracteristiques et contraintes admissibles des materiaux utilises

* BETON:

Il est dosé à 350 Kg/m^3 de C.P.A 325 ; controle atténué
 la grosseur des granulats $C_g: 5/15 \text{ mm}$.

la resistance nominale de la compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

la resistance nominale de la traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 23$

- Contrainte de compression admissible:

Elle est donnée par: $\bar{\sigma}_b = \rho'_b \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon$ où:
 α = depend de la classe de ciment utilisé; pour le ciment de classe
 325 $\rightarrow \alpha = 1$.

β : depend de l'efficacité de controle; controle atténué $\rightarrow \beta = 5/6$.

γ : depend des epaisseurs relatives (hm) des éléments de construction
 et des dimensions des granulats (Cg).

δ : depend de la nature des sollicitations

Quand il s'agira d'une sollicitation du 2^{ème} genre, les valeurs
 de δ seront multipliés par 1,5.

ε : depend de la forme de la section et de la position de l'axe
 neutre

Résumé:

- En compression simple:

sous SP1 $\bar{\sigma}'_{b0} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars} = 67,5 \text{ Kg/cm}^2$

sous SP2 $\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 \cdot 67,5 = 102,75 \text{ Kg/cm}^2$.

- En flexion simple:

sous SP1 $\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} = 137 \text{ Kg/cm}^2$; sous SP2 $\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

contrainte de traction de référence:

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

α, β, γ prennent les mêmes valeurs que précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258 \quad (\sigma'_{28} \text{ en bars})$$

sous SP1 $\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$.

sous SP2 $\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$.

* ACIERS:

1. Aciers doux (ronds lisses):

Nuance FeE24 $\sigma_{en} = 2350 \text{ bars} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles:

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

sous SP2 $\bar{\sigma}_a = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

2. Aciers à haute adhérence:

Nuance FeE40 $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ si $\phi \leq 20 \text{ mm}$.

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

Contraintes admissibles:

$\phi \leq 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP2} \end{cases}$

$\phi > 20 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 2667 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP2} \end{cases}$

3. Treillis soudés:

$\phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$.

$\phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$.

Contraintes admissibles:

$\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3533 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 5300 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP2} \end{cases}$

$\phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_a = 3000 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP1} \\ \bar{\sigma}_a = 4500 \text{ Kg/cm}^2 & \text{sous SP2} \end{cases}$

4. ARMATURES TRANSVERSALES (\perp à la ligne moyenne):

un coefficient de traction admissible est donné par :

5

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_b$$

avec $\rho_{at} = 1 - \tau_b / 9 \bar{\sigma}_b$ si ρ_{at} est supérieur à $2/3$ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.

$$\rho_{at} = 2/3 \text{ sinon}$$

- Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

Les contraintes admissibles doivent rester inférieures ou égales à :

$$\max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} \longrightarrow \text{fissuration systématique.} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \longrightarrow \text{fissuration accidentelle.} \end{array} \right.$$

η : coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour l'acier doux.} \\ 1,6 & \text{pour l'acier à haute adhérence} \end{cases}$

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

$\bar{\omega}_f = A/B_f$ pourcentage de fissuration

A : section de l'acier tendue ; B_f : section du béton enveloppant les barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de référence du béton (en bars)

k : coefficient caractérisant le préjudice des fissures sur l'ouvrage

$$k = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu préjudiciable.} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{fissuration préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration très préjudiciable.} \end{cases}$$

Charges & Surcharges

CHARGES PERMANENTES:

PLANCHER TERRASSE:

Gravillons (Protection - étanchéité)
5 cm.

$$0,05 \times 1800 = 90 \text{ Kg/m}^2$$

Étanchéité multicouche --- 12 Kg/m^2

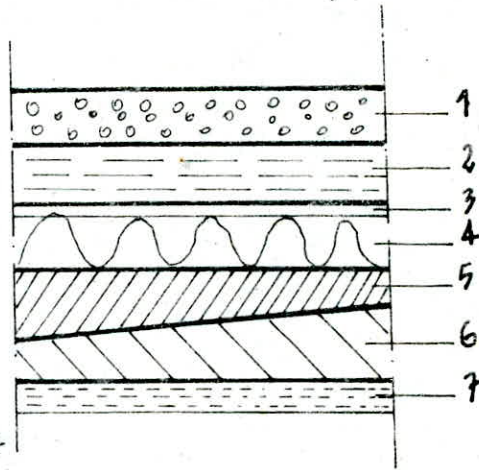
nappe de protection (1cm) --- 20 Kg/cm^2

Isolation thermique (1cm) --- 6 Kg/cm^2

Forme de pente (1,5cm) --- 126 Kg/cm^2

Dalle (corps creux + dalle de compression : 16+4) --- 265 Kg/m^2

Enduit - Plâtre --- 28 Kg/m^2



$$G = 541 \text{ Kg/m}^2.$$

PLANCHER COURANT:

Revêtement (2cm) --- 44 Kg/m^2

Plaque (3cm) --- 45 Kg/m^2

Mortier de pose (2cm) --- 44 Kg/m^2

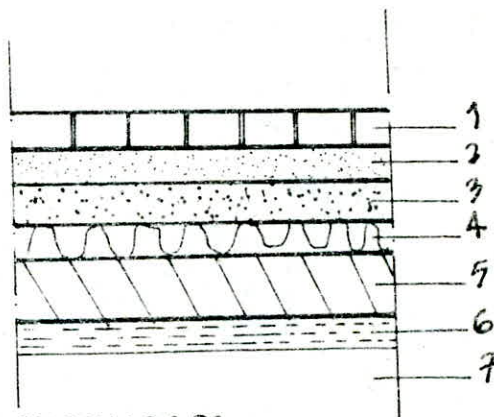
Isolation phonique (2cm) --- 10 Kg/m^2

Dalle corps creux (16+4) --- 265 Kg/m^2

Enduit - PLÂTRE (1,5cm) --- 21 Kg/m^2

Choisins --- 75 Kg/m^2

$$G = 504 \text{ Kg/m}^2.$$



Acrotère : $G = 175 \text{ Kg/ml}$

Murs (double cloison):

Les murs sont composés de briques creuses

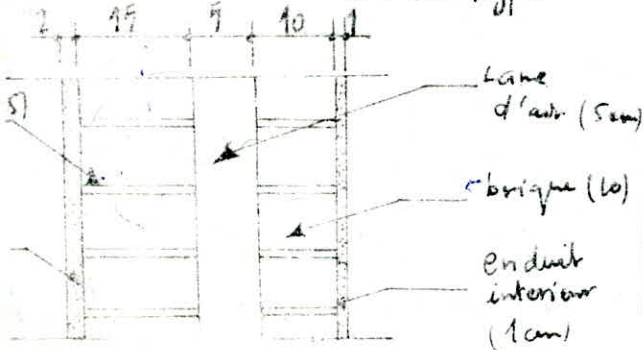
épais (10cm) --- 140 Kg/m^2

épais (15cm) --- 210 Kg/m^2

Enduit ext. (1cm) --- 40 Kg/m^2

Enduit int. (1cm) --- 20 Kg/m^2

$$G = 410 \text{ Kg/m}^2$$



SURCHARGES:

Terrasse non accessible (sauf Entretien)
--- $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

Niveau courant $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

Acrotère : On considère une force
Horizontale due à la main
courante --- 100 Kg/ml .

PREDIMENSIONNEMENT

Conformément à l'article 4.2.1 (RPA 81) p.58

On prend pour les poteaux (25x25) de section et pour les poutres (20x30) d'où l'on a :

• poids propre du poteau = $3,4 \times 0,25 \times 2500 = 534 \text{ Kg}$.

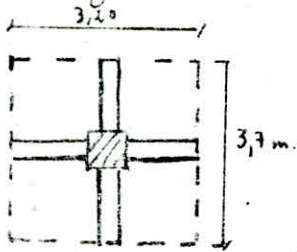
• poids propre de la poutre = $0,2 \times 0,3 \times 2500 = 150 \text{ Kg}$.

On choisit un poteau central et on fait une descente de charge.

la surface qui revient à ce poteau est :

$$S = 3,7 \times 3,20 = 11,84 \text{ m}^2 \approx 12 \text{ m}^2$$

$$[3,7 = \frac{5,4}{2} + 1]$$



charge due aux poutres :

$$150 \times (3,20 - 0,25) = 442,5 \text{ Kg}$$

$$150 \times (3,7 - 0,25) = 517,5 \text{ Kg}$$

$$N_1 = (541) \times 12 + 960 = 7452 \text{ Kg}$$

$$N_2 = 7452 + 534 = 7986 \text{ Kg}$$

$$N_3 = 7986 + (504 \times 12) + 960 = 14994 \text{ Kg}$$

$$N_4 = 14994 + 534 = 15528 \text{ Kg}$$

$$N_5 = 15528 + 6048 + 960 = 22536 \text{ Kg}$$

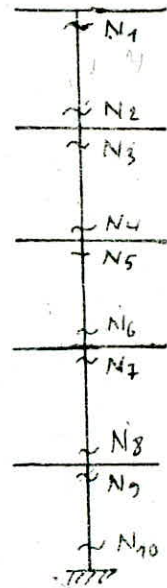
$$N_6 = 22536 + 534 = 23070 \text{ Kg}$$

$$N_7 = 23070 + 6048 + 960 = 30078 \text{ Kg}$$

$$N_8 = 30078 + 534 = 30612 \text{ Kg}$$

$$N_9 = 30612 + 6048 + 960 = 37620 \text{ Kg}$$

$$N_{10} = 37620 + 534 = 38154 \text{ Kg}$$



Donc $G = 38,154 \text{ Kg}$

Calcul de P " Charge d'exploitation :

$$1,2P = 5(1,2 \cdot S_c) + 1,2 S_t = 5(1,2 \cdot 0,25 \cdot 12) + 1,2 \cdot 12 \cdot 0,1$$

$$= 18 + 1,44 = 19,44 \text{ t.}$$

Le poteau doit répondre aux conditions exigées par le C.T.C ci-dessous :

a) $b_1 \cdot b_2 > \frac{K \cdot N}{\sigma_{23}}$ avec $K = 4$ en zone II

$$N = G + 1,2P = 57,594 \text{ t}$$

b) $\text{Min}(b_1, b_2) > 25 \text{ cm}$ en zone II

c) $\frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{b_2} \leq 3$

a) $\frac{K \cdot N}{\sigma_{23}} = \frac{4 \cdot 57,594 \cdot 10^3}{270} = 853,24 \text{ cm}^2$

On prend une section 40×40 qui vérifie bien les conditions précédentes :

• $A = 40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2 > 853,24 \text{ cm}^2$ — vérifié.

• $\text{Min}(b_1, b_2) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ — vérifié.

• $\frac{1}{3} \leq 1 \leq 3$ — vérifié.

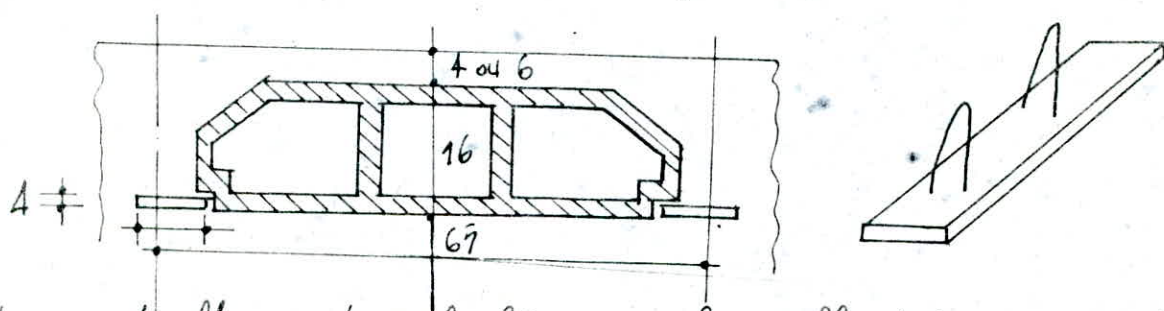
La section 40×40 est adoptée pour tous les poteaux.

Pour les poutres portées On prend une section de : 40×45

Pour les poutres non portées On prend une section : 30×40 .

PLANCHER :

Tous les planchers sont à corps creux constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux (16+4) cm. 4 cm est l'épaisseur de la table de compression. Les poutrelles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton de la table de compression et elles seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment.

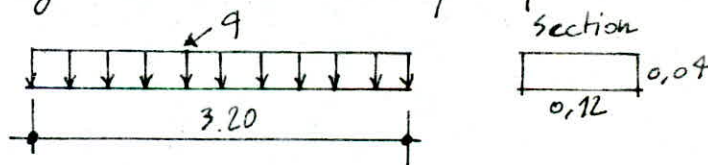


Les poutrelles sont calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre (G + 1,2 P), le calcul se fait en deux étapes :

1^{ère} étape :

Avant le coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle supporte son poids propre, l'hourdis et la surcharge de l'ouvrier qui pose l'hourdis.

schéma statique :



• charge supportée par la poutrelle :

• poids propre = $0,04 \times 0,12 \times 2,5 = 0,012 \text{ t/ml}$.

• corps creux = $0,65 \times 0,265 = 0,17 \text{ t/ml}$.

• surcharge pondérée = $1,2 \times 0,1 \times 0,65 = 0,078 \text{ t/ml}$

donc $q = 0,26 \text{ t/ml}$

M_0 (en travée) = $\frac{q \ell^2}{8} = \frac{0,26 \cdot 3,2^2}{8} = 0,33 \text{ t.m}$

Efforts tranchants aux appuis $T_{max} = q \frac{\ell}{2} = 0,26 \cdot \frac{3,2}{2} = 0,41$

CALCUL des armatures (Méthode Pierre Charon):

$d = 2 \text{ m}$; $\mu = \frac{15 M_0}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,33 \cdot 10^5}{12 \times 2800 \times (2)^2} = 3,68$ — $K = 1,3$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{1,3} = 2153,85 > \bar{\sigma}'_b$ [Les armatures comprimées sont nécessaires. Vu les dimensions de la section du béton]

ceci est impossible. On prévoit des échafaudages pour aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage de la table de compression.

2^{ème} étape: On a 1 seul type de poutrelle.

Charge et surcharge: $q = 0,65 (0,541 + 1,2 \cdot 0,1) = 0,430 \text{ t/ml}$

$q_c = 0,65 (0,504 + 1,2 \cdot 0,25) = 0,523 \text{ t/ml}$

Donc on calculera le ferrailage de toutes les poutrelles des planchers terrasse et courant sous $q = 0,523 \text{ t/ml}$.

$M_0 = q \frac{\ell^2}{8} = 0,523 \frac{(3,2)^2}{8} = 0,669 \text{ t.m}$

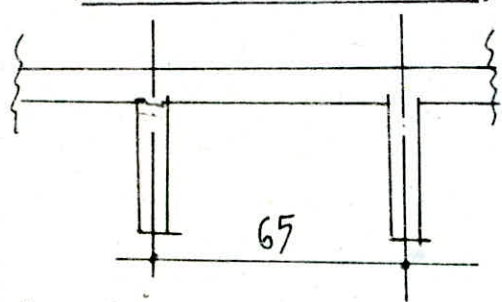
Les moments maximums qui serviront pour le calcul sont:

$M_f = 0,81 M_0 = 0,542 \text{ t.m}$; $M_a = -0,5 M_0 = -0,335 \text{ t.m}$

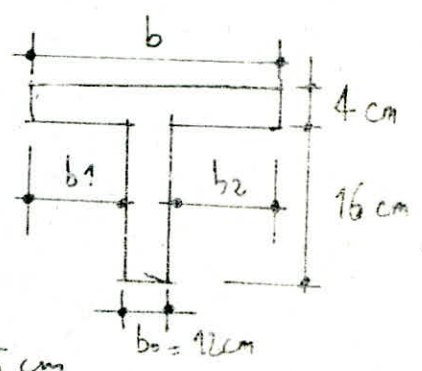
L'effort tranchant max sera: $T^{max} = q \ell / 2 + (0,5 M_0 - 0,2 M_0) / \ell = 0,89$

1.1 Calcul de la largeur de la table de compression

(C.C.B.A Art 55):



$\ell = 65 - 12 = 53$



$b_1 \leq \frac{\ell}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$

$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$

$b_1 \leq (6 \div 8 h_0) = (24 \div 32 \text{ cm})$

d'où $b_1 = 26,5 \text{ cm}$ et $b = 65 \text{ cm}$

car $b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

2. Ferrailage (méthode P. Charon):

En travée: $\mu = \frac{15 \cdot 0,542 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0138$

→ $K = 80,6$; $\varepsilon = 0,9478$; $\alpha = 0,1571$

$y = \alpha \cdot h = 0,1571 \cdot 18 = 2,83 < h_0 = 4 \text{ cm}$.

L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section sera calculée comme une section rectangulaire de $(b \times h)$

$= 65 \times 18$; $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{80,6} = 34,74 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,542 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9478 \cdot 18} = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,57 \text{ cm}^2 \text{ (2T10)}$

- Aux appuis:

$\mu = \frac{15 \cdot 0,335 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0461 \rightarrow \alpha = 0,2717$

$\varepsilon = 0,9094$

$K = 40,2$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{40,2} = 69,65 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$

$A = \frac{0,335 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9094 \cdot 18} = 0,73 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ (1T12)}$

donc $A_{\text{travée}} = 2T10$

$A_{\text{appui}} = 1T12$

3. Vérification diverses:

1°) Les contraintes: $\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{65 \cdot 18} = 0,134$

$\varepsilon = 0,9394$; $K = 67,5$

$\sigma_a = \frac{0,542 \times 10^5}{1,57 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 2041,63 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{67,5} = 41,48 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ (Vérifié)}$

Aux appuis:

$\bar{w} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,13}{12 \cdot 18} = 0,52 \rightarrow \varepsilon = 0,8918$; $K = 31,2$

$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{0,335 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,8918 \cdot 18} = 1846,83 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ (Vérifié)}$

2°) Condi^o de Non fragilité:

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

En travée : $A_t = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot 5,9 / 4200 = 1,13$ (Verif.)

Sur appui : $A_a = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot 5,9 / 4200 = 0,21$ (Verif.)

3°) Condi^o de la flèche :

$$- \frac{h_t}{l} = \frac{20}{320} = 0,0625 > \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{0,542}{0,665} = 0,054 \text{ (Verifié)}$$

$$- \frac{h_t}{l} = 0,0625 > \frac{1}{22,5} = 0,044$$

$$- A = 1,57 < \frac{36 \cdot b \cdot h}{\sigma_{en}} = 1,85$$

Donc Aucune justification de la flèche n'est nécessaire.

la fissuration et l'Adhérence sont aussi vérifiées.

Armatures transversales :

La contrainte de cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{500}{12,7/8 \cdot 18} = 4,76 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma'_b = 89,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b < \sigma' < 2\bar{\sigma}'_b$$

d'où $\bar{\tau}_b = (4,5 - \sigma'_b / \bar{\sigma}'_b) \cdot \bar{\sigma}_b = (4,5 - 89,7 / 68,5) \cdot 5,9 = 18,82 \text{ Kg/cm}^2$

donc $\tau_b \leq \bar{\tau}_b$. On choisit des cadres $\Phi 6$ ($A_t = 0,565 \text{ cm}^2$)

en acier doux. la contrainte admissible des armatures

transversales avec reprise de betonnage : $\sigma_{at} = 2/3 \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

Espacement admissible :

$$E = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\tau}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 18 \left(1 - 0,3 \frac{4,76}{5,9} \right) = 13,64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$E = 13,64 \text{ cm}$$

l'écartement des armatures : $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 18 \cdot 1600}{500 \cdot 8}$

$$= 15,68 \text{ cm}$$

On prend : $t = 16 \text{ cm}$

le premier cours d'Armatures sera à $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$ du nu d'appui

Ferraillage de la table de compression: (Art 58-2 - C.C.B.A 68)

On prévoit un treillis soudé (quadrillage) de maille 20×20 .

Les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33 cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections de ces armatures doivent vérifier les conditions suivantes :

$$A_{\perp N} \geq \frac{2160}{\sigma_{en}} \rightarrow \text{pour } l_n \leq 50 \text{ cm.}$$

$$A_{\perp N} \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{en}} \rightarrow 50 < l_n < 80 \text{ cm}$$

Dans notre cas $l_n = 65 \text{ cm}$; $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$ ($\phi \leq 6 \text{ mm}$)

$$\text{d'où : } A_{\perp N} \geq \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 < A_{\perp N} = 1,41 \text{ cm}^2 = 5\phi 6 / \text{ml.}$$

ceci est valable pour les armatures perpendiculaires aux nervures.

pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_{\parallel N} \geq \frac{A_{\perp N} / \text{ml}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \leq A_{\parallel N} = 5\text{T}6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$$

ACROTERE:

Les efforts sont les suivants :

- poids propre : $G = 175 \text{ Kg/ml}$

- surcharge : $P = 100 \text{ Kg/ml}$

(due à la main courante)

Pour le calcul on considère

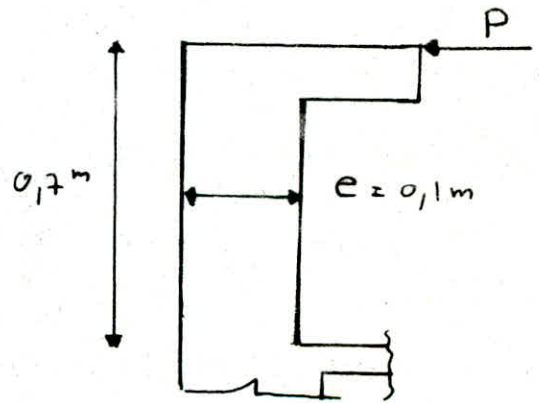
une section rectangulaire ($0,1 \times 1 \text{ m}$) soumise à la flexion composée sous un effort normal N et un moment

de flexion M ; $N = G = 175 \text{ Kg/ml}$; $M = 1,2 \text{ p. } 0,70 = 78 \text{ Kg.m/ml}$

Excentricité : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{78}{175} = 0,45 = 45 \text{ cm.}$

Moment fictif :

$$M_f = N(e_0 + \frac{h_f}{2} - d) = 175(45 + 5 - 2) = 84 \cdot 10^2 \text{ Kg.cm.}$$



Moment résistant du béton : (M_{rb})

14

$$M_{rb} = \frac{1}{2} b \cdot \bar{\sigma}_b' y (h - y/3) \quad \text{avec} \quad y = \frac{h \cdot \bar{\sigma}_b'}{n \cdot \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423 \quad ; \quad y = \alpha \cdot h = 0,423 (8) = 3,39 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 137 \cdot 3,39 \left(8 - \frac{3,39}{3}\right) = 155531,705 \text{ Kg.cm.}$$

$M_{rb} > M_f \rightarrow$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

- Armatures tendues : $\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot B^2} = \frac{15 \cdot 84 \cdot 100}{2800 \cdot 100 (8)^2} = 7,03 \cdot 10^{-3}$

$\rightarrow K = 117 \quad ; \quad \alpha = 0,1136$

$$\varepsilon = 0,9621 \quad ; \quad A_{Ff} = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{84 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9621 \cdot 8} = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$A_{FC} = A_{Ff} - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,34 - \frac{175}{2800} = 0,28 \text{ cm}^2 \quad (\text{trop faible})$$

Cette section est très faible, On adoptera la section d'armatures minimal donnée par la condition de non-fragilité

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

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{420} \cdot 100 \cdot 8 = 0,78 \text{ cm}^2$$

On adoptera (5T6/ml) $\rightarrow A = 1,41 \text{ cm}^2$; avec un espacement de 20 cm et On prévoit γ perpendiculaires aux armatures principales.

Remarque : Toutes les vérifications sont vérifiées.

Vérification au séisme : On doit vérifier que l'aerostère est capable de résister à une sollicitation horizontale agissant seule donnée par la formule :

$$F_p = Z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p \quad [\text{RPA 81 Art. 3.3.9}]$$

où $Z = \frac{\text{valeur du coeff. "A" pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{valeur du coeff. "A" pour le groupe d'usage du bâtiment en zone III}}$

$$Z = \frac{0,25}{0,35} = 0,71$$

A = coefficient d'Accélération de zone (RPA p.30)

$$I = \frac{\text{valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage du bâtiment.}}{\text{valeur du coefficient "A" pour le groupe d'usage en zone II.}}$$

$$I = \frac{0,25}{0,25} = 1.$$

Cp: la valeur de Cp est tirée du tableau 4 (R.P.A p.50) en fonction de l'immeuble (partie ou position) et de la direction horizontale de la force. Cp = 0,8.

Wp : poids propre de l'acrotère = 1. 0,2. 0,7. 2500 = 175 Kj/ml

$$\text{d'où } Fp = 0,71 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 175 = 99,4 \text{ Kj/m} \leq 1,2P = 120 \text{ Kj/ml}$$

CALCUL DU BALCON :

La surcharge à prévoir est généralement de 400 daN/m²

charge et surcharge :

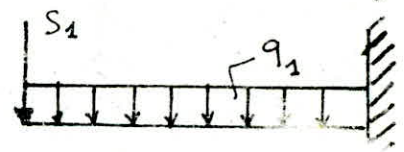
- carrelage (3cm) = 66 Kg/m².
 - mortier de pose (2cm) = 44 Kg/m².
 - dalle epaisseur = 12 cm = 300 Kg/m².
-
- 410 Kg/m².

$q_1 = 410 + 1,2 \cdot 400 = 890 \text{ Kg/m}^2$

- murs de 30 cm (15+5+10) en briques creuses = 210+140 = 350 Kg/m²
- murs de 20 cm en briques creuses = 280 Kg/m²
- Enduits exterieurs (2cm) = 40 Kg/m²
- Enduits interieur (1cm) = 20 Kg/m²

$S_1 = (350 + 280 + 40 + 20) \times 1 + (0,1 \times 0,4 \times 2500) = 790 \text{ Kg}$

$M = q_1 \frac{l^2}{2} + S_1 \times l$



Ferraillage du balcon :

$l = 1,20 \text{ m}$

$b = 100 \text{ cm} \quad h_f = 0,12 \text{ m} = 12 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm}$

$M = \frac{890 \times (1,20)^2}{2} + 790 \times 1,20 = 1588,8 \text{ Kg.m}$

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b R^2} = \frac{15 \cdot 158880}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,11 \rightarrow K = 20,5$

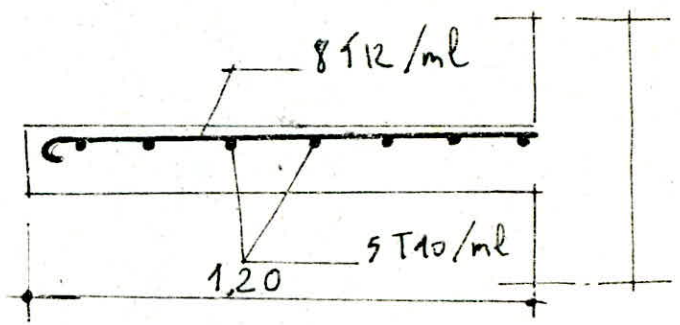
$\alpha = 0,4225 \quad ; \quad \epsilon = 0,8592 \quad ; \quad \bar{w} = 1,030 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = 136,58 \text{ Kg/m}^2$

$A = \frac{158880}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot R} = \frac{158880}{2800 \cdot 8 \cdot 0,8592} = 8,25 \text{ cm}^2$

8T12 = 9,05 cm²/ml.

7T10 = 5,49 cm²/ml.

N.B : la fleche est verifiée.



CALCUL DES RIGIDITES

Le calcul des rigidités ainsi que le calcul des effets sous les charges horizontales sera fait par la méthode de "MUTO"

Exposé de la méthode :

C'est une méthode approchée nous permettant d'analyser une structure constituée de portiques sollicités par des efforts horizontaux (seisme, vent), basée sur les rigidités des niveaux, des étages, dont "MUTO" propose des formules approchées.

Conditions d'application :

- Cette méthode est applicable pour les bâtiments à étages rigides dans leurs plans, ayant une ossature composée de portiques reprenant la totalité des charges verticales et horizontales.
- Les charges sont supposés concentrés au niveau des planchers.
- Pour obtenir une précision convenable il faut que la raideur $[I/E]$ des poutres ne soit pas très faible devant celle des poteaux, On doit avoir $K \geq 0,8$ pour tous les nœuds de l'ossature.
- Les poteaux dont $K < 0,8$ doivent être considérés comme ne faisant pas partie de la structure résistante aux charges horizontales.
- Les diagrammes de répartition des charges en élévation est soit rectangulaires (cas des vents) ou triangulaire (cas des seismes).
- La raideur $[I/E]$ d'un poteau ne doit pas trop varier entre deux étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2).
- On ne doit pas avoir de variation brusque de rigidité entre deux niveaux successifs.

Etapes de calcul :

1. Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres:
 $K_{pot} = I/h$; $K_{pout} = I/l$.
2. Calcul des coefficients \bar{K} et du coefficient de correction a_j dans les 2 sens.
3. Calcul des raideurs corrigées des poteaux $a_j K_j$ dans les deux sens.
4. Calcul de la rigidité de niveau dans les 2 sens.
5. Détermination du centre de masse et du centre de torsion.
6. Calcul de la rigidité à la torsion.

Calcul des raideurs des poteaux et des poutres :

$$\bullet K_{pot} = \frac{I}{h} \quad I_{pot} = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,4 \cdot 10,4^3}{12} = 2,13 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 = 21 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$K_{pot} = \frac{21 \cdot 10^{-4}}{3,4} = 6,27 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

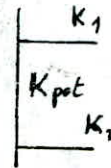
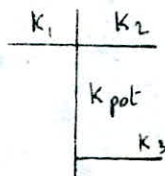
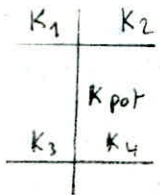
$$I \text{ (poutre transversale)} = I_{pt} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(0,4) \cdot (10,45)^3}{12} = 30,375 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet K_{(pt_1)} = \frac{I}{l_1} = \frac{30,375 \cdot 10^{-4}}{5,4} = 5,625 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\bullet K_{(pt_2)} = \frac{I}{l_2} = \frac{30,375 \cdot 10^{-4}}{2} = 1,519 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3 = 15,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3$$

Muto donne les coefficients a_j comme suit :

Etage courant : $a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$ $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre}}{2 K_{poteau}}$



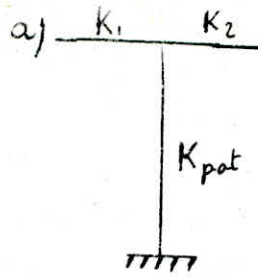
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_{pot}}$$

$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2 + K_3}{2 K_{pot}}$$

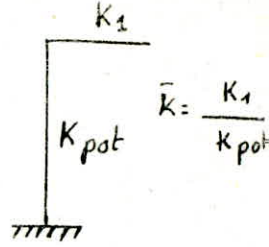
$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{2 K_{pot}}$$

R.D.C. :

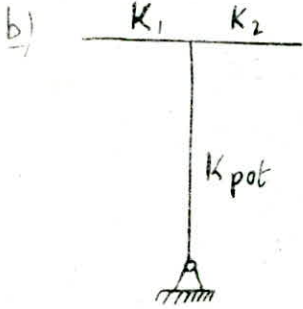
$$a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



$$\bar{K} = \frac{K_1}{K_{pot}}$$



$$a_j = \frac{0,5 \bar{K}}{1 + 2 \bar{K}} ; \bar{K} = \frac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$$



PORTIQUE TRANSVERSAL :

PORTIQUE TRANSVERSAL				
		Files de Rive		Files intermédiaires
		poteaux A, D		poteaux B, C
NIVEAU	RDC	Etage	RDC	Etage
I (pot) [m ⁴ .10 ⁻⁴]	21,33	21,33	21,33	21,33
K pot [m ³ .10 ⁻⁴]	6,27	6,27	6,27	6,27
\bar{K}	0,897	0,897	3,320	3,320
α	0,482	0,309	0,718	0,624
αK_{pot} (m ³ .10 ⁻⁴)	3,022	1,937	4,502	3,912
r_j [t/m]	1196,77	767,09	1782,81	1549,23

Etude du portique longitudinal :

$$I (\text{poutre long.}) = \frac{b h^3}{12} = \frac{(0,4)^3 \cdot (0,3)}{12} = 16 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$K (\text{poutre longitudinale}) = \frac{I}{l} = \frac{16 \cdot 10^{-4}}{3,20} = 5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^3.$$

PORTIQUE LONGITUDINAL				
File de Rive			File intermédiaire	
Poteaux 1,8			Pot 2,3,4,5,6,7	
NIVEAU	RDC 	Etage 	RDC	Etage
$I_{\text{pot}} [\text{m}^4 \cdot 10^{-4}]$	21,33	21,33	21,33	21,33
K_{pot}	6,27	6,27	6,27	6,27
\bar{K}	0,797	0,797	1,59	1,59
a	0,464	0,285	0,582	0,443
$a \cdot K_{\text{pot}} [\text{cm}^2 \cdot 10^{-4}]$	2,909	1,787	3,649	2,778
$r_j [t/m]$	1152,02	707,69	1445,0	1100,14

Rigidité Relative de niveau et d'étage :

a) Sens transversal : (y)

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^m a_i \frac{12EI_i}{h_j^3} = \sum_{i=1}^m a_i \frac{12E}{h_j^3} \cdot \frac{I_i}{h_j} = \sum_{i=1}^m \frac{12E}{h_j^3} a_i K_p$$

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^m r_{jy} \quad \text{pour nous } m=4$$

$$R_{jy} = \sum_{i=1}^4 r_{jy}$$

- Niveau IV : (par exemple) $R_{4y} = r_{4yA} + r_{4yO} + r_{4yB} + r_{4yC}$
 et $R_{5y} = R_{4y} = R_{3y} = R_{2y} = 2 [(767,09) + (1549,23)] = 4632,64 \text{ t/m}.$
- RDC: $R_{1y} = 2 (1196,77 + 1782,88) = 5959,3 \text{ t/m}.$

Donc On a pour le sens transversal,

22

$$R_{jy} = \begin{cases} \text{Etage} = 8 \times 4632,64 = 37,061 \text{ KT/m.} \\ \text{RDC} = 8 \times 5959,3 = 47,674 \text{ KT/m.} \end{cases}$$

b) Sens longitudinal : (x)

de la même manière qu'en a) On calcule les différentes rigidités et On trouve les valeurs suivantes pour chaque niveau :

• Tous les niveaux sont identiques.

par exemple : pour le niveau V On a :

$$R_{jx} = \sum_{i=1}^7 r_{jx} = 2 \times (707,69) + 5 \times 1100,14 = 8016,22 \text{ t/m.}$$

donc $R_{Vx} = R_{IVx} = R_{IIIx} = R_{IIx} = 8016,22 \text{ t/m.}$

• Pour le RDC :

$$R_{Ix} = 2 \times 1152,02 + 6 \times 1445,08 = 10974,52 \text{ t/m.}$$

Donc en résumé pour le sens longitudinal :

$$R_{jx} = \begin{cases} \text{Etage} = 4 \times 8016,22 = 32064,88 \text{ t/m.} \\ \text{RDC} = 4 \times 10974,52 = 43898,08 \text{ t/m.} \end{cases}$$

Détermination du centre de torsion à l'étage "j" :

Par rapport au repère (xoy) les coordonnées du centre de torsion de l'étage "j" sont données par la formule :

$$x_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^{t=k} R_{jy}^{(t)} \cdot x_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^k R_{jy}^{(t)}} ; \quad y_{cj} = \frac{\sum_{t=1}^m R_{jx}^{(t)} \cdot y_j^{(t)}}{\sum_{t=1}^m R_{jx}^{(t)}}$$

l : sens longitudinal ; t : sens transversal.

Pour l'étage : $x_{cj} = \frac{4632,64 \times 3,20 [1+2+3+4+5+6+7]}{37061} = 11,2 \text{ m.}$

$$y_{cj} = \frac{8016,22 [5,4+7,4+12,8]}{32064,88} = 6,4 \text{ m.}$$

Pour le RDC : $x_{cj} = \frac{5959,3 (3,20) [1+2+3+4+5+6+7]}{47674} = 11,2 \text{ m}$

$y_{cj} = \frac{10974,52 [5,4+7,4+12,8]}{43898,08} = 6,4 \text{ m}$

Donc finalement On a trouvé : $C_j (11,2; 6,4)$.

On remarque que : • Les centres de torsion se trouvent sur la même verticale ; • des centres de gravité se trouvent sensiblement sur la même verticale.

Calcul de la rigidité à la torsion à l'étage "j" :

Elle est donnée par la formule :

$$R_{j0} = \sum_{k=1}^k R_{jt} (x_{kt})^2 + \sum_{l=1}^m R_{jl} (y_{el})^2 = \sum_{t=1}^8 R_{jt} (x_{t1})^2 + \sum_{l=1}^4 R_{jl} (y_{el})^2$$

• Pour l'étage :

$A = 1992405,811 \text{ t.m}$

$B = 672721,1824 \text{ t.m}$

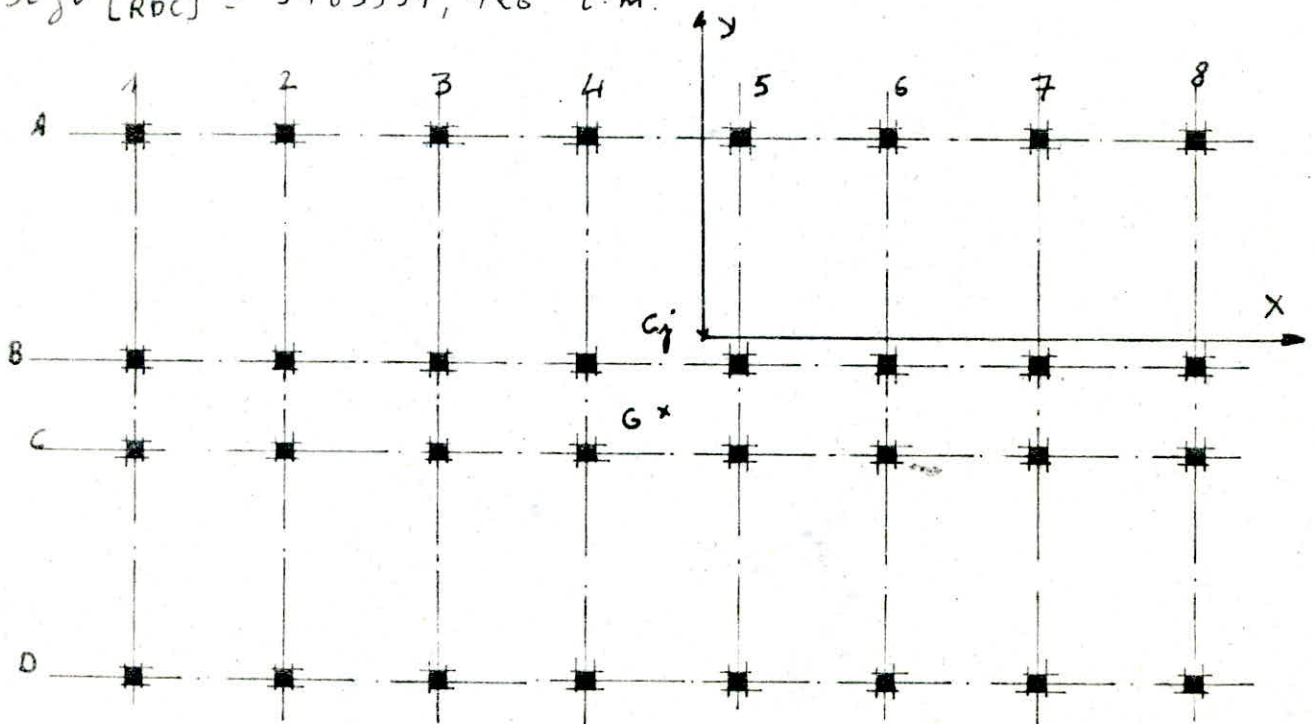
$R_{j0} = 2665126,993 \text{ t.m.}$ pour l'étage.

• Pour le RDC :

$A = 2562975,744 \text{ t.m}$

$B = 920981,7184 \text{ t.m}$

$R_{j0} [\text{RDC}] = 3483957,426 \text{ t.m.}$



Repartition des efforts tranchants
(sens TRANSVERSAL)

Portique	Niveau	$R_{jy} (t/m)$	$R_{j0} (t/m)$	$T_{jy} (t)$	$e_x (m)$	$x_j (m)$	$T_{jy} (t)$
1-1	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	-12,32	8,55
	IV	"	"	157,76	"	"	16,19
	III	"	"	213,6	"	"	21,92
	II	"	"	250,83	"	"	25,74
	I	5959,3	3483957,4	269,44	"	"	27,64
2-2	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	-9,12	9,68
	IV	"	"	157,76	"	"	17,20
	III	"	"	213,6	"	"	23,28
	II	"	"	250,83	"	"	27,34
	I	5959,3	3483957,4	269,44	"	"	29,34
3-3	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	-5,92	9,62
	IV	"	"	157,76	"	"	18,21
	III	"	"	213,6	"	"	24,65
	II	"	"	250,83	"	"	28,95
	I	5959,3	3483957,4	269,44	"	"	31,09
4-4	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	-2,72	10,15
	IV	"	"	157,76	"	"	19,22
	III	"	"	213,6	"	"	26,02
	II	"	"	250,83	"	"	30,55
	I	5959,3	3483957,4	269,83	"	"	32,82
5-5	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	0,48	10,68
	IV	"	"	157,76	"	"	20,22
	III	"	"	213,6	"	"	27,38
	II	"	"	250,83	"	"	32,16
	I	5959,3	3483957,4	269,83	"	"	34,54
6-6	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	3,68	11,21
	IV	"	"	157,76	"	"	21,23
	III	"	"	213,6	"	"	28,75
	II	"	"	250,83	"	"	33,76
	I	5959,3	3483957,4	269,83	"	"	36,27
7-7	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	6,88	11,75
	IV	"	"	157,76	"	"	22,24
	III	"	"	213,6	"	"	30,12
	II	"	"	250,83	"	"	35,37
	I	5959,3	3483957,4	269,83	"	"	37,99
8-8	V	4632,64	266512,99	83,3	1,12	10,08	12,28
	IV	"	"	157,76	"	"	23,25
	III	"	"	213,6	"	"	31,48
	II	"	"	250,83	"	"	36,97
	I	5959,3	3483957,4	269,44	"	"	39,72

Repartition des efforts tranchants (sens LONGITUDINAL)

25

PORTIQUE	NIV	R_{jx}	R_{jx}	R_{j0}	T_{jx}	e_y	Y_i	T_{jx}
A-A	V	8016,22	32064,88	2665126, 1933	82,19	1,12	5,28	22,13
	IV	"	"	"	155,65	"	"	41,90
	III	"	"	"	210,75	"	"	56,73
	II	"	"	"	247,48	"	"	66,62
	I	10974,52	43898,68	3483917, 1426	265,85	"	"	73,27
B-B	V	8016,22	32064,88	2665126, 1933	82,19	"	-0,12	20,79
	IV	"	"	"	155,65	"	"	39,38
	III	"	"	"	210,75	"	"	53,32
	II	"	"	"	247,48	"	"	62,61
	I	10974,52	43898,68	2665126, 1933	265,85	"	"	67,53
C-C	V	8016,22	32064,88	2665126, 1913	82,19	"	-2,12	20,30
	IV	"	"	"	155,65	"	"	38,45
	III	"	"	"	210,75	"	"	52,06
	II	"	"	"	247,48	"	"	61,13
	I	10974,52	43898,68	3483917, 1426	265,85	"	"	65,40
D-D	V	8016,22	32064,88	2665126, 1913	82,19	"	-7,52	18,97
	IV	"	"	"	155,65	"	"	35,92
	III	"	"	"	210,75	"	"	48,64
	II	"	"	"	247,48	"	"	57,12
	I	10974,52	43898,68	3483917, 1426	265,85	"	"	59,66

Généralités:

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravité ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$).

Principes fondamentaux de calcul:

Le règlement utilisé est le RPA 81 et ceci dans le but de faire une étude sismique basée sur les observations et des analyses déjà faites sur la sismicité en ALGERIE.

Action sismique:

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

$$V = ADBQW$$

Les valeurs de A, B, D, Q, W seront calculées conformément à l'article 3.3 (RPA 81): (de la page 27 à la page 40).

Les résultats obtenus sont les suivants:

$$l_x = 22,4 \text{ m} ; \quad l_y = 12,8 \text{ m} ; \quad H = 17,7 \text{ m}$$

• Notre bâtiment est d'usage I (en zone II) donc $A = 0,25$.

• sol ferme: $D = \sqrt{\frac{0,3}{T}} \times 2$ avec $T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$

longitudinalement: $T_L = 0,323 \text{ s} ; \quad D = 1,927$

transversalement: $T_T = 0,428 \text{ s} ; \quad D = 1,674$

• On a des portiques auto-stables (exclus en zone III) $\Rightarrow B = 1/4$.

• Facteur de qualité: longitudinalement $q_L = 1,2$; transversalement $q_T = 1,4$

• Calcul du poids propre de la structure W:

Niveau terrasse : $W_5 = 321,42 \text{ t}$.

Niveau IV : $W_4 = 359,12 \text{ t}$.

Niveau III : $W_3 = 359,12 \text{ t}$.

Niveau II : $W_2 = 359,12 \text{ t}$.

Niveau I : $W_1 = 359,12 \text{ t}$.

Niveau de référence : $W_n = 81,58 \text{ t}$.

Poids total du bâtiment = $1839,5 \text{ t}$.

• Force totale longitudinale = $265,85 \text{ t}$.

• Force totale transversale = $269,44 \text{ t}$.

La distribution en hauteur des forces latérales est :

27

$$V = F_t + \sum F_i \quad \text{dans notre cas } F_t = 0 \quad \text{car } T \leq 0,7 \text{ s}$$

$$\text{d'où } F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i} = V \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i}$$

Les déplacements seront calculés par la formule : $\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$

avec F_j^c = Force latérale cumulée par étage

R_j = rigidité relative de niveau.

• SENS TRANSVERSAL :

NIVEAU	h (m)	W_k (t)	$W_k h_k$	F_k (t)	F_k^c (t)	$R_{jy} (t/m)$	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
V	17	321,42	5464,14	83,3	83,3	4632,64	1,80	19,75
IV	13,6	359,12	4884,03	74,46	157,76	4632,64	3,41	17,95
III	10,2	359,12	3663,02	55,84	213,6	4632,64	4,61	14,54
II	6,8	359,12	2442,02	37,23	250,83	4632,64	5,41	9,73
I	3,4	359,12	1221,01	18,61	269,44	5959,3	4,52	4,52
			$\sum W_k h_k =$ 17674,22					

• SENS LONGITUDINAL :

NIVEAU	h (m)	W_k (t)	$W_k h_k$	F_k^c (t)	F_k (t)	$R_{jx} (t/m)$	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)
V	17	321,42	5464,14	82,19	82,19	8016,22	1,03	11,11
IV	13,6	359,12	4884,03	155,65	73,46	8016,22	1,94	10,08
III	10,2	359,12	3663,02	210,75	55,10	8016,22	2,63	8,14
II	6,8	359,12	2442,02	247,48	36,73	8016,22	3,09	5,51
I	3,4	359,12	1221,01	265,85	18,37	10974,52	2,42	2,42
			$\sum W_k h_k =$ 17674,22					

• CALCUL DE LA PERIODE EXACTE :

On calcule la période exacte d'ap

la formule suivante :
$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \delta_j^2}{g \sum F_j^c \delta_j}}$$

Sens longitudinal : $T_l = 0,86 \text{ s}$

Sens transversal : $T_t = 1,13 \text{ s}$

le facteur D ne change pas conformément à l'article 3.3.1.2.2 (RPI)

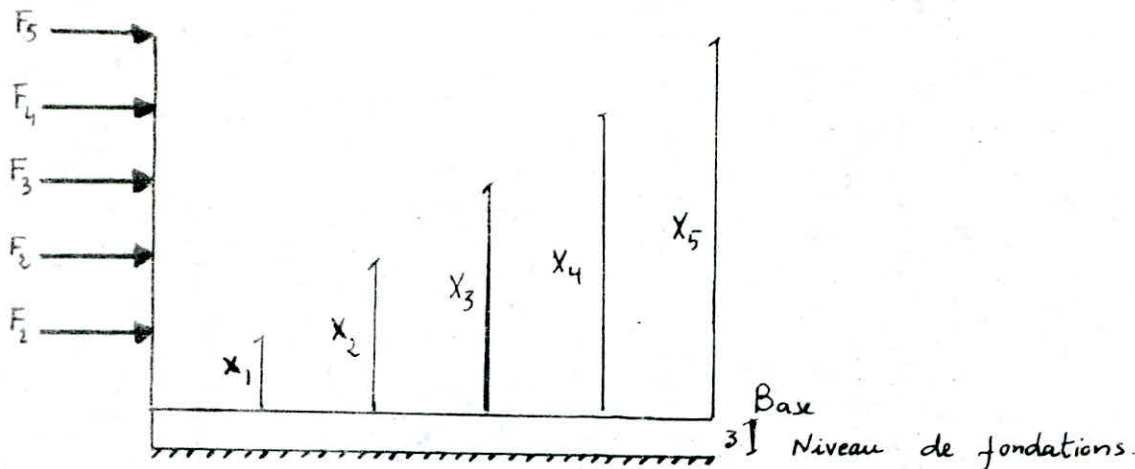
VERIFICATION AU RENVERSEMENT

20

Une structure doit être calculée afin de résister aux efforts qui peuvent provoquer un renversement. A cet effet une vérification au renversement est nécessaire.

On a:

$$M^{\pm} \text{ de renversement} = M^{\pm} \text{ exterieur en console (base)} + \text{Effort tranchant}_{(base)} \times 3$$



- Moment en console = $\sum_{i=1}^n F_i x_i = F_1 x_1 + F_2 x_2 + F_3 x_3 + F_4 x_4 + F_5 x_5$
- Effort tranchant à la base = $H = \sum F_i = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$
- Moment résistant = $(\sum w_i - \sum \sigma_{Hi} \cdot w_i) b$; $\sigma_H = \text{coeff. sismique} = ABDg$; $b = L/2$

et On doit vérifier : Moment résistant ≥ 1.5 Moment renversement.

• Sens longitudinal:

Moment en console = 3270,53 t.m.
 Moment de renversement = 5703,345 t.m.
 Moment résistant = 17757,41 t.m.

donc $\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = 3,11 > 1,5$

donc le bâtiment (sens longitudinal) est stable au renversement.

• Sens transversal:

Moment en console = 3314,762 t.m.
 Moment de renversement = 5780,463 t.m.
 Moment résistant = 10130,176 t.m.

$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} = 1,75 > 1,5$

donc le bâtiment est stable au renversement dans chaque sens.

Détermination de l'effort de niveau "j" revenant à chaque portique

L'effort tranchant de l'étage (j) (T_j) s'applique au C.D.G de l'étage c'est-à-dire en G.

Comme on a une rotation du plancher autour du centre de torsion (C) T_j appliqué en G est équivalent à T_j appliqué en (C) plus un moment de torsion M_j avec : $M_j = T_j \cdot e$

• portiques longitudinaux :

$$T_{jx}^l = T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{j0}} y_j^l e_y + T_{jx} \frac{R_{jx}}{R_{jx}}$$

le 1^{er} terme est dû à la rotation.

le 2^e terme est dû à la translation ; (x_j, y_j) les coordonnées du portique / centre de torsion

• portiques transversaux :

$$T_{jy}^t = T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{j0}} x_j^t e_x + T_{jy} \frac{R_{jy}}{R_{jy}}$$

- Déformations horizontales :

Calcul des déplacements relatifs $\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$

le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiées doit être multiplié par (1,0/2B) pour obtenir le déplacement relatif.

• Étage : $\delta_{max} = \frac{36,97}{4632,64} \times 2 = 1,6^m$ • RDC : $\delta_{max} = \frac{39,72}{5959,3} = 1,33^m$

- ceci est pour le sens transversal.

sens longitudinal :

• Étage : $\delta_{max} = \frac{66,62}{8016,22} \times 22 = 1,66$ • RDC : $\delta_{max} = \frac{73,27}{10974,52} = 1,33^m$

les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage. donc on doit vérifier que :

$$\frac{1}{2B} \times \delta_j = \frac{1}{2B} \times \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j$$

le déplacement relatif admissible $\bar{\delta}_j$ suivant le R.P.A 81 à l'article

3.3.7.1 est donné par : $\bar{\delta}_j = 0,0075 h_j$ où h_j : hauteur d'étage "j"

$\bar{\delta}_j = 0,0075 \cdot 3,4 = 2,55 \text{ cm}$ ce qui est vérifié.

SENS TRANSVERSAL

NIV	D ₁	T _d	A	B	C	D
PORTIQUE 1-1						
V	11,698	8,55	1,42	2,86	2,86	1,42
IV	"	16,19	2,69	5,41	5,41	2,69
III	"	21,92	3,64	7,32	7,32	3,64
II	"	25,74	4,27	8,60	8,60	4,27
I	15,048	27,64	5,56	8,26	8,26	5,56
PORTIQUE 2-2						
V	11,698	9,08	1,51	3,03	3,03	1,51
IV	"	17,20	2,86	5,74	5,74	2,86
III	"	23,28	3,86	7,76	7,76	3,86
II	"	27,34	4,54	9,13	9,13	4,54
I	15,048	29,37	5,9	8,78	8,78	5,9
PORTIQUE 3-3						
V	11,698	9,61	1,60	3,21	3,21	1,60
IV	"	18,21	3,02	6,08	6,08	3,02
III	"	24,65	4,09	8,23	8,23	4,09
II	"	28,95	4,81	9,67	9,67	4,81
I	15,048	31,09	6,25	9,30	9,30	6,25
PORTIQUE 4-4						
V	11,698	10,15	1,68	3,39	3,39	1,68
IV	"	19,22	3,02	6,08	6,08	3,02
III	"	26,02	4,09	8,23	8,23	4,09
II	"	30,55	4,81	9,67	9,67	4,81
I	15,048	32,82	6,25	9,80	9,80	6,25
PORTIQUE 5-5						
V	11,698	10,68	1,77	3,57	3,57	1,77
IV	"	20,22	3,36	6,75	6,75	3,36
III	"	27,38	4,54	9,14	9,14	4,54
II	"	32,16	5,34	10,74	10,74	5,34
I	15,048	34,54	6,94	10,32	10,32	6,94
PORTIQUE 6-6						
V	11,698	11,21	1,86	3,74	3,74	1,86
IV	"	21,23	3,52	7,12	7,12	3,52
III	"	28,75	4,77	9,6	9,6	4,77
II	"	33,76	5,60	11,28	11,28	5,60
I	15,048	36,27	7,29	10,84	10,84	7,29
PORTIQUE 7-7						
V	11,698	11,75	1,95	3,92	3,92	1,95
IV	"	22,24	3,69	7,43	7,43	3,69
III	"	30,12	5,00	10,06	10,06	5,00
II	"	35,37	5,87	11,81	11,81	5,87
I	15,048		7,64	11,36	11,36	7,64
PORTIQUE 8-8						
V	11,698	12,28	2,04	4,10	4,10	2,04
IV	"	23,25	3,86	7,77	7,77	3,86
III	"	31,48	5,23	10,51	10,51	5,23
II	"	36,97	6,14	12,35	12,35	6,14
I	15,048	39,72	7,98	11,88	11,88	7,98

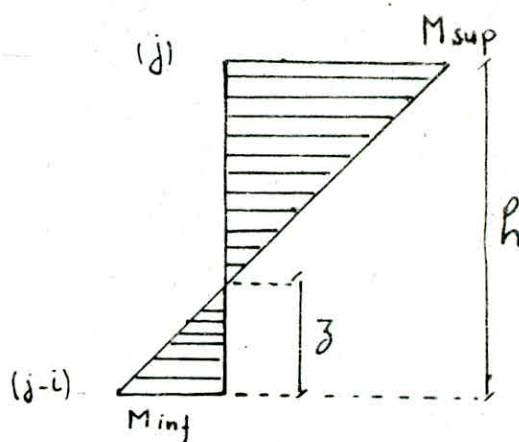
La position du point d'inflexion est calculée en fonction des caractéristiques du portique.

$$M_{\text{sup}} = t_j^{(i)} \cdot (h - z)$$

$$M_{\text{inf}} = t_j^i \cdot z$$

avec $z = y h$ h : hauteur d'étage.

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



y_0 : coefficient donné par les tableaux

(bulletin C.T.C n°5) en fonction de \bar{K} , du nombre total de niveaux de portiques et du N° de niveau.

y_1 : terme de correction dû à la variation de la rigidité linéaire (I/l) des poutres supérieures et inférieures. Il est donné par des tableaux (bulletin C.T.C n°5) en fonction de α_1 et \bar{K} .

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

$K_1 + K_2$ — Poutres supérieures.

$K_3 + K_4$ — Poutres inférieures.

y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur d'étage supérieur, il est donné en fonction de :

$$\alpha_2 = \frac{h_j}{h} \quad (\text{Pour le dernier } y_2 = 0) \quad \text{et de } \bar{K}.$$

y_3 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage à la hauteur de l'étage inférieur adjacent, il est donné en fonction de α_3 et \bar{K} :

$$\alpha_3 = \frac{h_i}{h} \quad (\text{Pour le 1^{er} niveau } y_3 = 0).$$

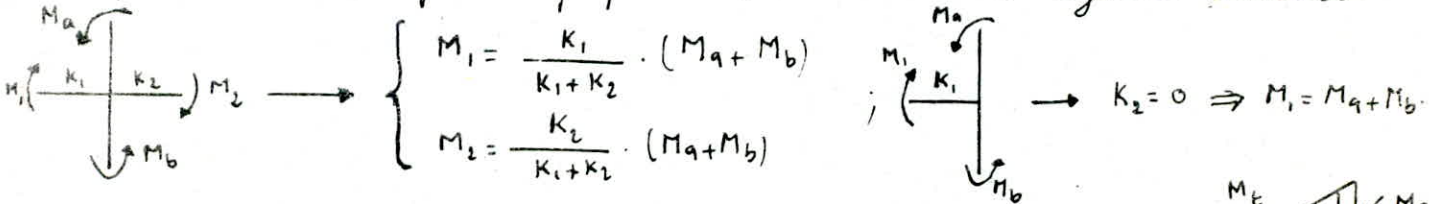
PORTIQUE 8.8

NIV	Pot	t_j	γ_0	γ_1	γ_3, γ_2	γ	$z = \gamma h$	M_{INF} (t.m)	$R - \bar{z}$ (m)	M_{sup} (t.m)
V	A	2,04	0,35	0,00	0,00	0,35	1,19	2,43	2,4	4,51
	B	4,10	0,45	0,00	0,00	0,45	1,53	6,27	1,87	7,67
	C	4,10	0,45	0,00	0,00	0,45	1,53	6,27	1,87	7,67
	D	2,04	0,35	0,00	0,00	0,35	1,19	2,43	2,21	4,51
IV	A	3,86	0,4	0,00	0,00	0,4	1,36	5,25	2,04	7,87
	B	7,77	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	13,21	1,7	13,21
	C	7,77	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	13,21	1,7	13,21
	D	3,86	0,4	0,00	0,00	0,4	1,36	5,25	2,04	7,87
III	A	5,23	0,45	0,00	0,00	0,45	1,53	8,00	1,87	9,78
	B	10,51	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	17,87	1,7	19,87
	C	10,51	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	17,87	1,7	19,87
	D	5,23	0,45	0,00	0,00	0,45	1,53	8,00	1,87	9,78
II	A	6,14	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	10,44	1,7	10,44
	B	12,35	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	21,00	1,7	21,00
	C	12,35	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	21,00	1,7	21,00
	D	6,14	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	10,44	1,7	10,44
I	A	7,98	0,65	0,00	0,00	0,55	2,21	17,64	1,19	9,50
	B	11,88	0,55	0,00	0,00	0,55	1,87	22,22	1,53	18,18
	C	11,88	0,55	0,00	0,00	0,55	1,87	22,22	1,53	18,18
	D	7,98	0,65	0,00	0,00	0,65	2,21	17,64	1,19	9,50

PORTIQUE A-A										
NIV	Poteau	t_j	γ_0	γ_2	γ_3, γ_2	γ	$\gamma = \gamma''$	M_{INF}	R-3	M_{sup}
V	1,8	1,95	0,35	0,00	0,00	0,35	1,19	2,32	2,21	4,31
	2,1...7	3,03	0,38	0,00	0,00	0,38	1,29	3,91	2,11	6,39
IV	1,8	3,69	0,4	0,00	0,00	0,4	1,36	5,02	2,04	7,53
	2,1...7	5,74	0,45	0,00	0,00	0,45	1,53	8,78	1,87	10,73
III	1,8	4,99	0,48	0,00	0,00	0,48	1,53	7,63	1,87	9,33
	2,1...7	7,77	0,5	0,00	0,00	0,5	1,63	12,67	1,77	13,75
II	1,8	5,86	0,5	0,00	0,00	0,5	1,63	9,96	1,77	9,96
	2,1...7	9,13	0,5	0,00	0,00	0,5	1,7	15,52	1,7	15,52
I	1,8	7,74	0,6515	0,00	0,00	0,6515	1,7	17,11	1,19	9,21
	2,1...7	9,73	0,62	0,00	0,00	0,62	2,21	20,53	1,29	12,55

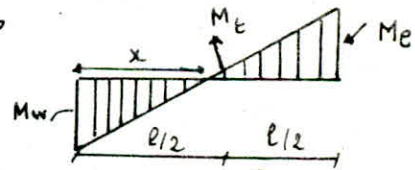
Calcul des moments dans les poutres:

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



Moment en travée: $\frac{x}{M_w} = \frac{l-x}{M_e} \rightarrow x = \frac{M_w}{M_e + M_w} \cdot l$

$\frac{x}{M_w} = \frac{l/2 - x}{M_e} \rightarrow M_e = \frac{M_w}{x} (l/2 - x) \rightarrow M_e = \frac{M_e - M_w}{2}$



Effort tranchant: A partir des moments dans les poutres, On peut calculer pour une travée indépendante (fig ci-dessus).

$M = a \cdot x + b \rightarrow T = \frac{dM}{dx} = a ; x = 0 \Rightarrow b = M_w$

$x = l \Rightarrow -M_e = a \cdot l + M_w \Rightarrow a = -\frac{M_e + M_w}{l} ; T = -\frac{M_e + M_w}{l}$

Effort normal: Pour un niveau (i), l'effort normal dans les poteaux sera:

$N_i = -(T_{i,e} - T_{i,w})$

PORTIQUE TRANSVERSAL

Niv	Noeud	M _a	M _b	M ₁	M ₂	M _w	M _e	M _t	T
V	1	0	4,51	0	4,51				
	2	0	7,67	2,07	5,60	4,51	2,07	-1,22	-1,22
	3	0	7,67	5,60	2,07	5,60	5,60	0	-5,6
	4	0	4,51	4,51	0	2,07	4,51	+1,22	-1,22
IV	5	2,45	7,87	0	10,32				
	6	6,27	13,21	5,26	14,22	10,32	5,26	-2,53	-2,89
	7	6,27	13,21	14,22	5,26	14,22	14,22	0	-14,22
	8	2,43	7,87	10,32	0	5,26	10,32	2,53	-2,89
III	9	5,25	9,78	0	15,03				
	10	13,21	17,87	8,39	22,69	15,03	8,39	-3,32	-4,34
	11	13,21	17,87	22,69	8,39	22,69	22,69	0	-22,69
	12	5,25	9,78	15,03	0	8,39	15,03	3,32	-4,34
II	13	8	10,44	0	18,44				
	14	17,87	21	10,49	28,36	18,44	10,49	-3,975	-5,36
	15	17,87	21	28,36	10,49	28,36	28,36	0	-28,36
	16	8	10,44	18,44	0	10,49	18,44	3,975	-5,36
I	17	10,44	9,50	0	19,94				
	18	21	18,18	10,58	28,6	19,94	10,58	-4,68	-5,65
	19	21	18,18	28,6	10,58	28,6	28,6	0	-28,36
	20	10,44	9,50	19,94	0	10,58	19,94	+4,68	-5,65

Portique PORTIQUE LONGITUDINAL

Niv	Noeud	M _a	M _b	M ₁	M ₂	M _w	M _e	M _t	T
V	1	0	4,31	0	4,31				
	2	0	6,39	3,195	3,195	4,31	3,195	-0,56	-2,35
	3	0	6,39	3,195	3,195	3,195	3,195	0	-1,99
	4	0		3,195	3,195	3,195	3,195	0	-1,99
IV	9	2,32	7,53	0	9,85				
	10	3,91	10,73	7,32	7,32	9,85	7,32	-1,27	-5,37
	11	3,91	10,73	7,32	7,32	7,32	7,32	0	-4,58
	12	3,91	10,73	7,32	7,32	7,32	7,32	0	-4,58
III	17	5,02	9,33	0	14,35				
	18	8,78	13,75	11,265	11,265	14,35	11,265	-1,54	-8
	19	8,78	13,75	11,265	11,265	11,265	11,265	0	-7,04
	20	8,78	13,75	11,265	11,265	11,265	11,265		-7,04
II	25	7,63	9,96	0	17,59				
	26	12,67	15,52	14,1	14,1	17,59	14,01	-1,75	-9,9
	27	12,67	15,52	14,1	14,1	14,01	14,01	0	-8,81
	28	12,67	15,52	14,2	14,2	14,01	14,01	0	-8,81
I	33	9,96	9,21	0	18,47				
	34	15,52	12,55	14,04	14,04	18,47	14,04	-2,22	-10,16
	35	15,52	12,55	14,04	14,04	14,04	14,04	0	-8,77
	36	15,52	12,55	14,04	14,04	14,04	14,04	0	-8,77

Efforts normaux - dans les poteaux sous SI
sens transversal

Niv	Pot	N	N _{cum}
V	1	-1,22	-1,22
	2	-4,38	-4,38
	3	4,38	4,38
	4	1,22	1,22
IV	5	-2,89	-4,11
	6	-11,33	-15,71
	7	11,33	15,71
	8	2,89	4,11
III	9	-4,33	-8,44
	10	-18,36	-34,07
	11	18,36	34,07
	12	4,33	8,44
II	13	-5,36	-13,8
	14	-23	-57,07
	15	23	57,07
	16	5,36	13,8
I	17	-5,65	-19,45
	18	-22,71	-76,52
	19	22,71	76,52
	20	5,65	19,45

Niv	Pot	N	N _{cum}
V	1	2,35	2,35
	2	-0,35	-0,35
	3	0	0
	4	0	0
IV	9	5,37	7,72
	10	-0,79	-1,14
	11	0	0
	12	0	0
III	17	8	15,72
	18	-0,96	-2,1
	19	0	0
	20	0	0
II	25	9,9	25,62
	26	-1,09	-3,19
	27	0	0
	28	0	0
I	33	10,16	35,78
	34	-1,39	-4,58
	35	0	0
	36	0	0

Convention : N < 0 traction

N > 0 compression

Efforts dans les portiques engendrés par les charges verticales

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT.

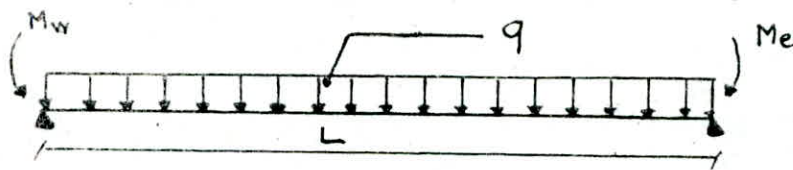
Exposé de la méthode :

La méthode suppose que les moments d'Inertie des poteaux sont constants. Le principe consiste à choisir un nœud et à déterminer les moments agissant à gauche, à droite, en haut et en bas, en tenant compte des charges des travées encadrant le nœud considéré et la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs qui aboutissent à ce nœud.

Le détail du calcul à l'aide de cette méthode est exposé en annexe A du C.C.B.A 68.

Efforts tranchants dans les poutres :

Ils sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée.



$$T_w = q \frac{L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

$$T_e = q \frac{L}{2} - \frac{M_w - M_e}{L}$$

Efforts Normaux dans les poteaux :

Ils sont engendrés par les efforts tranchants dans les poutres et seront déterminés à partir de ceux-ci.

$$N_i = T_{ei} + T_{wi}$$

Niv	Noord	L _w (m)	L _e (m)	R _s (m)	h _n (m)	I _w (m ⁴) · 10 ⁴	I _e (m ⁴) · 10 ⁴	I _n (m ⁴) · 10 ⁴	I _s (m ⁴) · 10 ⁴	L' _w (m)	L' _e (m)	R' _n (m)	R' _s (m)	K _w (m ³) · 10 ⁻⁵	K _e (m ³) · 10 ⁻⁵	K _n (m ³) · 10 ⁻⁴	K _s (m ³) · 10 ⁻⁴	D (m) · 10 ⁻⁴
V	1		5,4	3,4			30,37		21,33		4,32		2,72		7,03		7,84	14,87
	2	5,4	2	3,4		30,37	30,37		21,33	4,60	1,6		2,72	6,60	18,98		7,84	33,42
	3			3,4		30,37	30,37		21,33	1,6	4,6		2,72	18,98	6,60		7,84	33,42
	4			3,4		30,37			21,33	4,60			2,72	6,60			7,84	14,87
IV	5		5,4	3,4	3,4		30,37	21,33	21,33		4,32	3,06	2,72		7,03	6,97	7,84	21,84
	6	5,4	2	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	4,32	1,6	3,06	2,72	7,03	18,98	6,97	7,84	40,82
	7			3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	1,6	4,32	3,06	2,72	18,98	7,03		7,84	40,82
	8			3,4	3,4	30,37			21,33	21,33	4,32		3,06	2,72	7,03		6,97	7,84
III	9		5,4	3,4	3,4		30,37	21,33	21,33		4,32	2,72	2,72		7,03	7,84	7,84	22,71
	10	5,4	2	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	4,32	1,6	2,72	2,72	7,03	18,98	7,84	7,84	41,69
	11	2	5,4	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	1,6	4,32	2,72	2,72	18,98	7,03	7,84	7,84	41,69
	12	5,4		3,4	3,4	30,37			21,33	21,33	4,32		2,72	2,72	7,03		7,84	7,84
II	13		5,4	3,4	3,4		30,37	21,33	21,33	1,6	4,32	2,72	2,72		7,03	7,84	7,84	22,71
	14	5,4	2	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	4,32	1,6	2,72	2,72	7,03	18,98	7,84	7,84	41,69
	15	2	5,4	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	1,6	4,32	2,72	2,72	18,98	7,03	7,84	7,84	41,69
	16	5,4		3,4	3,4	30,37			21,33	21,33	4,32		2,72	2,72	7,03		7,84	7,84
I	17		5,4	3,4	3,4		30,37	21,33	21,33		4,32	2,72	2,72		7,03	7,84	7,84	22,71
	18	5,4	2	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	4,32	1,6	2,72	2,72	7,03	18,98	7,84	7,84	41,69
	19	2	5,4	3,4	3,4	30,37	30,37	21,33	21,33	1,6	4,32	2,72	2,72	18,98	7,03	7,84	7,84	41,69
	20	5,4		3,4	3,4	30,37			21,33	21,33	4,32		2,72	2,72	7,03		7,84	7,84

Moments \times noeuds (Portique transversal)

Sous G

Sous E

Niv	Noeud	q_w	q_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_n	M_s	Noeud	q_w	q_e	M_w	M_e	M_w	M_e	M_n	M_s
V	1		2,78		4,78		2,53		2,53	1		0,32		0,7		0,37		0,37
	2	2,18	2,18	5,42	0,66	4,48	3,37		-1,12	2	0,32	0,32	0,7	0,7	0,66	0,5		-0,16
	3	2,18	2,18	0,66	5,42	3,37	4,48		+1,12	3	0,32	0,32	0,7	0,7	0,5	0,66		0,16
	4	2,18		4,78		2,53			-2,53	4	0,32		0,7		0,37			-0,37
IV	5		2,06		4,52		3,07	1,44	1,62	5		0,8		1,76		1,19	0,56	0,63
	6	2,06	2,06	4,52	0,62	3,84	2,43	0,67	-0,75	6	0,8	0,8	1,76	0,24	1,50	0,93	-0,29	-0,29
	7	2,06	2,06	0,62	4,52	2,43	3,84	+0,67	+0,75	7	0,8	0,8	0,24	1,76	0,93	1,50	0,29	0,29
	8	2,06		4,52		3,07		-1,62	-1,44	8	0,8		1,76		1,19		-0,63	-0,56
III	9		2,06		4,52		3,12	1,56	1,56	9		0,8		1,76		1,22	0,61	0,61
	10	2,06	2,06	4,52	0,62	3,84	2,4	-0,73	-0,73	10	0,8	0,8	1,76	0,24	1,50	0,93	-0,29	-0,29
	11	2,06	2,06	0,62	4,52	2,4	3,84	+0,73	0,73	11	0,8	0,8	0,24	1,76	0,93	1,50	0,29	0,29
	12	2,06		4,52		3,12		1,56	1,56	12	0,8		1,76		1,22		0,61	0,61
II	13		2,06		4,52		3,12	1,56	1,56	13		0,8		1,76		1,22	0,61	0,61
	14	2,06	2,06	4,52	0,62	3,84	2,4	0,73	-0,73	14	0,8	0,8	1,76	0,24	1,50	0,93	-0,29	-0,29
	15	2,06	2,06	0,62	4,52	2,4	3,84	-0,73	0,73	15	0,8	0,8	0,24	1,76	0,93	1,50	+0,29	0,29
	16	2,06		4,52		3,12		1,56	1,56	16	0,8		1,76		1,22		0,61	0,61
I	17		2,06		4,52		3,12	1,56	1,56	17		0,8		1,76		1,22	0,61	0,61
	18	2,06	2,06	4,52	0,62	3,84	2,4	0,73	-0,73	18	0,8	0,8	1,76	0,24	1,50	0,93	-0,29	-0,29
	19	2,06	2,06	0,62	4,52	2,4	3,84	-0,73	0,73	19	0,8	0,8	0,24	1,76	0,93	1,50	0,29	0,29
	20	2,06		4,52		3,12		1,56	1,56	20	0,8		1,76		1,22		0,61	0,61

Moments et efforts tranchants dans les poutres

Sous S

Sous G

Niv	travée	L (m)	q (t/m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te
V	1-2	5,4	0,32	0,37	0,66	0,81	0,92
	2-3	2	0,32	0,5	0,5	0,32	0,32
	3-4	5,4	0,32	0,66	0,37	0,92	0,81
				0			
IV	5-6	5,4	0,8	1,19	1,50	2,1	2,22
	6-7	2	0,8	0,95	0,95	0,8	0,8
	7-8	5,4	0,8	1,50	1,19	2,22	2,1
III	9-10	5,4	0,8	1,22	1,50	2,11	2,21
	10-11	2	0,8	0,93	0,93	0,8	0,8
	11-12	5,4	0,8	1,50	1,22	2,21	2,11
II	13-14	5,4	0,8	1,22	1,50	2,11	2,21
	14-15	2	0,8	0,93	0,93	0,8	0,8
	15-16	5,4	0,8	1,50	1,22	2,21	2,11
I	17-18	5,4	0,8	1,22	1,50	2,11	2,21
	18-19	2	0,8	0,93	0,93	0,8	0,8
	19-20	5,4	0,8	1,50	1,22	2,21	2,11

Niv	travée	L (m)	q (t/m)	Mw (t.m)	Me (t.m)	Tw (t)	Te
V	1-2	5,4	2,18	2,53	4,48	5,52	6,25
	2-3	2	2,18	3,37	3,37	2,18	2,18
	3-4	5,4	2,18	4,48	2,53	7,84	5,52
IV	5-6	5,4	2,06	3,07	3,84	5,42	5,7
	6-7	2	2,06	2,43	2,43	2,06	2,06
	7-8	5,4	2,06	3,84	3,07	5,7	5,42
III	9-10	5,4	2,06	3,12	3,84	5,43	5,7
	10-11	2	2,06	2,4	2,4	2,06	2,06
	11-12	5,4	2,06	3,84	3,12	5,7	5,43
II	13-14	5,4	2,06	3,12	3,84	5,43	5,7
	14-15	2	2,06	2,4	2,4	2,06	2,06
	15-16	5,4	2,06	3,84	3,12	5,7	5,43
I	17-18	5,4	2,06	3,12	3,84	5,43	5,7
	18-19	2	2,06	2,4	2,4	2,06	2,06
	19-20	5,4	2,06	3,84	3,12	5,7	5,43

Efforts normaux dans les poteaux

Sous G

Sous S

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
V	1		5,52	5,52	5,52
	2	7,84	2,17	10,02	8,43
	3	2,18	6,25	8,43	8,43
	4	5,52		5,52	5,52
IV	5		5,42	5,42	10,94
	6	5,7	2,06	7,76	17,78
	7	2,06	5,7	7,76	17,78
	8	5,42		5,42	10,94
III	9		5,43	5,43	16,37
	10	5,7	2,06	7,76	25,54
	11	2,06	5,7	7,76	25,54
	12	5,43		5,42	10,94
II	13		5,43	5,43	16,37
	14	5,7	2,06	7,76	33,3
	15	2,06	5,7	7,76	33,3
	16	5,43		5,43	21,8
I	17		5,43	5,43	27,23
	18	5,7	2,06	7,76	41,06
	19	2,06	5,7	7,76	41,06
	20	5,43		5,43	27,23

Niv	Pot	T _w	T _e	N	N _{cum}
V	1		0,81	0,81	0,81
	2	0,92	0,32	1,24	1,24
	3	0,32	0,92	1,24	1,24
	4	0,81		0,81	0,81
IV	5		2,1	2,1	2,91
	6	2,22	0,8	3,02	4,26
	7	0,8	2,22	3,02	4,26
	8	2,1		2,1	2,91
III	9		2,11	2,11	5,02
	10	2,21	0,8	3,01	7,27
	11	0,8	2,21	3,01	7,27
	12	2,11		2,11	5,02
II	13		2,11	3,01	7,13
	14	2,21	0,8	3,01	10,28
	15	0,8	2,21	3,01	10,28
	16	2,11		2,11	7,13
I	17		2,11	2,11	9,24
	18	2,21	0,8	3,01	13,38
	19	0,8	2,21	3,01	13,38
	20	2,11		2,11	9,24

Moments aux appuis dus à G et P (G/P)

NIV 5:

Niveau	q_w	q_e	M_w	M_e	M_n	M_s
A		0,65 0,065		0,33 0,03		0,33 0,03
B	0,65 0,065	0,65 0,065	0,81 0,14	0,81 0,14		
C	0,65 0,065	0,65 0,065	0,71 0,07	0,71 0,07		
D	0,65 0,065	0,65 0,065	0,71 0,07	0,71 0,07		

NIV 4:

Niveau	q_w	q_e	M_w	M_e	M_n	M_s
A		0,63 0,16		0,32 0,08	0,33 0,03	0,01 0,05
B	0,63 0,16	0,63 0,16	0,77 0,2	0,77 0,2		
C	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		
D	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		

NIV 3:

Niveau	q_w	q_e	M_w	M_e	M_n	M_s
A		0,63 0,16		0,32 0,08	0,33 0,13	0,01 0,05
B	0,63 0,16	0,63 0,16	0,77 0,2	0,77 0,2		
C	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		
D	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		

NIV 2:

Niveau	q_w	q_e	M_w	M_e	M_n	M_s
A		0,63 0,16		0,32 0,08	0,33 0,05	0,33 0,05
B	0,63 0,16	0,63 0,16	0,77 0,2	0,77 0,2		
C	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		
D	0,63 0,16	0,63 0,16	0,69 0,18	0,69 0,18		

NIV 1:

Niveau	q_w	q_e	M_w	M_e	M_n	M_s
D	0,53 0,16	0,63 0,16	0,53 0,16	0,53 0,16		
C	0,53 0,16	0,63 0,16	0,53 0,16	0,53 0,16		
B	0,53 0,16	0,63 0,16	0,53 0,16	0,53 0,16		
A	0,53 0,16	0,63 0,16	0,53 0,16	0,53 0,16		

. PORTIQUE LONGI.

Efforts tranchants et moment dans les poutres. (LONG)

Sous G

Sous S

Niv	travée	L (cm)	q ₁ (t/m)	M _w	M _e	T _w	T _e
V	1-2	3,20	0,65	0,33	0,81	0,89	1,19
	2-3	3,20	0,65	0,81	0,71	1,07	1,01
	3-4	3,20	0,65	0,71	0,71	1,04	1,04
	4-A.3	3,20	0,65	0,71	0,71	1,04	
IV	1-2	3,20	0,63	0,32	0,78	0,86	1,15
	2-3	3,20	0,63	0,78	0,69	1,04	0,98
	3-4	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	1,01
	4-A.3	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	
III	1-2	3,20	0,63	0,32	0,78	0,86	1,15
	2-3	3,20	0,63	0,78	0,69	1,04	0,98
	3-4	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	1,01
	4-A.3	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	
II	1-2	3,20	0,63	0,32	0,78	0,86	1,15
	2-3	3,20	0,63	0,78	0,69	1,04	0,98
	3-4	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	1,01
	4-A.3	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	
I	1-2	3,20	0,63	0,32	0,78	0,86	1,15
	2-3	3,20	0,63	0,78	0,69	1,04	0,98
	3-4	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	1,01
	4-A.3	3,20	0,63	0,69	0,69	1,01	

Niv	travée	L (cm)	q ₁ (t/m)	M _w	M _e	T _w	T _e
V	1-2	3,20	0,065	0,03	0,14	0,07	0,14
	2-3	3,20	0,065	0,14	0,07	0,13	0,08
	3-4	3,20	0,065	0,07	0,07	0,104	0,104
	4-A.3	3,20	0,065	0,07	0,07	0,104	
IV	1-2	3,20	0,16	0,08	0,2	0,22	0,29
	2-3	3,20	0,16	0,2	0,18	0,26	0,26
	3-4	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	0,26
	4-A.3	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	
III	1-2	3,20	0,16	0,08	0,2	0,22	0,29
	2-3	3,20	0,16	0,2	0,18	0,26	0,25
	3-4	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	0,26
	4-A.3	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	
II	1-2	3,20	0,16	0,08	0,2	0,22	0,29
	2-3	3,20	0,16	0,2	0,18	0,26	0,25
	3-4	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	0,26
	4-A.3	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	
I	1-2	3,20	0,16	0,08	0,2	0,22	0,29
	2-3	3,20	0,16	0,2	0,18	0,26	0,25
	3-4	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	0,20
	4-A.3	3,20	0,16	0,18	0,18	0,26	

Efforts normaux dans les poteaux dus aux charges verticales. (LONGI)

Sous G

Niv	Pot	T_w	T_e	N	N_{cum}
V	1	/	0,89	0,89	0,89
	2	1,15	1,07	2,26	2,26
	3	1,01	1,04	2,05	2,05
	4	1,04	1,04	2,08	2,08
IV	5	/	0,86	0,86	1,75
	6	1,15	1,04	2,19	4,45
	7	0,98	1,01	1,99	4,04
	8	1,01	1,01	2,02	4,07
III	9	/	0,86	0,86	2,61
	10	1,15	1,04	2,19	6,64
	11	0,98	1,01	1,99	6,03
	12	1,01	1,01	2,02	6,09
II	13	/	0,86	0,86	3,47
	14	1,15	1,04	2,19	8,83
	15	0,98	1,01	1,99	8,02
	16	1,01	1,01	2,02	8,11
I	17	/	0,86	0,86	4,33
	18	1,15	1,04	2,19	11,02
	19	0,98	1,01	1,99	9,21
	20	1,01	1,01	2,02	10,13

Sous P

Niv	Pot	T_w	T_e	N	N_{cum}
V	1	/	0,07	0,07	0,07
	2	0,14	0,13	0,27	0,27
	3	0,08	0,104	0,184	0,184
	4	0,104	0,104	0,208	0,208
IV	5	/	0,22	0,22	0,29
	6	0,29	0,26	0,55	0,82
	7	0,25	0,26	0,55	0,69
	8	0,26	0,26	0,52	0,73
III	9	/	0,22	0,22	0,51
	10	0,29	0,26	0,55	1,37
	11	0,25	0,26	0,51	1,2
	12	0,26	0,26	0,52	1,25
II	13	/	0,22	0,22	0,73
	14	0,29	0,26	0,55	1,92
	15	0,25	0,26	0,51	1,71
	16	0,26	0,26	0,52	1,77
I	17	/	0,22	0,22	0,95
	18	0,29	0,26	0,55	2,47
	19	0,25	0,26	0,51	2,22
	20	0,26	0,26	0,52	2,29

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges sur la base des règlements de béton en vigueur (R.P.A 81)

- poutres: $G + P \pm SI$; $0,8G \pm SI$.

- poteaux: $0,8G \pm SI$; $G + P \pm 1,2 SI$

où G : sollicitation due à la charge permanente.

P : sollicitation due à la charge d'exploitation.

SI : sollicitation due au séisme.

Les moments en travée des poutres sont déterminés conformément à l'article 12 du (C.C.B.A 68)

- Pour calculer le moment en travée sous $(G + 1,2P)$, on calcule le moment isostatique M_0 : $M_0 = (G + 1,2P) \frac{l^2}{8}$

- le moment en travée sera : $M_t = M_0 (G + 1,2P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2}$

- le moment en appui sera : $M_a = M_a(G) + M_a(1,2P)$

- le moment en travée sous SI : $M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$

Donc pour les poutres, on a :

- Moments en travée : M_t :

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

- sous $(G + P \pm SI)$ $M_t = M_0 (G + P) - \frac{M_w(G) + M_e(G)}{2} \mp M_t(SI)$

- sous $(0,8G \pm SI)$ $M_t = M_0 (0,8G) - \frac{M_w(0,8G) + M_e(0,8G)}{2} \mp M_t(SI)$

- Moments aux appuis : M_a :

- sous $(G + 1,2P)$ $M_a = M_a(G) + 1,2 M_a(P)$

- sous $(G + P \pm SI)$ $M_a = M_a(G) + M_a(P) \pm M_a(SI)$

• Efforts tranchants: T

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

- sous $(G + P \pm SI)$ $T = T(G) + T(P) \mp T(SI)$.

- sous $(0,8G \pm SI)$ $T = 0,8T(G) \pm T(SI)$.

N.B: L'expression du moment en travée sous (SI) est donnée par

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

NIVEAU	TRAVÉE	$G + 1,2 P$			$G + P + Ji$			$G + P - Ji$			$0,8G + Ji$			$0,8G - Ji$		
		Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me	Mw	Mt	Me
V	1-2	2,97	5,84	-5,27	-7,41	4,38	-7,21	+1,61	6,82	-3,07	-6,53	2,33	-5,65	2,49	4,77	-1,51
	2-3	-3,97	-2,09	-3,97	-9,47	-2,12	-9,47	+1,73	-2,12	+1,73	-8,3	-1,83	-8,3	2,9	-1,83	2,9
	3-4	-5,27	5,84	-2,17	-7,21	6,82	-7,41	-3,07	4,38	1,61	-5,65	4,77	-6,53	-1,51	2,33	2,49
IV	5-6	-4,50	7,55	-5,64	-14,58	4,43	-10,6	6,06	9,49	-0,08	-12,78	0,71	-8,33	7,86	5,77	2,19
	6-7	-3,57	-0,92	-3,57	-17,6	-1	-17,6	10,84	-1	10,84	-16,16	-1,11	-16,16	12,28	-1,11	12,28
	7-8	-5,64	7,55	-4,50	-10,6	9,49	-14,58	0,08	4,43	6,06	-8,33	5,77	-12,78	2,19	0,71	7,86
III	9-10	-4,58	7,53	-5,64	-19,37	3,62	-13,73	10,69	10,26	3,05	17,53	-0,09	-11,46	12,53	6,15	5,32
	10-11	-3,52	-0,89	-3,52	-26,02	-0,97	-26,02	19,36	-0,97	19,36	-24,61	-1,05	-24,61	20,77	-1,05	20,77
	11-12	-5,64	7,53	-4,58	-13,73	10,26	-19,37	3,05	3,62	10,69	-11,46	6,55	-17,53	7,32	-0,09	12,53
II	13-14	-4,58	7,53	-5,64	-22,78	2,17	-15,83	10,69	10,91	7,05	-17,53	-0,75	-11,46	12,53	7,21	7,32
	14-15	-3,52	-0,89	-3,52	-31,69	-0,97	-31,69	27,03	-0,97	27,03	-30,28	-1,05	-30,28	26,44	-1,05	26,44
	15-16	-5,64	7,53	-4,58	-15,83	10,91	-22,78	7,05	2,17	10,69	-11,46	7,21	-17,53	7,32	-0,75	12,53
I	17-18	-4,58	7,53	-5,64	-24,28	2,26	-15,92	10,69	11,62	5,24	-17,53	-1,45	-11,46	12,53	7,91	7,32
	18-19	-3,52	10,89	-3,52	-31,93	-0,97	-31,93	27,27	-0,97	27,27	-30,52	-1,05	-30,52	26,68	-1,05	26,68
	19-20	-5,64	7,53	-4,58	-15,92	11,62	-24,28	7,05	2,26	10,69	-11,46	7,91	-17,53	7,32	-1,45	12,53

NIVEAU	TRAVÉES	$G + 1,2P$		$G + P + S_i$		$G + P - S_i$		$0,86 + S_i$		$0,86 - S_i$	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
V	1-2	6,49	8,94	5,15	9,89	7,55	7,74	3,20	7,49	5,64	5,05
	2-3	2,76	2,76	-3,1	8,1	8,1	-3,1	-7,88	7,34	7,33	-3,88
	3-4	8,94	6,49	7,54	7,55	9,89	5,11	5,05	5,64	7,49	3,20
IV	5-6	7,94	8,36	4,63	10,49	10,41	5,03	1,45	7,45	7,23	1,67
	6-7	3,02	3,02	-11,36	17,08	17,08	-11,36	-12,57	17,87	17,87	-12,57
	7-8	8,36	7,94	5,03	10,41	10,49	4,63	1,67	7,23	7,45	1,45
III	9-10	7,96	8,35	3,2	12,25	11,88	3,57	0,004	8,9	8,68	0,22
	10-11	3,02	3,02	-19,83	25,55	25,55	-19,83	-27,04	24,34	24,34	-27,04
	11-12	8,35	7,96	3,57	11,88	12,25	3,2	0,22	8,68	8,9	0,004
II	13-14	7,96	8,35	2,18	13,27	12,9	2,55	-1,02	9,92	9,7	-0,8
	14-15	3,02	3,02	-25,5	31,22	31,22	-25,5	26,97	30,09	30,09	-26,97
	15-16	8,35	7,96	2,55	12,9	13,27	2,18	-0,8	9,70	9,92	-1,02
I	17-18	7,96	8,35	1,89	13,56	13,59	2,26	-1,31	10,29	10	-1,09
	18-19	3,02	3,02	-25,5	31,46	31,46	-25,5	-26,97	30,25	30,25	-26,97
	19-20	8,35	7,96	2,26	13,19	13,56	1,89	-1,09	10,00	10,29	-1,31

Efforts normaux dans les poteaux (portique transversal).⁵

NIV	Poteau	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
V	A	6,49	6,49	3,20	3,20	5,63	5,63	4,87	4,87	7,79	7,79
	B	11,51	11,51	3,64	7,64	12,4	12,4	6,00	6,00	16,52	16,52
	C	11,51	11,51	12,4	12,4	3,64	3,64	16,52	16,52	6,00	6,00
	D	6,49	6,49	5,63	5,63	3,20	3,20	7,79	7,79	4,87	4,87
IV	A	7,94	14,43	1,45	4,64	7,23	12,86	4,05	8,92	10,99	18,78
	B	11,38	22,89	-5,12	-1,49	17,54	29,94	-2,82	3,18	24,38	40,89
	C	11,38	22,89	17,54	29,94	-5,12	-1,48	24,38	40,9	-2,82	3,18
	D	7,94	14,43	7,23	12,86	1,45	4,65	10,99	18,78	4,05	8,92
III	A	7,96	22,39	0,014	4,66	8,67	21,54	2,34	11,26	12,74	31,52
	B	11,37	34,26	-12,15	-13,64	24,57	54,5	-11,26	-8,07	32,8	73,69
	C	11,37	34,26	24,57	-13,64	-12,15	54,5	32,8	-8,07	-11,26	73,69
	D	7,96	22,39	8,67	4,66	0,014	21,54	12,74	11,26	2,34	51,52
II	A	7,96	30,36	-1,02	3,64	9,70	31,24	1,11	12,37	13,97	45,49
	B	11,37	45,64	-16,79	-30,43	29,21	83,71	-16,83	-24,9	38,37	112,06
	C	11,37	45,64	29,21	-30,43	-16,83	83,71	-38,37	-24,9	-16,83	112,06
	D	7,96	30,36	9,70	3,64	-1,02	31,24	13,97	12,37	-11,11	45,49
I	A	7,96	38,32	-1,31	2,33	9,99	41,23	0,76	13,13	14,32	59,81
	B	11,37	57,12	-16,5	-43,63	28,92	109,34	-16,47	-37,38	38,02	146,26
	C	11,37	57,12	28,92	109,34	-16,5	-43,63	38,02	146,26	-16,48	-37,38
	D	7,96	38,32	-9,99	41,23	-1,31	2,33	14,32	59,81	0,76	13,13

Moments - dans les poteaux (portique transversal). 52

NIV	POT	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		M _{sup}	M _{INF}	M _{sup}	M _{INF}	M _{sup}	M _{INF}	M _{sup}	M _{INF}	M _{sup}	M _{INF}
V	A	2,97	2,37	6,53	3,73	-2,49	-1,13	8,31	5,17	-2,51	-0,67
	B	-1,31	-0,4	6,77	5,67	-8,57	-6,87	7,92	7,06	-10,48	-7,98
	C	1,31	-1,1	8,57	6,87	-6,77	-5,67	10,48	8,56	-7,92	-6,48
	D	-2,97	-2,11	2,49	1,28	-6,53	-3,58	2,51	0,92	-8,31	-4,92
IV	A	2,38	2,29	9,17	6,50	-6,57	-4	11,69	8,47	-7,19	-4,13
	B	-1,1	-1,08	12,61	12,63	-13,81	-13,79	14,81	14,83	-16,89	-16,87
	C	1,1	1,08	13,81	13,79	-12,61	-12,63	16,89	16,87	-14,81	-14,83
	D	-2,11	2,29	6,72	6,50	-9,02	-4	7,44	8,47	-11,44	-4,13
III	A	2,29	2,29	11,03	9,25	-8,53	-6,75	13,91	11,77	-9,57	-7,43
	B	-1,08	-1,08	17,29	17,29	-18,45	-18,45	20,42	20,42	-22,46	-22,46
	C	1,08	1,08	18,45	18,45	-17,29	-17,29	22,46	22,46	-20,42	-20,42
	D	2,29	2,29	11,03	9,25	-8,53	-6,75	13,91	11,77	-9,57	-7,43
II	A	2,29	2,29	11,69	11,69	-9,19	-9,19	14,7	14,7	-10,36	-10,36
	B	-1,08	-1,08	20,42	20,42	-21,58	-21,58	24,18	24,18	-26,22	-26,22
	C	1,08	1,08	21,58	21,58	-20,42	-20,42	26,22	26,22	-24,18	-24,18
	D	2,29	2,29	11,69	11,69	-9,19	-9,19	14,7	14,7	-10,36	-10,36
I	A	2,29	0,41	10,75	17,86	-8,25	-17,41	13,57	21,56	-9,23	-20,78
	B	-1,08	-0,19	17,2	22,17	-18,36	-22,32	20,8	26,84	-24,84	-26,84
	C	1,08	0,19	18,36	22,32	-17,2	-22,17	22,84	26,84	-20,8	-26,48
	D	2,29	0,41	10,75	17,86	-8,25	-17,41	13,57	21,56	-9,23	-20,78

NIVEAU	TRAVÉE	G + 1,2P			G + P + SI			G + P - SI			0,8 G + SI			0,8 G - SI		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
V	1-2	0,37	0,36	0,38	4,67	-0,21	4,15	-3,95	0,91	-2,25	4,57	0,11	3,84	-4,05	1,23	-2,55
	2-3	0,98	0,17	0,79	4,15	0,16	3,98	-2,25	0,16	-2,42	3,84	-0,09	3,76	-2,55	-0,09	-2,63
	3-4	0,79	0,22	0,79	3,98	0,21	3,98	-2,42	0,21	-2,42	3,76	-0,04	3,76	-2,63	-0,04	-2,63
	4-A3	0,79	0,22		3,98	0,21		-2,42	0,21		3,76	-0,04		-2,63	-0,04	
IV	5-6	0,42	0,5	1,02	10,25	-0,81	8,3	-9,45	1,73	-6,34	10,11	-1,18	7,94	-9,59	1,36	-9,59
	6-7	1,02	0,29	0,91	8,3	0,25	8,19	-6,34	0,25	-6,45	7,94	-0,12	7,87	-6,70	-0,12	-6,70
	7-8	0,91	0,36	0,91	8,19	0,32	8,19	-6,45	0,32	-6,45	7,87	-0,05	7,87	-6,77	-0,05	-6,77
	8-A3	0,91	0,36		8,19	0,32		-6,45	0,32		7,87	-0,05		-6,77	-0,05	
III	9-10	0,42	0,5	1,02	14,75	-1,08	12,25	-13,95	2	-10,29	14,61	-1,45	11,89	-14,09	1,63	-14,09
	10-11	1,02	0,29	0,91	12,25	0,25	12,14	-10,29	0,25	-10,4	11,89	0,25	11,82	-10,64	-0,12	-0,64
	11-12	0,91	0,36	0,91	12,14	0,32	12,14	-10,40	0,32	-10,4	11,82	-0,05	11,82	-10,71	-0,05	-10,71
	12-A3	0,91	0,36		12,14	0,32		-10,40	0,32		11,82	-0,05		-10,71	-0,05	
II	13-14	0,42	0,5	1,02	17,99	-1,29	15,08	-17,19	2,21	-13,12	17,85	-1,66	14,72	-17,33	1,84	-17,31
	14-15	1,02	0,29	0,91	15,08	0,25	14,97	-13,12	0,25	-13,23	14,72	-0,12	14,65	-13,47	-0,12	-13,47
	15-16	0,91	0,36	0,91	14,97	0,32	14,97	-13,23	0,32	-13,23	14,65	-0,05	14,65	-13,54	-0,05	-13,54
	16-A3	0,91	0,36		14,97	0,32		-13,23	0,32		14,65	-0,05		-13,54	-0,05	
I	17-18	0,42	0,5	1,02	18,87	-1,76	15,02	-18,07	2,68	-13,06	18,73	-2,13	14,66	-18,21	2,31	-18,21
	18-19	1,02	0,29	0,91	15,02	0,25	14,91	-13,06	0,25	-13,17	14,66	-0,12	14,59	-13,41	-0,12	-13,41
	19-20	0,91	0,36	0,91	14,91	0,32	14,91	-13,17	0,32	-13,17	14,59	-0,05	14,59	-13,48	-0,05	-13,48
	20-A3	0,91	0,36		14,91	0,32		-13,17	0,32		14,59	-0,05		-13,48	-0,05	

NIV	travée	G + 1,2 P		G + P + SI		G + P - SI		0,8 G + SI		0,8 G - SI	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
V	1-2	0,974	1,36	-1,39	-1,02	3,31	3,68	-1,64	-1,40	3,06	3,30
	2-3	1,23	1,11	-0,79	-0,9	3,19	3,08	-1,13	-1,18	2,85	2,80
	3-4	1,16	1,16	-0,85	-0,85	3,13	3,13	-1,16	-1,16	2,82	2,82
	4-A.S	1,22	/	-0,11	/	2,43	/	-0,58	/	1,96	/
IV	5-6	1,12	1,50	-4,29	-3,93	6,45	6,81	-4,68	-4,45	6,00	6,29
	6-7	1,35	1,28	-3,28	-3,35	5,88	5,81	-3,75	-3,80	5,41	5,36
	7-8	1,32	1,32	-3,31	-3,31	5,85	5,85	-3,77	-3,77	5,38	5,39
	8-A.S	1,32	/	-3,31	/	5,85	/	-3,77	/	5,38	/
III	9-10	1,12	1,50	-6,92	-6,56	9,08	9,44	-7,31	-7,08	8,69	8,52
	10-11	1,35	1,28	-5,74	-5,81	8,34	8,27	-6,21	-6,26	7,87	7,87
	12-A.S	1,32	/	-5,77	/	8,31	/	-6,23	/	7,85	/
II	13-14	1,12	1,50	-8,82	-8,46	10,98	11,34	-9,21	-8,98	10,59	10,82
	14-15	1,35	1,28	-7,51	-7,58	10,11	10,04	-7,98	-8,03	9,64	9,59
	15-16	1,32	1,32	-7,54	-7,54	10,08	10,08	-8,00	-8,00	9,62	9,62
	16-A.S	1,32	/	-7,54	/	10,08	/	-8,00	/	9,62	/
I	17-18	1,12	1,50	-9,08	-8,72	11,24	11,6	-9,47	-9,24	10,58	10,08
	18-19	1,35	1,28	-7,47	-7,54	10,07	10	-7,94	-7,99	9,60	9,55
	19-20	1,32	1,32	-7,5	-7,5	10,04	10,04	-7,96	-7,96	9,58	9,58
	20-A.S	1,32	/	-7,5	/	10,04	/	-7,96	/	9,58	/

Niv	Poteau	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G + P + 1,2 SI		G + P - 1,2 SI	
		M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}	M _{sup}	M _{inf}
V	1	0,37	0,37	4,57	2,58	-4,05	-2,05	5,53	3,14	-4,81	-2,42
	2	0	0	6,39	3,91	-6,39	-3,91	7,69	4,69	-7,69	-4,69
	3	0	0	6,39	3,91	-6,39	-3,91	7,69	4,69	-7,69	-4,69
	4	0	0	6,39	3,91	-6,39	-3,91	7,69	4,69	-7,69	-4,69
IV	1	0,07	0,07	7,54	5,03	-7,52	-5,01	9,1	6,08	-8,98	-5,96
	2	0	0	10,73	8,78	-10,73	-8,78	12,88	10,54	-12,88	-10,54
	3	0	0	10,73	8,78	-10,73	-8,78	12,88	10,54	-12,88	-10,54
	4	0	0	10,73	8,78	-10,73	-8,78	12,88	10,54	-12,88	-10,54
III	1	0,47	0,47	9,58	7,81	-9,08	-7,38	11,64	9,60	-10,76	-8,72
	2	0	0	13,75	12,67	-13,75	-12,67	16,5	15,2	-16,5	-15,2
	3	0	0	13,75	12,67	-13,75	-12,67	16,5	15,2	-16,5	-15,2
	4	0	0	13,75	12,67	-13,75	-12,67	16,5	15,2	-16,5	-15,2
II	1	0,07	0,07	9,97	9,97	-9,95	-9,95	12,01	12,01	-11,89	-11,89
	2	0	0	15,52	15,52	-15,52	-15,52	18,62	18,62	-18,62	-18,62
	3	0	0	15,52	15,52	-15,52	-15,52	18,62	18,62	-18,62	-18,62
	4	0	0	15,52	15,52	-15,52	-15,52	18,62	18,62	-18,62	-18,62
I	1	0,37	0,17	9,46	17,36	-8,96	-16,86	11,41	20,89	-10,69	-20,17
	2	0	0	12,55	20,53	-12,55	-20,53	15,06	24,64	-15,06	-24,64
	3	0	0	12,55	20,53	-12,55	-20,53	15,06	24,64	-15,06	-24,64
	4	0	0	12,55	20,53	-12,55	-20,53	15,06	24,64	-15,06	-24,64

Niv	Poteaux	G + 1,2 P		0,8G + SI		0,8G - SI		G+P + 1,2SI		G+P - 1,2SI	
		N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}	N	N _{cum}
V	1	0,97	0,97	3,06	3,06	-1,64	-1,64	3,78	3,78	-1,86	-1,86
	2	2,58	2,58	1,46	1,46	2,16	2,16	2,11	2,11	2,95	2,95
	3	2,27	2,27	1,64	1,64	1,64	1,64	2,23	2,23	2,23	2,23
	4	2,33	2,33	1,66	1,66	1,66	1,66	2,29	2,29	2,29	2,29
IV	1	1,12	2,1	6,06	9,12	-4,68	-6,32	7,52	11,3	-5,36	-7,22
	2	2,85	5,43	0,96	2,42	2,54	4,7	1,79	3,9	3,69	6,64
	3	2,60	4,87	1,59	3,23	1,59	3,23	2,5	4,73	2,5	4,73
	4	2,64	4,95	1,62	3,26	1,62	3,26	2,54	4,8	2,54	4,8
III	1	1,12	3,22	8,69	17,81	-7,31	-13,63	10,68	21,98	-8,52	-15,74
	2	2,85	8,31	0,79	3,23	2,71	7,44	1,59	5,52	3,89	10,56
	3	2,6	7,47	1,59	4,82	1,59	4,82	2,5	7,23	2,5	7,23
	4	2,64	7,59	1,62	4,87	1,62	4,87	2,54	7,34	2,54	7,34
II	1	1,12	4,35	10,59	28,4	-9,21	-22,84	12,96	34,94	-10,8	-26,54
	2	2,85	11,13	0,66	3,87	2,84	10,25	1,43	6,92	4,05	14,58
	3	2,6	11,07	1,59	6,42	1,59	6,42	2,5	9,73	2,5	9,73
	4	2,64	10,23	1,62	6,49	1,62	6,49	2,54	9,88	2,54	9,88
I	1	1,12	5,47	10,85	39,24	-9,47	-32,32	13,27	48,22	-11,11	-37,66
	2	2,85	13,98	0,36	4,24	3,14	13,4	1,07	8,04	4,41	18,97
	3	2,6	11,82	1,59	7,37	1,59	7,37	2,5	11,43	2,5	11,43
	4	2,64	12,87	1,62	8,10	1,62	8,10	2,54	12,42	2,54	12,42

Ferraillage des poutres porteuses

Conformément à l'article A-15 du C.C.B.A 68 il ne sera pas fait état dans les calculs des efforts normaux dans les poutres celles-ci seront ferraillées en flexion simple sous la plus défavorable des combinaisons SP_1 et SP_2 . Pour ce qui est du choix de la sollicitation la plus défavorable, on considèrera la plus grande de $1,5 M(SP_1)$ et $M^{max}(SP_2)$

Pour la détermination des sections d'acièrs, on utilisera la méthode de M^r Pierre Charon :

- Sous $SP_1 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$.
- Sous $SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Méthode de calcul :

On calcule $\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$ puis on tire ε et K correspondants à la valeur de μ (Tab P. CHARON)

- Si $\sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b$ On aura une section sans armatures comprimées.
- Si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ On aura une section avec armatures comprimées.

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

Section sans armatures comprimées :

la section d'armatures tendues est donnée par : $A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a}$

Section avec armatures comprimées :

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} Cas : si $\frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} \geq \frac{15 (h - d')}{h + d'}$ On prendra $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$.

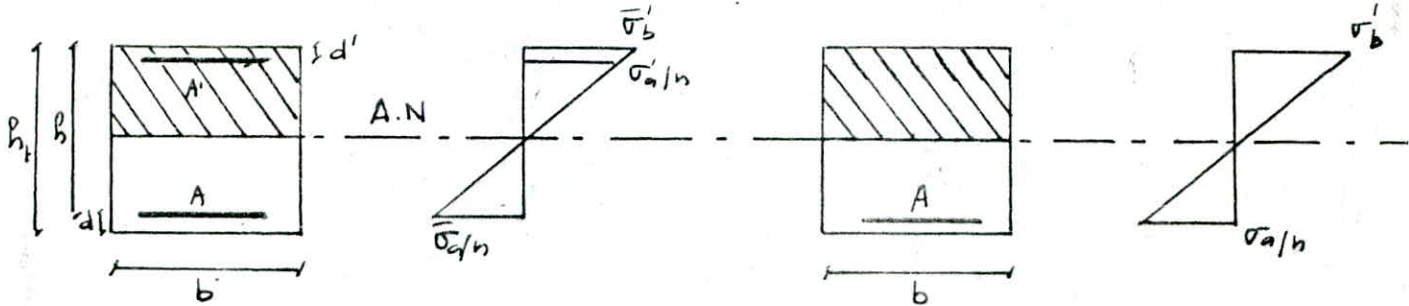
Puis on tire des tableaux de P. CHARON les valeurs correspondantes de K , α , μ' et ε .

On aura $y_1 = \alpha h$; $M_1 = u' b h^2 \bar{\sigma}_b$; $\Delta M = M - M_1$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}_b \quad \text{et} \quad \sigma'_a = \frac{15(y_1 - d')}{y_1} \bar{\sigma}_b$$

les sections d'Armatures seront:

$$A' = \frac{\Delta M}{(h-d') \sigma'_a} ; \quad A = \frac{M_1}{\epsilon R \bar{\sigma}_a} + \frac{\Delta M}{\bar{\sigma}_a (h-d')}$$



section avec A. comprimées

sections sans armatures comprimées

- Si On a une traction des fibres supérieures (Moment négatif)
 \Rightarrow section d'armatures supérieures : A_{sup} .
- Si On a une traction des fibres inférieures (Moment positif).
 \Rightarrow section d'armatures inférieures

2^{e} Cas: si c'est non On prend $K = \frac{15(h-d')}{h+d'}$ et

On procède de la même manière qu'1^{er} Cas.

• Calcul des armatures transversales:

Les armatures transversales doivent équilibrer les efforts de traction qui se produisent après fissuration maximale du béton. Elles seront calculées à l'effort tranchant maximal.

• Contrainte de cisaillement: (Art 25.11 C.C.BA 68)

La contrainte de cisaillement maximale est donnée par:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec} \quad z = \frac{7}{8} h$$

b : longueur de la poutre
 h : hauteur utile.

• Contrainte de traction admissible: (Art 25.12 C.C.B.A 68)

$$\text{On a } \bar{\sigma}_{at} = p_{at} \cdot \sigma_{en}$$

$p_{at} = 2/3$ s'il y a reprise de bétonnage.

$p_{at} = \max(1 - T_b / 9 \bar{\sigma}_b ; 2/3)$ s'il n'y a pas reprise de bétonnage.

Pour pouvoir utiliser des étriers et des cadres perpendiculaires

a la ligne moyenne (verticaux) il faut limiter la contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}$:

$$\tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\tau_b \leq \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si} \quad \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\text{si} \begin{cases} 3,5 \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b & \text{pour} \quad \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \\ \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right) \bar{\sigma}_b \leq \tau_b \leq 5 \bar{\sigma}_b & \text{pour} \quad \bar{\sigma}'_{b_0} \leq \sigma'_b \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0} \end{cases}$$

On doit utiliser en plus des barres inclinées.
et si $\tau_b > 5 \bar{\sigma}_b$ il faut changer la section du béton.

Espacement :

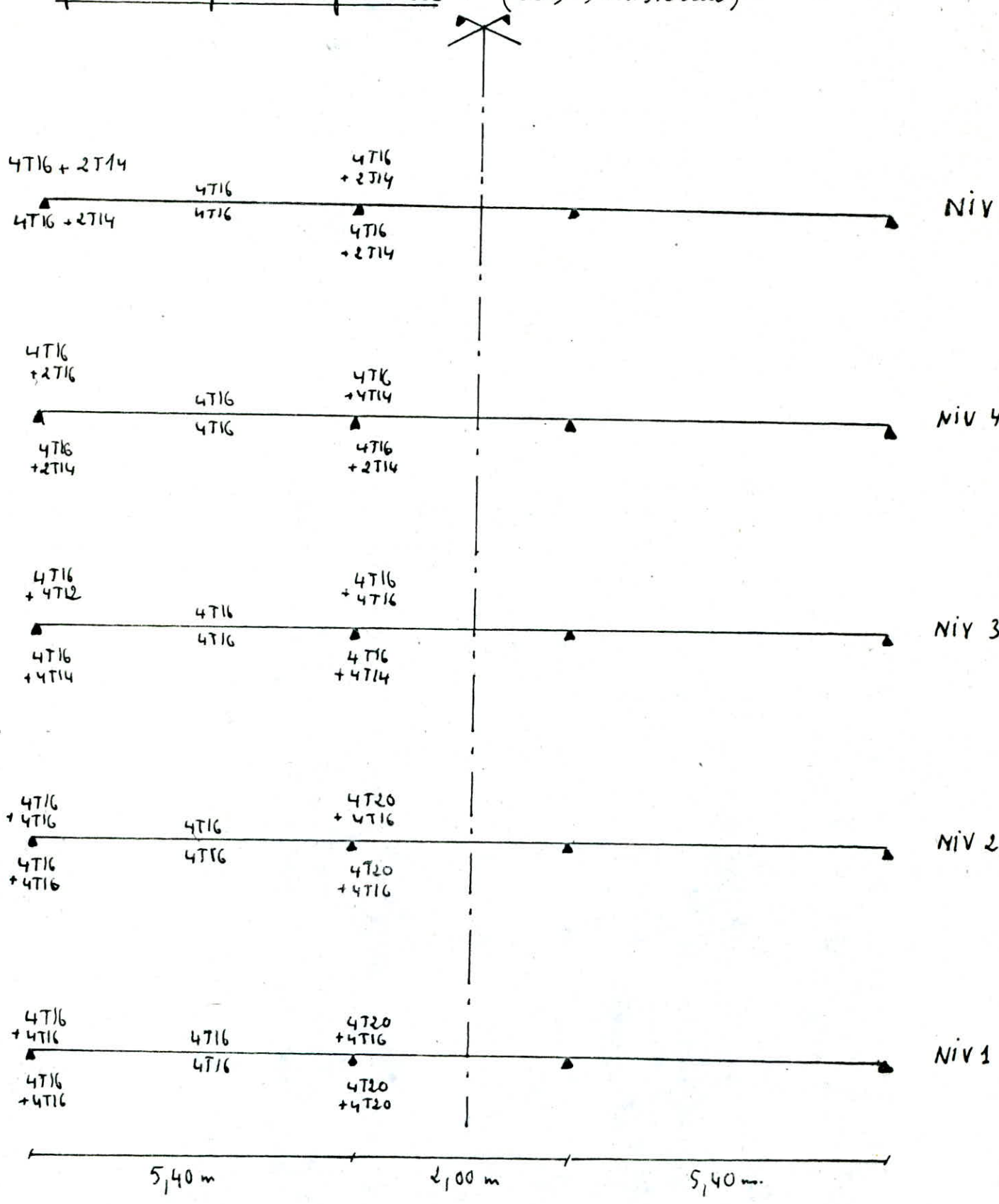
- RPA 81 \rightarrow en zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires $s \leq \min\left(\frac{h^2}{4}, 12\phi\right)$

. En dehors de la zone nodale : $s \leq \frac{h}{2}$.

- C.C.B.A 68 $\rightarrow \bar{E} = \max\left(\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h ; 0,2 h\right)$.

la valeur de ϕ à prendre (pour le calcul de l'espacement admissible) est le plus petit diamètre trouvé par calcul. Et dans le cas d'une section avec armatures comprimées c'est le plus petit diamètre trouvé pour les aciers comprimés.

Présentation des différentes sections adoptées par niveau pour les poutres porteuses : (sens transversal)



Verifications diverses:1) flèche:

$$\bullet R_t \geq \frac{l}{16} \rightarrow h_t = 45 \text{ cm} > \frac{l^{\max}}{16} = \frac{540}{16} = 33,75 \text{ cm} \rightarrow \text{vérifié pour toutes les poutres}$$

$$\bullet \left. \begin{aligned} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} &= \frac{1}{10} \frac{7,53}{11,01} = 0,068 \\ \frac{R_t}{l} &= \frac{45}{540} = 0,083 \end{aligned} \right\} \frac{R_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \text{vérifié}$$

$$\bullet A \leq b h \frac{43}{\sqrt{\sigma_{cm}}} = 17,61 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié.}$$

les trois conditions sont vérifiées, donc aucune justification de la flèche n'est nécessaire.

2) Condition de non-fragilité:

$$A \geq b h \psi_n \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_a} \left(\frac{R_t}{h} \right)^2 = 40 \times 42 \times 0,54 \times \frac{5,9}{2800} \left(\frac{45}{42} \right)^2 = 2,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 6,15 \text{ cm}^2 > 2,19 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifié}).$$

3) fissuration: On la vérifie avec la + petite section tendue:

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

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K n \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2413,66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{K n}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 7467,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$K = 1,5 \cdot 10^{+6} \quad \text{fissuration peu préjudiciable.}$$

$$n = 1,6 \quad \text{Acier haute Adhérence.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm.}$$

• Armatures transversales:

On suppose qu'on a reprise de bétonnage

$$t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = \frac{h}{4} = 11,25 \text{ en zone nodale; On prend } t = 20 \text{ cm}$$

$$t \leq \frac{h}{2} = 45/2 = 22,5 \text{ en dehors de la zone nodale; On prend } t = 20 \text{ cm}$$

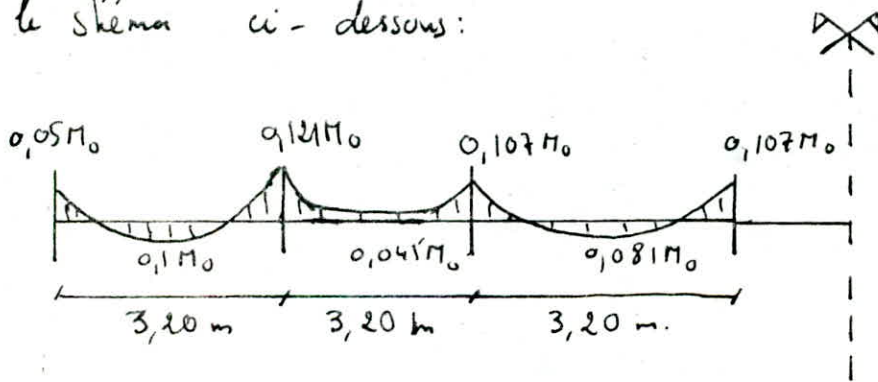
Ferraillage du portique longitudinal

02

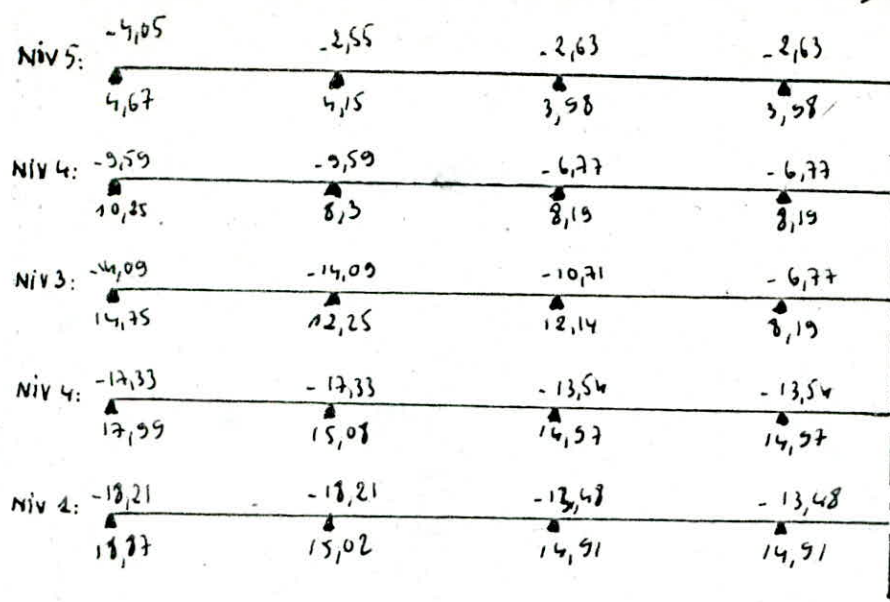
Etant que les poutres longitudinales ne sont pas porteuses des charges verticales et elle ne sont sollicités que principalement que par les forces latérales sismiques, donc elles doivent avoir des armatures symétriques. Ainsi que les moments en travée sont très faibles par rapport aux moments sur appui donc on calcule seulement les armatures sur appuis avec le moment max en valeur absolue et on adoptera une section en travée égale au moins à la moitié des armatures sur appuis (RPA 81 - Art 4.2.3.2).

Pour la détermination des moments sous G et S (P) on a utilisé la méthode forfaitaire de WINCKLER qui donne les coefficients les plus défavorables pour les différents cas de chargement et de déchargement.

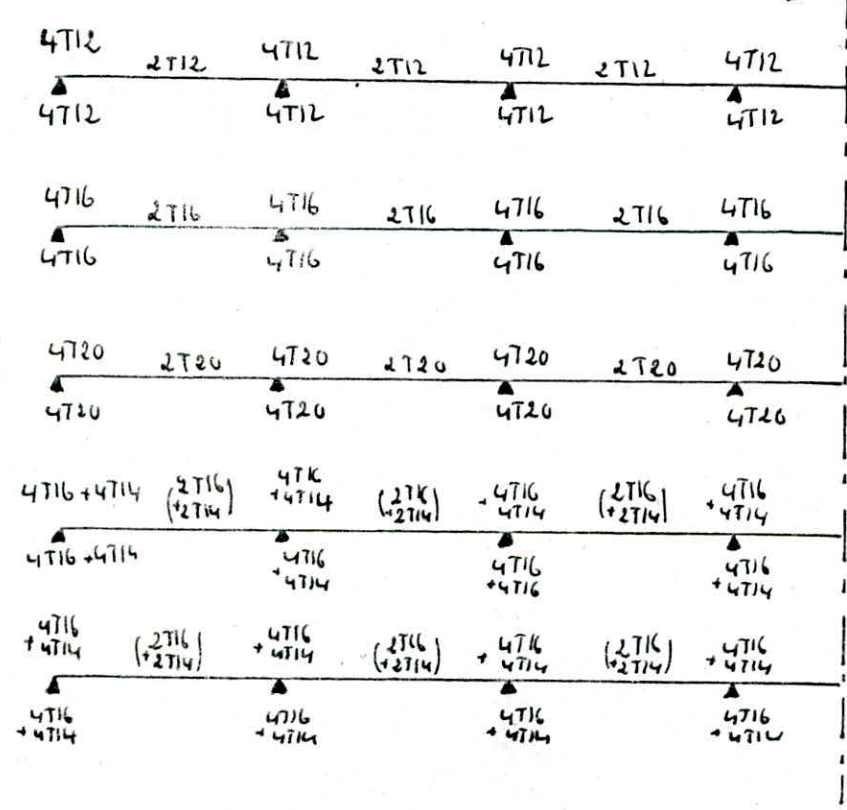
Pour cela on a adopté les coefficients donné par le schéma ci-dessous:



Présentation des moments : (sous SP₂)



Donc conformément à l'article 4.2.3.2 (RPA 81) les moments de calculs avec les différentes sections adoptées seront :



• Vérifications:

1) Vérification de la flèche:

• $h_f = 40 \text{ cm} > \frac{l}{16} = \frac{320}{16} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ vérifié.

• $h_f^2 = 40 \text{ cm} > \frac{l}{10} = \frac{320}{10} = 32 \text{ cm} \rightarrow$ vérifié.

• $A \leq b \cdot R \frac{43}{\sigma_{en}}$; les poutres ont la même section dans tous les niveaux donc il suffit de la vérifier pour la plus grande section d'acier en travée de tous les niveaux car si elle est vérifiée pour cette section elle est également vérifiée pour les autres sections.

$A^{max} = 2T14 + 2T16 \leq b \cdot R \cdot \frac{43}{4200} = 11,36 \text{ cm}^2$; $A^{max} = 7,1 \text{ cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

2) Condition de non fragilité:

$A \geq b \cdot R \cdot \psi_n \frac{\sigma_b}{\sigma_a} \left(\frac{h_f}{R} \right)^2 = 1,31$ vérifié pour toutes les sections.

3) Condition aux appuis:

Sur un appui la section A des armatures doit satisfaire à l'inégalité suivante:

$A \geq \frac{1}{\sigma_a} \left(T + \frac{M}{Z} \right)$

M: moment dans la section d'appui, pris avec son signe.

NIV	5		4		3		2		1	
Section	APP _{1,8}	APP _{2,1}	APP _{1,8}	APP _{2,1}	APP _{1,8}	APP _{2,1}	APP _{1,8}	APP _{2,1}	APP _{1,8}	APP _{2,1}
M (t.m)	4,67	4,67	10,25	10,25	14,75	14,75	17,79	17,79	18,81	18,81
T (t)	3,31	1,02	6,55	6,81	9,08	9,44	10,98	11,34	11,24	11,6
$\frac{M}{Z} + \frac{T}{\sigma_a}$	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0

• Armatures transversales:

On suppose qu'on a reprise de bétonnage.

$t \leq \min (h/4 ; 12\phi ; 30 \text{ cm}) = h/4 = 9,25$ en zone nodale.

$t \leq h/2 = 37/2 = 18,5 \text{ cm}$ en dehors de la zone nodale.

Vérification des contraintes

NIV	Soll	Section	M (t.m)	A (cm ²)	A' (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ'_b	σ_a	σ'_a
5	SP2	1,8	4,67	4,52	4,52	59135,93	10,87	85,83	3095,48	1287,35
	SP2	2,...,7	4,15	4,52	4,52	59135,93	10,87	76,27	2750,8	1144,04
4	SP2	1,8	10,25	8,04	8,04	102334,7	11,61	116,32	3814,2	1294,04
	SP2	2,...,7	8,3	8,04	8,04	102334,7	11,61	94,19	3088,51	1047,86
3	SP2	1,8	14,75	12,56	12,56	149314,7	13,13	129,74	3536,47	1501,54
	SP2	2,...,7	12,25	12,56	12,56	149314,7	13,13	107,75	2937,07	1247,05
2	SP2	1,8	17,99	20,6	20,6	227725,8	14,73	116,38	2678,69	1390,23
	SP2	2,...,7	15,08	20,6	20,6	227725,8	14,73	97,56	2211,87	1165,35
1	SP2	1,8	18,97	20,6	20,6	227725,8	14,73	121,07	2767,77	1458,24
	SP2	2,...,7	15,02	20,6	20,6	227725,8	14,73	97,17	2203,07	1160,72

NIV	T_{max} (SPS)	σ'_b	$\bar{\epsilon}_b$	$\bar{\epsilon}_b$	$\bar{\sigma}_{at}$	A_f	t	$t_{adopté}$	
								$\bar{\epsilon}$ Modèle	$\bar{\epsilon}$ Courant
V	3,31	85,83	3,408	30,975	4200	2,01	47,18	10	20
IV	6,81	116,32	7,012	29,806	4200	2,01	22,93	10	20
III	9,44	129,74	9,719	29,650	4200	2,01	16,54	10	20
II	11,34	116,38	11,671	29,801	4200	2,01	13,77	10	20
I	11,6	122,07	11,943	29,311	4200	2,01	13,46	10	20

Verification de la fissuration :

NIV	A (cm ²)	\bar{w}_f	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)	Observation
5	4,52	0,025	4014,21	3165,82	vérifiée
	2,26	0,013	2231	3165,82	—
4	8,04	0,04	4631	2741,67	—
	4,02	0,022	2738,42	2741,67	—
3	12,56	0,07	4931,94	2452,23	—
	6,28	0,035	3163,80	2452,23	—
2	20,6	0,11	6404,15	2452,23	—
	10,3	0,06	4367,5	2452,23	—
1	20,6	0,11	6404,15	2452,23	—
	10,3	0,06	4367,49	2452,23	—

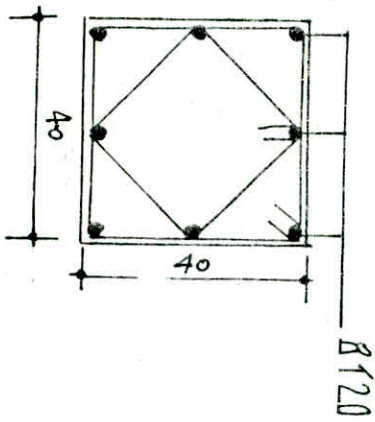
tableau récapitulatif du ferrailage du poteau central.

Pot	Camb	NIV	N(t)	M(km)	$e_0(m)$	SOLL	$\bar{\sigma}'_b$	$A=A'$	$\bar{\omega}=\bar{\omega}'$	K_e	$\frac{K_b}{K_c}$	σ'_b	σ_c	
poteau intermédiaire	sens transversal	N_{max}, M_c	5	16,52	7,98	0,48	SPC	205,5	3T20	0,59	0,83	$\frac{0,12}{20,72}$	104	2153
			4	40,89	16,89	0,41	SPC	"	3T20	0,59	0,98	$\frac{0,14}{23}$	188,6	4337
			3	73,69	22,46	0,3	SPC	"	4T20	0,79	1,3	$\frac{0,18}{14}$	195	2730
			2	112,06	26,22	0,23	SPC	"	6T20	1,18	1,74	$\frac{0,20}{9}$	204,8	1843,5
			1	146,02	26,84	0,18	SPC	195,2	4T25 +2T20	1,63	2,22	$\frac{0,23}{4,5}$	182,3	820,5
	N_{min}, M_c	5	3,64	6,39	1,76	SPC	205,5	3T20	0,59	0,20	$\frac{0,18}{30}$	55,5	1664	
		4	-1,49	13,79	9,25	SPC	"	3T20	0,59	-0,04	$\frac{0,18}{35}$	119,7	4190	
		3	-8,07	20,42	2,53	SPC	"	6T20	1,18	-0,16	$\frac{0,28}{30}$	113,95	3418	
		2	-24,79	26,22	1,95	SPC	"	6T20	1,18	-0,38	$\frac{0,30}{30}$	136,56	4097	
		1	-37,38	26,84	0,72	SPC	"	4T25 +2T20	1,63	-0,56	$\frac{0,40}{35}$	105	3670	
	N_{max}, M_c	5	16,52	7,98	0,48	SPC	205,5	3T20	0,59	0,83	$\frac{0,12}{20,72}$	104	2153	
		4	40,89	16,89	0,41	SPC	"	3T20	0,59	0,98	$\frac{0,14}{23}$	188,6	4337	
		3	73,69	22,46	0,3	SPC	"	4T20	0,79	1,3	$\frac{0,18}{14}$	195	2730	
		2	112,06	26,22	0,23	SPC	"	6T20	1,18	1,74	$\frac{0,20}{9}$	204,8	1843,5	
		1	146,02	26,84	0,18	SPC	195,2	4T25 +2T20	1,63	2,22	$\frac{0,23}{4,5}$	182,3	820,5	
	N_{max}, M_c	5	2,95	7,69	2,6	SPC	205,5	3T20	0,59	0,15	$\frac{0,17}{30}$	70,7	2120	
		4	6,64	12,88	1,94	SPC	206,5	3T20	0,59	0,21	$\frac{0,18}{31}$	111,80	3466	
		3	10,56	16,5	1,56	SPC	"	3T20	0,59	0,26	$\frac{0,18}{28}$	143,2	4010	
		2	14,58	18,62	1,28	SPC	"	4T20	0,79	0,31	$\frac{0,21}{26}$	138,54	3602	
		1	18,97	24,64	1,30	SPC	"	4T20	0,79	0,31	$\frac{0,21}{27}$	188	4033	
N_{min}, M_c	5	1,46	6,39	4,38	SPC	"	3T20	0,59	0,09	$\frac{0,18}{35}$	55,47	1941		
	4	2,42	10,73	4,43	SPC	"	3T20	0,59	0,09	$\frac{0,17}{35}$	93,14	3260		
	3	3,23	13,75	4,26	SPC	"	3T20	0,59	0,096	$\frac{0,18}{35}$	119,4	4177		
	2	3,87	15,52	4,01	SPC	"	4T20	0,79	0,01	$\frac{0,25}{28}$	97	2716		
	1	4,24	20,53	4,84	SPC	"	4T20	0,79	0,08	$\frac{0,28}{27}$	114,56	3093		

Tableau récapitulatif du ferrailage du poteau de Rive.

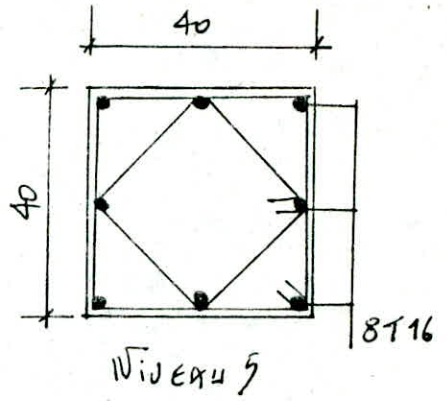
Pot	Comb	NIV	N (t)	M (tm)	e_0 (m)	SOLL	$\bar{\sigma}'_b$	A=A'	$\bar{\omega}=\bar{\omega}'$	K_e	$\frac{K_b}{K}$	σ'_b	σ_a
poteau de Rive	N max, M C	5	7,79	2,51	0,32	SPC	205,5	3T16	0,38	1,25	0,13 22	30,16	664
		4	18,78	4,13	0,22	SPC	205,5	3T20	0,59	1,82	0,17 10	37,96	379,6
		3	34,52	7,19	0,23	SPC	205,5	3T20	0,59	1,75	0,15 11	74,83	824
		2	45,49	10,36	0,23	SPC	205,5	4T20	0,79	1,74	0,18 10	89,9	899
		1	59,81	20,78	0,35	SPC	205,5	4T20	0,79	1,14	0,18 15	180,4	2706
	N min, M C	5	3,20	6,53	2,04	SPC	205,5	3T16	0,38	0,20	72,88	0,14 40	2915
		4	4,64	9,17	1,98	SPC	205,5	3T20	0,59	0,2	79,60	0,18 30	2388
		3	4,66	11,03	2,37	SPC	205,5	3T20	0,59	0,17	101,5	0,18 30	3044
		2	3,64	11,69	3,21	SPC	205,5	4T20	0,79	0,12	83	0,22 27	2242
		1	2,33	17,86	7,7	SPC	205,5	4T20	0,79	0,052	121,3	0,23 30	3640
	N max, M corr	5	3,20	6,53	2,04	SPC	205,5	3T16	0,38	0,20	72,88	0,14 40	2915
		4	4,64	9,17	1,98	SPC	205,5	3T20	0,59	0,17	101,5	0,18 30	3044
		3	4,66	11,03	2,37	SPC	205,5	3T20	0,59	0,17	101,5	0,18 30	3044
		2	3,64	11,69	3,21	SPC	205,5	4T20	0,79	0,12	83	0,22 27	2242
		1	2,33	17,86	7,7	SPC	205,5	4T20	0,79	0,052	121,3	0,23 30	3640
N max, M corr	5	3,78	5,53	1,46	SPC	205,5	3T16	0,38	0,27	0,10 38	61,72	2345	
	4	11,3	9,1	0,81	SPC	205,5	3T20	0,59	0,15	0,18 26	79	2054	
	3	21,98	11,64	0,53	SPC	205,5	3T20	0,59	0,75	0,17 23	110,84	2549	
	2	34,94	12,06	0,35	SPC	205,5	4T20	0,79	1,16	0,18 14	105	1465	
	1	48,22	20,89	0,43	SPC	205,5	4T20	0,79	0,92	0,2 16	163,2	2611	
N min, M corr	5	-1,64	4,05	2,45	SPC	205,5	3T16	0,38	-0,16	0,14 50	45,2	2260	
	4	-6,32	7,52	1,20	SPC	205,5	3T20	0,59	-0,34	0,16 42	73,44	3084	
	3	-13,63	9,08	0,67	SPC	205,5	3T20	0,59	-0,60	0,22 52	64,5	3353	
	2	-22,86	9,95	0,44	SPC	205,5	4T20	0,79	-0,92	0,23 34	67,6	2258	
	1	-32,32	16,86	0,52	SPC	205,5	4T20	0,79	-0,77	0,3 48	89,64	4303	

Poteau central

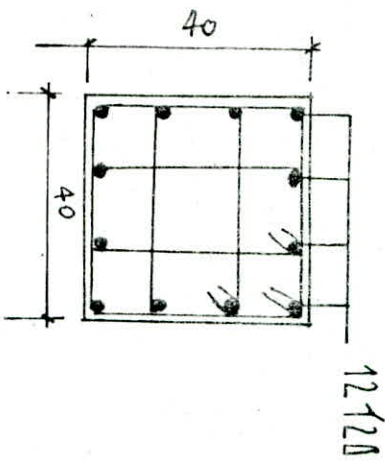


Niveau 4 et 5

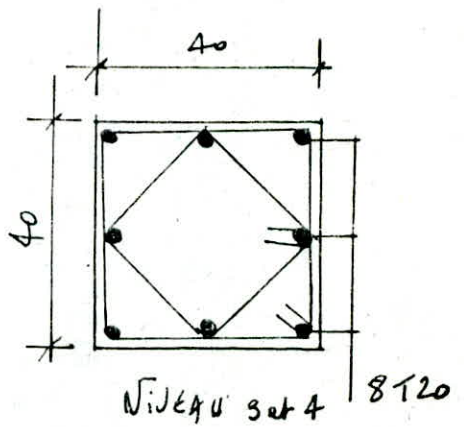
Poteau de Rive.



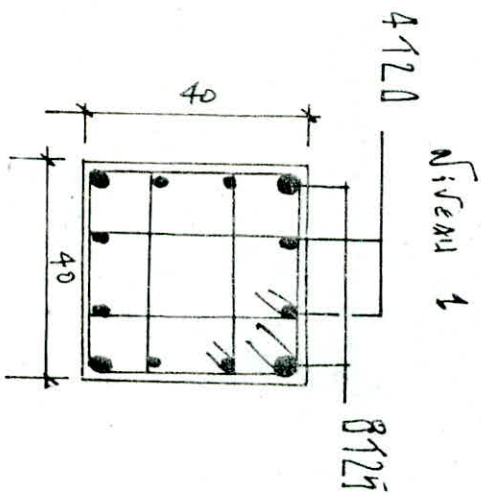
Niveau 5



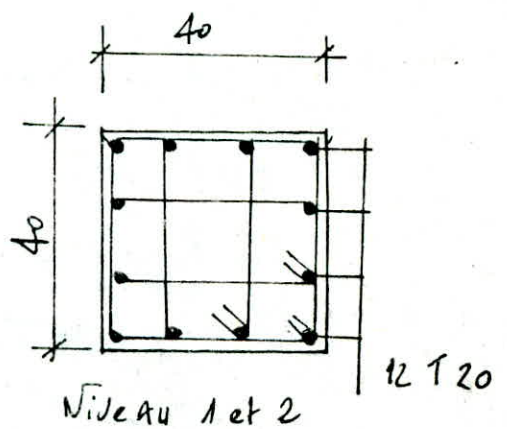
Niveau 2 et 3



Niveau 3 et 4



Niveau 1



Niveau 1 et 2

Verification de la résistance à l'effort tranchant :

Conformément à l'article 4.2.2.1 (RPA 81)

$$\text{On a: } \tau_b = \frac{nT}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28} = 0,15 \cdot 275 = 41,25 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$T: \text{ L'effort tranchant de calcul: } z = \frac{7}{9} h = 35 \text{ cm.}$$

$$n = \begin{cases} 2 \longrightarrow & \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } > 15. \\ 3 \longrightarrow & \text{si } \lambda \text{ dans la direction considérée } < 15. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_c}{i} \quad l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 3,4 = 2,38 \text{ m.}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{S}} \quad I = \frac{b h^3}{12} = \frac{40 (140)^3}{12} = 0,213 \cdot 10^5 \text{ cm}^4.$$

$$i = 11,55 \quad \text{L'effort tranchant sera: } T = \max (T_c^{\max}, T_t^{\max})$$

$$\lambda = \frac{238}{11,54} = 20,6 > 15 \quad \Rightarrow \quad n = 2.$$

$$T_c^{\max} = 9,73 \text{ t} ; T_t^{\max} = 11,88 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad T = 11,88 \text{ t.}$$

$$\tau_b = \frac{2 \cdot 11,88 \cdot 10^3}{40 \cdot 35} = 16,97 < \bar{\tau}_b \quad [\text{Vérifié}].$$

Ecartement des armatures transversales:

- Espacement admissible : $\bar{e} \leq \min (10 \phi_r, 15) \rightarrow$ zone nodale
- $\bar{e} \leq 12 \phi \rightarrow$ zone courante.

$$\text{L'espacement théorique des armatures est: } e = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_c}$$

On prend $e = 10 \text{ cm}$ en zone nodale et $e = 20 \text{ cm}$ en zone courante.

$$\text{car } \begin{aligned} \bar{e} &\leq \min (20, 15) = 15 \text{ cm.} && \text{en zone nodale.} \\ \bar{e} &\leq 12 \cdot 2 = 24 \text{ cm} && \text{en zone courante.} \end{aligned}$$

la longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone II

VOILE PERIPHERIQUE

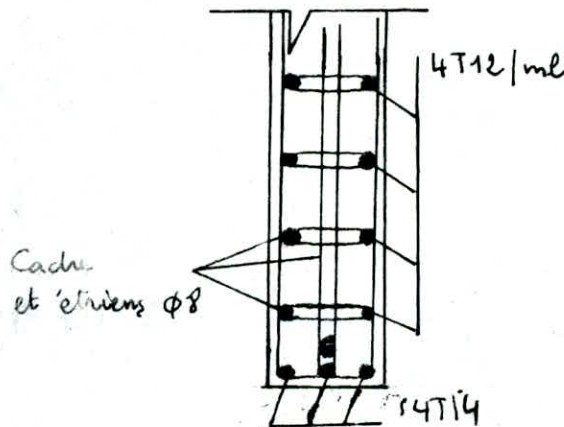
Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous:

- épaisseur ≥ 15 cm.
- Armatures longitudinales Filantes supérieures et inférieures de sections $\geq 0,2\%$ de la section transversale totale du béton avec recouvrement $\geq 50\phi$, equerre de renforcement dans les angles.
- Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2\text{cm}^2$ par Face et par ml de hauteur.

Ferrailage: $h = 1,50$ m $e = 15$ cm.

$$A_l = \frac{0,2 \times 150 \times 15}{100} = 4,5 \text{ cm}^2 \quad (4T14 \quad A = 6,15 \text{ cm}^2)$$

$$A_f \text{ de peau} \geq 2 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow \text{ soit } 4T12/\text{ml} \quad (A = 4,52 \text{ cm}^2/\text{ml})$$



Semelle filante sous voile périphérique:

- poids/ml du voile: $1 \cdot 1,5 \cdot 0,15 \cdot 2,5 = 0,56 \text{ t/ml}$.
- poids/ml de la poutre: $1 \cdot 0,4 \cdot 0,45 \cdot 2,5 = 0,45 \text{ t/ml}$.
- Dimensionnement de la semelle:

$$B \geq \frac{q}{\sigma_s \cdot 100} = \frac{(0,56 + 0,45) \cdot 10^3}{2,95 \cdot 100} = 3,96 \text{ cm}.$$

Pour tenir compte du poids des terres et du poids de la semelle on prend $B = 60 \text{ cm}$.

$$\bullet h \geq \frac{B-b}{4} = \frac{60-20}{4} = 10 \text{ cm.} ; h = 16 \text{ cm}; d = 4 \text{ cm}; R_f = 20$$

•• Verification de la contrainte du sol:

- poids de la semelle : $0,6 \times 0,2 \times 2,5 = 0,3 \text{ t/ml.}$

- poids des terres : 1 t/ml.

$$N_{\text{tot}} = 1 + 0,3 + 0,88 + 0,45 = 2,63 \text{ t/ml.}$$

$$\sigma_s = \frac{2,63 \cdot 10^3}{60 \cdot 100} = 0,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars.}$$

••• Ferraillage: On utilise la methode des bielles

$$F = \frac{N_{\text{tot}} (B-b)}{8h} = \frac{2,63 \cdot 10^3 (60-20)}{8 \cdot 16} = 821,875 \text{ kg.}$$

$$A' = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = \frac{821,875}{2800} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On prend 3T10 ; $E = 25 \text{ cm.}$

• Armatures de Répartition:

$$A_r \geq \frac{A'}{4} = 0,07 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{On prend 4T8.}$$

FONDACTIONS

Introduction: Une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure qu'elle reçoit par le biais des éléments porteurs au sol.

Choix du type de fondation: le choix de fondations dépend aussi de

- la distance entre les axes des poteaux.
- la charge.
- la capacité portante du terrain.
- la solution d'infrastructure du bâtiment.
- la raison économique (coût minimum).

Les fondations que nous avons choisies sont des fondations superficielles.

On a envisagé : - des semelles isolées sous poteaux
- des semelles continues sous poteaux.

Méthode de calcul: le bâtiment étant implanté dans une zone sismique donc on fera le calcul sous SP1 et on fera une vérification sous SP2.

A) Calcul des semelles isolées:

Q : charge transmise par le poteau au sol
 B_x, B_y : dimension de la semelle.

Pour qu'on ait $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ il faut que: $B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s}$ avec

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad \text{et} \quad h \geq \max\left(\frac{B_x - b_x}{4}; \frac{B_y - b_y}{4}\right).$$

la satisfaction de cette condition dispense de la vérification à l'effort tranchant.

$$h_t = h + d_1$$

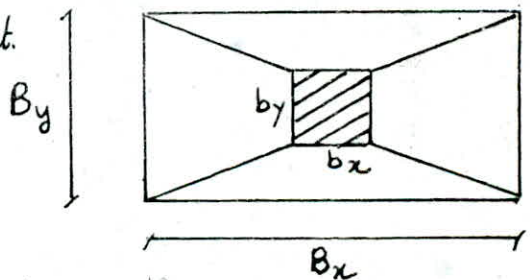
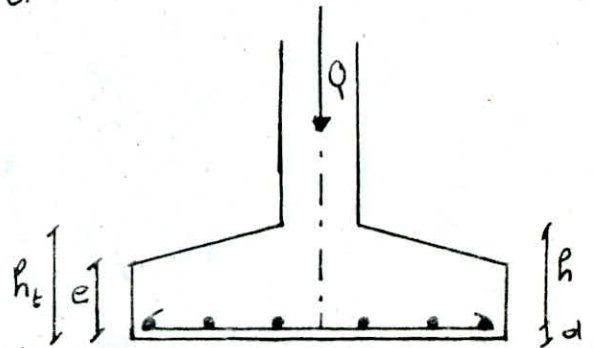
$$e \geq 6\phi + b \quad (\phi: \text{diamètre de la plus grosse barre utilisée ds les fondations}).$$

- Pour le calcul du Ferrailage on applique la méthode des bielles, les efforts obtenus sont:

$$F_x = \frac{Q'(B_x - b_x)}{8h} \quad \text{d'où} \quad A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant l'axe des } x.$$

$$F_y = \frac{Q'(B_y - b_y)}{8h} \quad A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{suivant l'axe des } y.$$

$$Q' = \sigma(A/4) \cdot B_x \cdot B_y.$$



$b_y; b_x$ dimensions du poteau.

Semelle isolée sous poteau 40x40:

Sous SP₁ On a $N = Q = 43,75 \text{ t}$ $\bar{\sigma}_s = 2,5 \text{ bars}$

$$\frac{B_x}{B_y} = 1 \quad B = B_x = B_y \geq \sqrt{\frac{Q \cdot 10^3}{\bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{43,75 \cdot 10^3}{2,55}} = 131,04 \text{ cm}$$

On prend $B = 150 \text{ cm}$.

• Vérification de la contrainte du sol:

$$h > \frac{B - b}{4} \Rightarrow h = 30 \text{ cm} ; h_f = 35 \text{ cm}$$

ce qui dispense la vérification au cisaillement ($\tau_b \leq \bar{\tau}_b$)
* d'épaisseur de la semelle est: $e = 15 \text{ cm}$. [$B \neq \frac{h_f}{2} = \frac{h_f}{3}$].

* le poids propre de la semelle est:

$$Q_s = \left[B \cdot e + \frac{B+b}{2} (h_f - e) \right] B \cdot 2,5 = 1,575 \text{ t}$$

* la charge totale transmise au sol: $Q_T = Q + Q_s = 45,365 \text{ t}$.

et $\sigma_s = \frac{Q_T}{B_x \cdot B_y} = \frac{Q_T}{B^2} = 2,02 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,55 \text{ Kg/cm}^2$

• Vérification de la condition de non poinçonnement:

On vérifie cette condition sous charges localisées sous les sollicitations du 1^{er} genre:

$$\frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_f} \leq 1,2 \bar{\sigma}_b$$

F: réaction du sol
P_c: périmètre de la fondation à h/2.

$$F = (b_x + h_f)(b_y + h_f) \bar{\sigma}_s ; P_c = 2(b_x + b_y + 2h_f)$$

P_c = 300 cm ; F = 14,34 t $\Rightarrow \frac{1,5(Q-F)}{P_c \cdot h_f} = 4,21 \text{ Kg/cm}^2 < 1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 \text{ Kg/cm}^2$

• Vérification sous SP₂:

* Sens longitudinal: $N = 48,22 \text{ t}$ $M = 20,89 \text{ t.m}$

$$e = \frac{M}{N} = 0,43 \text{ m} \quad \frac{6e}{B} = 0,98 < 1 \quad (\text{S.E.C})$$

d'où $\sigma_{1,2} = \frac{N \cdot 10^3}{B^2} \left(1 \pm \frac{3e}{B} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 3,58 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

$$\sigma(A/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,06 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s(\text{SP2}) = 3,83 \text{ Kg/cm}^2$$

* Sens transversal: $N = 59,81 \text{ t}$ $M = 20,78 \text{ t.m}$

$$e = M/N = 0,347 \text{ m} < \frac{A}{4} = 0,375 \text{ (S.E.C)} \quad (\text{S.E.C})$$

d'où $\sigma_{1,2} = \frac{N \cdot 10^3}{B^2} \left(1 \pm \frac{3e}{B} \right) = \begin{cases} \sigma_1 = 4,50 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,89 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

$$\sigma(A/4) = 3,50 < \bar{\sigma}_s(\text{SP2}) = 3,83 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{vérifié})$$

Donc finalement On prend pour cette semelle qui est une semelle de Rive.

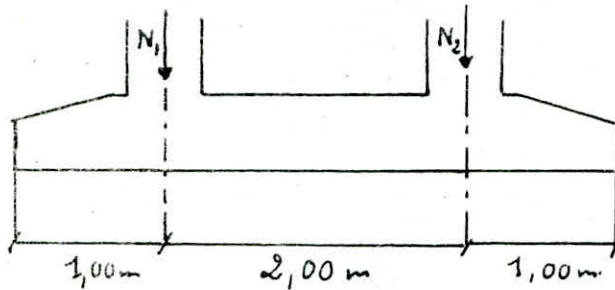
$$B_x = B_y = 150 \text{ cm} \quad h = 30 \text{ cm} \quad h_f = 35 \text{ cm} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$Q' = 3,53 \cdot 150 \cdot 150 = 79,425 \text{ t.}$$

$$\text{et } A_x = A_y = 8,67 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit } 8T12 = 9,04 \text{ cm}^2. \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \text{esp} = 20 \text{ cm}$$

B) Calcul des semelles continues sous poteaux:

On remarque qu'il y aura chevauchement entre sous les 2 poteaux centraux vu la faible valeur de la travée entre-axes des 2 poteaux (2m). où la distance qui reste entre ces 2 semelles est très petite et ne laisse pas beaucoup de place pour le coffrage et le manœuvre... donc ds le sens transversal:



• Dimensionnement de la semelle: $N_1 = N_2 = 57,12 \text{ t.}$

$$R = N_1 + N_2 = 114,24 \text{ t} \quad (\text{sous SP1}).$$

$$L = \text{Longueur de la semelle} = 4 \text{ m}; \quad B = \text{Largeur de la semelle}$$

$$S = B \cdot L \geq \frac{R}{\sigma_s} \quad \rightarrow \quad B \geq \frac{R}{L \cdot \sigma_s} = 112 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend } B = 120 \text{ cm.}$$

$$h_f = \left(\frac{l}{6} + \frac{l}{9} \right) \quad \text{où } l: \text{ distance entre axes des poteaux.}$$

$$\text{On prend } h_f = 50 \text{ cm} \quad d = 5 \text{ cm} \quad e = 20 \text{ cm.}$$

• bilan et position des efforts sur la semelle:

$$N_{\text{total}} = N_1 + N_2 + \text{ poids propre de la semelle} + \text{ poids des terres.}$$

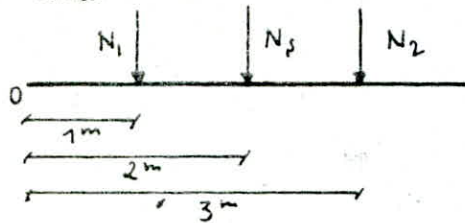
$$- \text{ poids propre de la semelle} = 6 \text{ t.}$$

$$- \text{ poids des terres} = 12,8 \text{ t}$$

$$- N_s = 18,8 \text{ t.}$$

Résultante des efforts normaux et position de cette résultante:

$$N_{\text{total}} = N_1 + N_2 + N_3 = 133,04 \text{ t.}$$



$$\sum M/0 = 0 \Leftrightarrow N_1 \cdot 1 + N_3 \cdot 2 + N_2 \cdot 3 - N_t \cdot x = 0 \Rightarrow x = 2 \text{ m}$$

$$\text{excentricité } e = |1 - 2| = 0. \quad 0 < \frac{L}{4} = 1 \rightarrow \text{vérifiée.}$$

Pour les semelles continues sous poteaux, la répartition des contraintes sur le sol est fonction de la raideur de la semelle, pour étudier la raideur d'une semelle continue sous poteaux nous utiliserons la théorie de la poutre sur sol élastique.

On calcule En premier lieu la longueur élastique de la semelle " l_e "

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b}}$$

avec I : moment d'Inertie de la semelle : $120 \cdot \frac{(50)^3}{12} = 12,5 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$

E : module d'Elasticité du béton
(On prend en moyenne $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$)

K = coefficient de raideur du sol

$$= 4 \text{ kg/cm}^3$$

b : largeur de la semelle = 120 cm

$$l_e = 2,136 \text{ m.}$$

$$\bullet \text{ si } l \leq \frac{\pi}{2} l_e$$

le calcul se fait en supposant une répartition linéaire des contraintes sur le sol et il n'y a pas lieu de faire les calculs relatifs à la poutre sur sol élastique.

l : distance entre les charges qui sollicitent la poutre.

$$l = 2 \text{ m} \leq \frac{\pi}{2} \cdot 2,136 = 3,35 \text{ m.} \rightarrow \text{Donc On peut supposer une répartition linéaire des contraintes sur le sol.}$$

$$e = 0 < \frac{4}{6} = 0,66 \text{ m} \Rightarrow \text{répartition trapézoïdale.}$$

• calcul de σ_1 et σ_2 :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{\text{tot}}}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{3e}{L} \right) \Rightarrow \sigma_1 = \sigma_2 = 2,38 \text{ kg/cm}^2$$

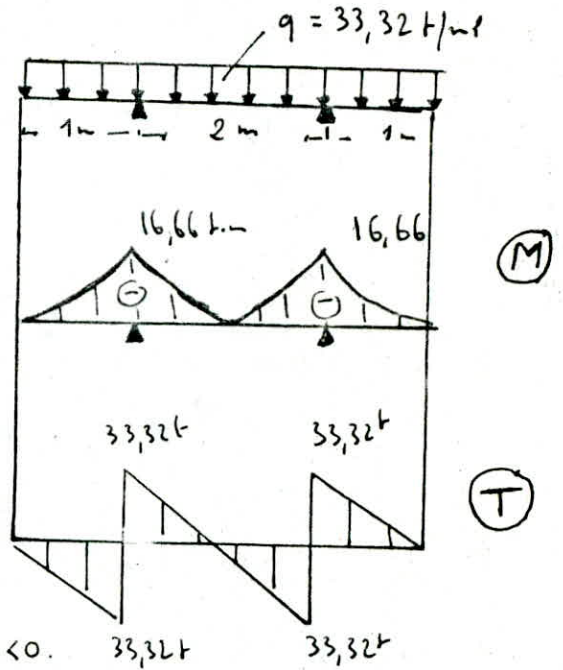
• Vérification des contraintes:

$$\sigma(L/4) = 2,38 \text{ kg/cm}^2 < 2,55 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_s$$

- longitudinalement : Elle agit comme une poutre renversée avec les poteaux comme appuis soumise à une charge uniformément répartie : $q = \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 2,38 \times 140 = 333,2 \text{ Kg/cm} = 33,32 \text{ t/m}$

- calcul des efforts :

- schéma statique :



avec $M = 16,66 \text{ t.m}$

et avec la méthode de P. Charon

On trouve $A = 14,01 \text{ cm}^2$

Soit $9 \text{ T16} = 18,09 \text{ cm}^2$ } esp = 15cm.

• Vérfications :

1) Conditions aux appuis :

$$A > \left(T + \frac{M}{3} \right) \cdot \bar{\sigma}_a = \left(33,32 \cdot 10^3 - \frac{16,66 \cdot 10^5 \cdot 8}{7 \times 45} \right) < 0.$$

verifié.

2) Condition de non entrainement des barres :

$$\bar{\tau}_d = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = 15,39 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \text{verifié.}$$

3) Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{33,32 \cdot 10^3 \cdot 8}{55 \cdot 7 \cdot 45} = 15,39 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}'_b < \sigma'_b < 2 \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\tau}'_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{68,5} \right) \cdot 5,9 = 23,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}'_b \rightarrow$ On peut utiliser des cadres et des étriers \perp à la ligne moyenne.

ETUDE DU SOL

reconnaissance du sol:

Les sondages in situ nous ont permis d'estimer la résistance mécanique du sol à 2,5 bars à 1,50m de profondeur.

L'interprétation des essais réalisés a montré que le sous-sol est constitué d'une couche argilo-sableuse à 1,50m puis d'une couche de sable graveleux jusqu'à 17,50m et du grès calcaire très dur à 20m.

Calcul de tassement semelle isolée S1

on doit vérifier que $\delta = \frac{\Delta S}{l} < \frac{1}{250}$ ΔS : tassement différentiel
 l : entre axe des semelles
 δ : distorsion

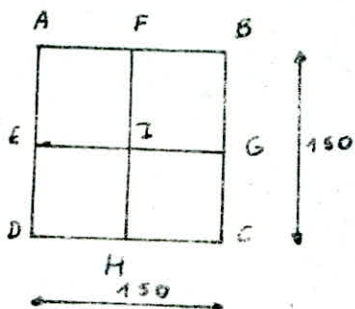
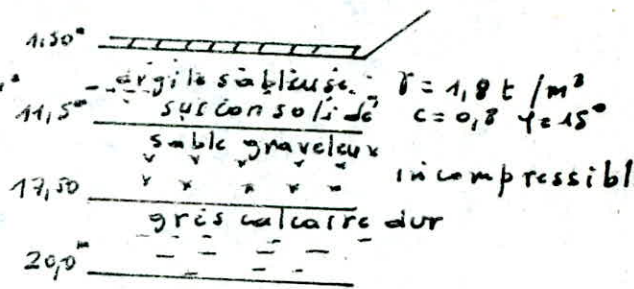
σ_c = pression de consolidation l
 $\sigma_c = 2,52 \text{ bars}$

$C_c = 0,143$ $C_c = 0,029$

$$\sigma'_0 = \sigma_1 D + \sigma_2 Z = 1,6 \times 1,5 + 1,8 \times 5 = 11,4 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_0 = 11,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta \sigma = 1 \text{ kg}$$



$$K_0 = f\left(\frac{a}{z}; \frac{a}{z}\right) = f\left(\frac{0,75}{5}; \frac{0,75}{5}\right) = f(0,15; 0,15)$$

l'abaque (Boussinesq) donne: $K_0 = 0,011$

$$\Delta \sigma = 4 \times 0,011 \times \left(\frac{H}{A^2}\right) = 0,117 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_0 + \Delta \sigma = 1,257 < \sigma_c = 2,52$$

$$\Delta e = C_c \log_{10} \left(1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_0}\right) = 1,230 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\Delta e}{1 + C_c} = \frac{1,230 \cdot 10^{-3}}{1 + 0,56} = \frac{\Delta H}{H_0} \Rightarrow \Delta H = 0,79 \text{ cm} < 3 \text{ cm}$$

Le tassement est faible car l'argile est surconsolidée

D'après l'article 3.3.10.2 (RPA 81), les semelles isolées ou filantes de tout bâtiment ou structure seront liés par des longrines dont chacune pourra supporter en traction ou en compression une force horizontale minimale égale à la fraction de la plus grande charge verticale indiquée dans 4.2.3.3 (RPA 91)

Dans notre cas la plus grande charge verticale est

$$N_{\max} = 57,12 \text{ t}$$

$$N = \frac{N_{\max}}{10} = 5,712 \text{ t.}$$

On prendra des longrines (30x40) Minimum (30x30) Art. 4.2.3.3 RPA 81

• En compression:

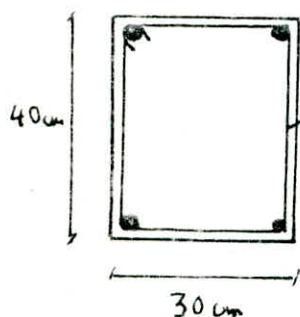
$$\sigma'_b = \frac{5,712 \cdot 10^3}{30 \times 40} = 4,76 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_l = \frac{1}{15} \left(\frac{5,712 \cdot 10^3}{68,5} - 30 \times 40 \right) < 0$$

• En traction:

$$A_l \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{5,712 \cdot 10^3}{2900} = 2,04 \text{ cm}^2$$

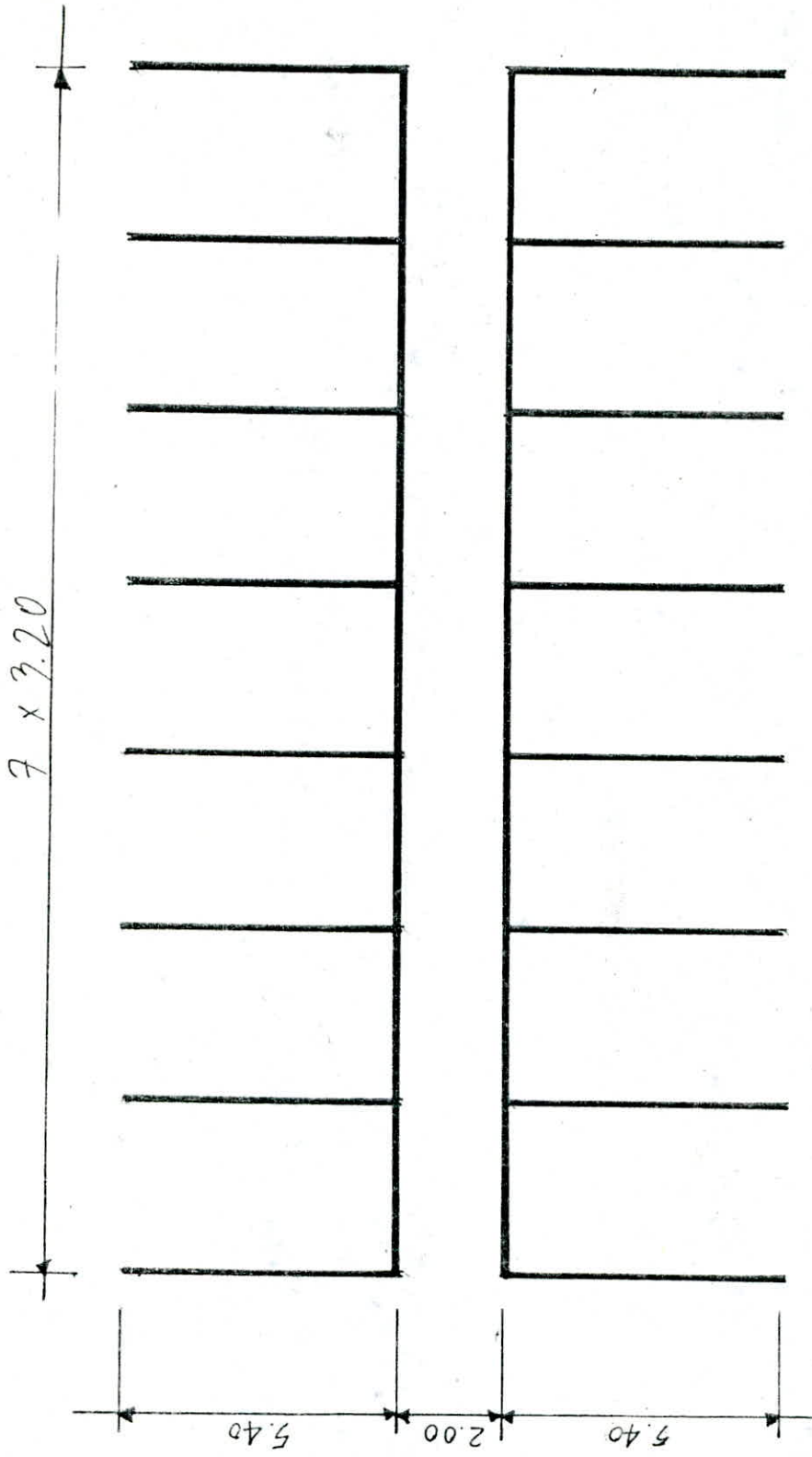
$$\text{On choisit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$



Cadre $\Phi 8$ avec un espacement $t = 16 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$
 $d = d' = 3 \text{ cm}$

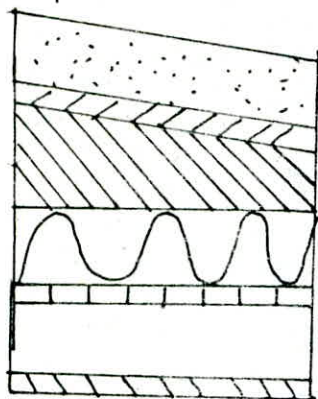
• Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot 30 \cdot 37 \cdot \frac{5,9}{2900} = 1,61 \text{ cm}^2 \quad (\text{Vérifié})$$



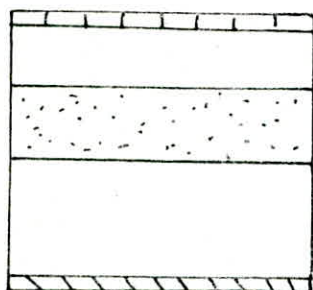
Charges permanentes :

plancher terrasse : (non accessible)



gravier de protection (5cm)	90 kg/cm ²
étanchéité (multicouches)	12 "
forme de pente	140 "
isolation thermique	6 "
dalle pleine (16cm)	0,16 x 2,5 = 400
enduits plâtre	28 "
	G = 0,676 t/m²

plancher courant :



carrelage (2cm)	44 kg/m ²
mortier de pose (2cm)	40 "
sable	45
dalle pleine (16cm)	400
enduit plâtre	21
cloisons	75
	G = 0,625 t/m²

Acrotère :

$$G = 175 \text{ kg/ml}$$

$$h = 70 \text{ cm}$$

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

Surcharges d'exploitation :

plancher terrasse (non accessible)	100 kg/m ²
plancher courant	0,250 t/m ²
Acrotère (main courante)	0,100 t/m ²

Charges et surcharges revenant aux voiles

plancher terrasse: $G = 0,676 \text{ t/m}^2$ $P = 0,1 \text{ t/m}^2$
 $G_{\text{accrot}} = 0,175 \text{ t/m}^2$

voiles transversaux:

VOILES	S (m ²)	G × S (t)	G _{acc} × L (t)	P × S (t)
V _{6i} i=2,...,7	29,18	19,73	-	2,92
V ₆₁ V ₆₈	14,59	9,86	2,24	1,46

voiles Longitudinales:

VOILES	S (m ²)	G × S (t)	G _{acc} × L (t)	P × S (t)
V _{L1}	29,40	19,87	-	2,94
V _{L2}	29,40	19,87	-	2,94

plancher courant: $G = 0,625 \text{ t/m}^2$ $P = 0,250 \text{ t/m}^2$

VOILES	S (m ²)	G × S	G _{acc} L	P × S
V _{6i} i=2,...,7	29,18	18,24	-	7,30
V ₆₁ V ₆₈	14,59	9,12	-	3,65

VOILES	S (m ²)	G × S	G _{acc} L	P × S
V _{L1}	29,40	18,38	-	7,35
V _{L2}	29,40	18,38	-	7,35

Poids des voiles par niveau:

Le poids des voiles est calculé en retranchant le poids des ouvertures éventuelles existant dans sens-ci.

voiles transversaux

VOILES	V _{6i} i=2,...,8	V ₆₁
G _{ouvert} (t)	1,98	0,405
G _{rempli} (t)	19,58	19,58
G = G _o - G _r	17,60	19,175

voiles Longitudinales

VOILES	V _{L1}	V _{L2}
G _{ouvert} (t)	14,22	14,22
G _{rempli}	34,272	34,272
G = G _o - G _r	20,052	20,052

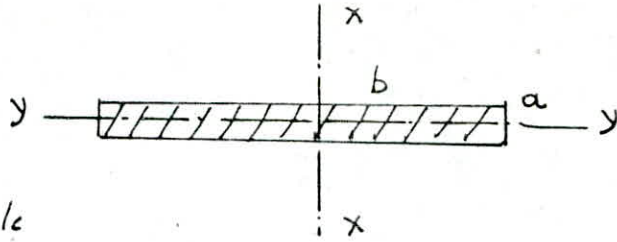
poids total des VOILES par niveau:

$$(17,6 \times 7 + 19,175) + 20,05 \times 2 = 182,48 \text{ t}$$

refend plein :

$$I_x = \frac{a b^3}{12}$$

I_y : négligeable



refend avec ouverture :

Par définition l'inertie équivalente d'un refend avec ouvertures ; est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal ; uniformément réparti sur la hauteur du bâtiment ; présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

refend à une file d'ouvertures

Pour le cas d'un voile sollicité par des charges triangulaires concentrées (séisme)

hypothèses :

* Les efforts localisés transmis H_0 par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

* Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{2mc \psi_0}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

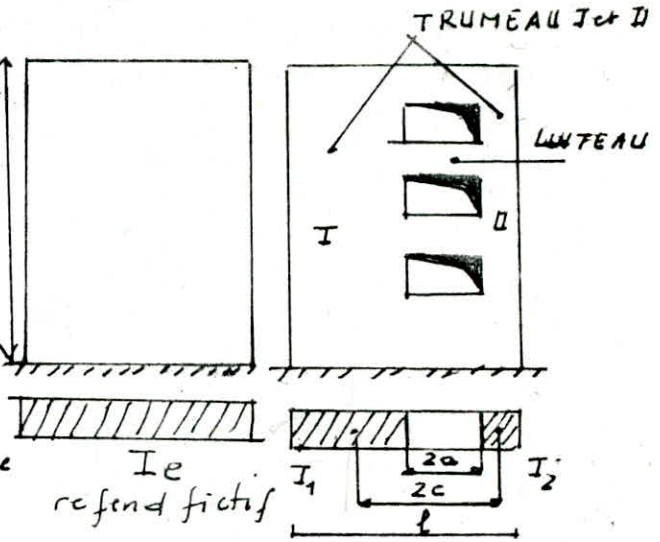
$$a_n = \left(\frac{11}{20} + \frac{9}{20} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3} \right) \frac{20}{11}$$

n : nbre d'étages ($n \leq 11$)

Calcul de α :

$$\alpha = w H \text{ avec } w^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h}$$

ψ_0 donné par l'abaque (Marius Diver p. 105)



H : hauteur du bâtiment
 i : inertie du linteau
 I : inertie totale d'un refend à 1 file d'ouvertures
 $I = I_1 + I_2 + 2mc$
 E : module de Young
 r_1, r_2 : arcs des trumeaux I et II
 $m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}$
 m : moment statique de chacun des trumeaux / cdg
 h : hauteur d'étage

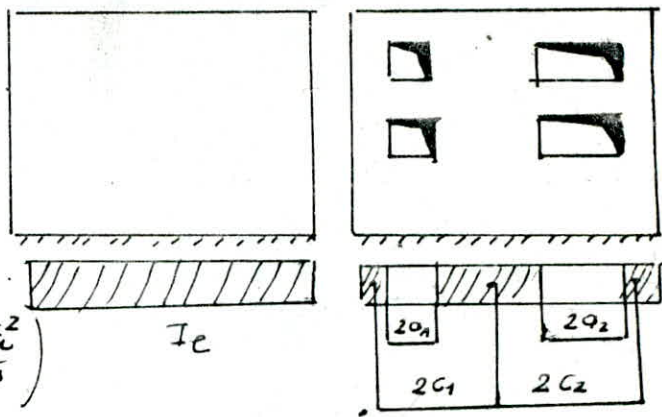
refends à n files d'ouvertures :

D'après le même principe on calcule l'inertie équivalente.

$$I_e = \frac{\alpha_n I}{\frac{60}{11} \frac{I \psi_0^2}{(\sum I_i) \alpha^2} + 1}$$

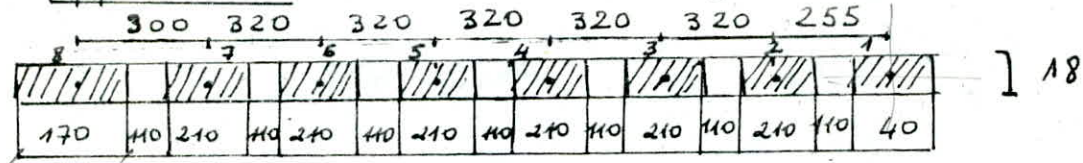
avec $\alpha = \omega H$

$$\omega^2 = \frac{6}{h_c (\sum I_i)} \sum \left(\frac{l_i \cdot C_i^2}{a_i^3} \right)$$



a_i : demi-portée de l'ouverture i

Application : VOILES V_{L1} ; V_{L2} (VOILES A 7 files d'o)



$$I_8 = \frac{0,18 \cdot 1,70^3}{12} = 0,066 \text{ m}^4$$

$$I_1 = \frac{0,18 \cdot 0,14^3}{12} = 0,00085 \text{ m}^4$$

$$I_2 = I_3 = I_4 = I_5 = I_6 = I_7 = 0,123 \text{ m}^4$$

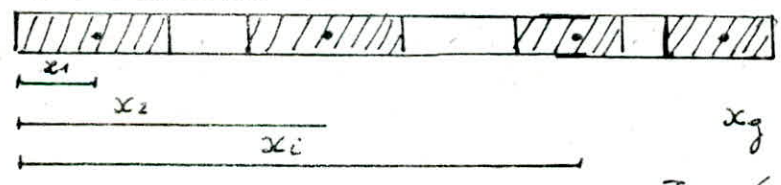
$$C_1 = 1,275 \text{ m} \quad C_7 = 1,50 \text{ m} \quad C_2 = C_3 = C_4 = C_5 = C_6 = C_8 = 1,60 \text{ m}$$

$$I_i = \frac{0,18 \cdot 1,25^3}{12} = 0,029 \text{ m}^4 \quad (i=1,8) \quad a_i = 0,55 \text{ m} \quad \alpha = 1,8$$

$$\omega^2 = \frac{6}{3,40 \cdot 0,805} \cdot 0,029 \left[\frac{1,275^2 + 1,5^2 + 1,6^2 \cdot 5}{0,55^3} \right] = 5,71$$

$$\omega = 2,39 \quad \alpha = \omega H = 2,39 \cdot 1,7 = 4,063 \quad \text{Abaque } \psi_0 = 0,66$$

Calcul de I



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

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

$$d_i = x_g - x_i$$

$$x_g = 10,86 \text{ m}$$

$$I = 74,369 \text{ m}^4$$

$$I_e = 71,8 \text{ m}^4$$

inerties totales

$$I_e = 139,25$$

$$I_{L2} = 143,6 \text{ m}^4$$

VOILES	V_{L1}	V_{L2} $i=2,1-8$	V_{L1}	V_{L2}
$I_e (\text{m}^4)$	24,31	16,42	71,8	71,8

Les voiles transversaux sont à 1 file d'ouverture

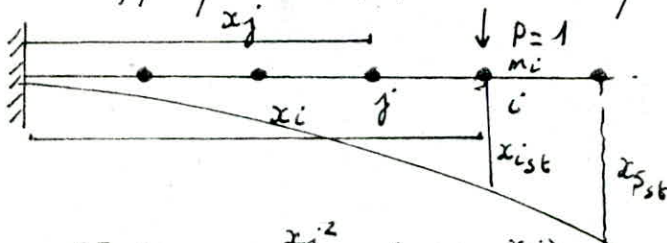
Exposé de la méthode de "RAYLEIGH"

La méthode de "Rayleigh" permet de calculer approximativement la période d'oscillation du mode fondamental de vibration d'un oscillateur multiple.

Elle est basée sur le principe de conservation d'énergie. Le modèle mathématique adopté pour la détermination de la période d'un bâtiment à étages multiples; est une console à masses concentrées et encastrée à la base. Dans ce système les masses sont concentrées à chaque plancher et accrochées à un support de masse négligeable. Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté du fait que ses déformations propres sont négligeables devant celles du bâtiment.

méthode de la déformée statique:

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur; celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soit $x_1; x_2; \dots; x_5$ les déplacements statiques produits par le système de forces P_i appliqué à la section située à h_i . Soit δ_{ij} le déplacement en (j) résultant d'une force statique unitaire $P=1$ appliquée en (i) sachant que toutes les autres sont nulles



$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \left[\frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \right]$$

$$x_{j, st} = \sum_{i=1}^5 P_i \delta_{ij}$$

$$EI \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2} \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right) \quad \text{si } i > j$$

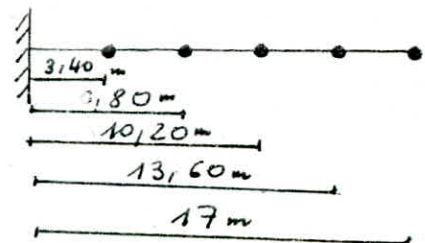
$$EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \quad \text{si } i < j$$

la période est donnée par :

valeurs de δ_{ij} :

$$T = \sqrt{\frac{\sum_1^5 P_i x_i^2}{g \cdot \sum_1^5 P_i x_i}}$$

$j \backslash i$	1	2	3	4	5
1	13,1	32,75	52,41	72,06	91,71
2	32,75	104,81	183,42	262,03	340,63
3	52,41	183,42	353,74	530,6	707,47
4	72,06	262,03	530,6	838,49	1152,32
5	91,71	340,63	707,47	1152,32	1637,67



CALCUL DES DEFORMATIONS

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement et le heurt de 2 constructions voisines ; on limite les déplacements horizontaux de la structure. On calculera les déformations élastiques puis conformément à l'art. 3-3-7.1 RPA 81 les déformations seront multipliées par $1,10/28 (> 1)$ pour tenir compte de la ductilité de la structure. Ensuite on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à $0,0075 \cdot$ la hauteur d'étage.

$$\Delta f = (f_j - f_{j-1}) \cdot 1,10/28 \leq \bar{\Delta f} = 0,0075 \cdot 3,40 = 25,5 \text{ mm}$$

On considère le bâtiment comme étant une console encastrée à sa base et soumise à une charge triangulaire (charge sismique). D'après la résistance des matériaux le déplacement en un point j de la console chargée triangulairement est :

$$f_j = \frac{\sqrt{x_i^2}}{60 EI z^2} [20 z^3 - 10 z^2 x_i + x_i^3]$$

$$E = 381,5 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

$$z = 17 \text{ m}$$

$$I_e = 139,25 \text{ m}^4$$

$$I_L = 143,6 \text{ m}^4$$

$$V_L = 306,8 \text{ t}$$

$$V_e = 283,21 \text{ t}$$

N	x_i (m)	f_j (mm)	Δf_j (mm)
T	17	0,48	0,195
4	13,6	0,35	0,195
3	10,2	0,22	0,165
2	6,8	0,11	0,12
1	3,4	0,031	0,05
RDC	0	0	0

N	x_i (m)	f_j (mm)	Δf_j (mm)
5	17	0,50	0,21
4	13,6	0,36	0,195
3	10,2	0,23	0,165
2	6,8	0,12	0,13
1	3,4	0,033	0,05
RDC	0	0	0

$$\Delta f_{j \text{ adm}} = 0,0075 \cdot 3,40 = 25,5 \text{ mm}$$

tous les déplacements sont admissibles.

Calcul du centre de masse et du centre de torsion

CENTRE DE TORSION : CDT

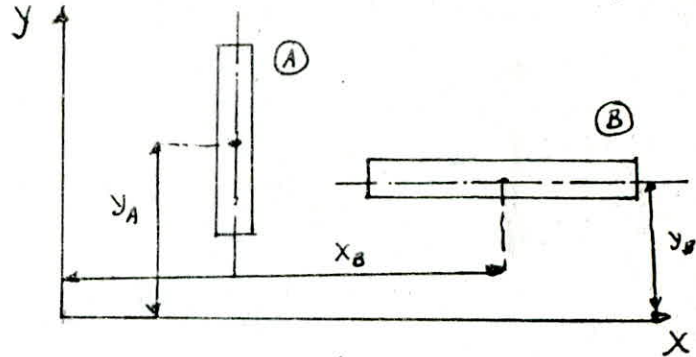
Le centre de torsion (ou centre élastique) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

1. Une force dont la ligne d'action passe par le CDT engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
2. Un moment dont l'axe (vertical) passe par le CDT engendre uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

Coordonnées du CDT :

$$x_t = \frac{\sum I_{xi} x_i}{\sum I_{xi}}$$

$$y_t = \frac{\sum I_{yi} y_i}{\sum I_{yi}}$$



L'inertie propre d'un refend par rapport à l'axe parallèle à sa longueur (vue en coupe) est négligeable.

Centre de masse : CDM CALCUL

On choisit un repère quelconque (0,0 dans notre bâtiment). En fonction des masses et des coordonnées (x_i, y_i) de chaque élément "k" (plancher; voile; etc.) on calcule le COM de ces derniers par les formules :

$$x_{Gk} = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_{Gk} = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

Les coordonnées (x_{Gk}, y_{Gk}) étant calculées on calcule le CDM de chaque étage par le même procédé.

L'extrémité de chaque étage est donnée par $e_x = x_T - x_G$
 $e_y = y_T - y_G$

On comparera ces extrémités avec l'extrémité occidentale donnée par le RPA 81 qui est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment (Art. 3.3.5). On prendra : $e = \max(e_{ou}; e_{calculé})$

CDM DES VOILES : $x_G = 11,10$ $y_G = 6,333$

VOILES	VE1	VE2	VE3	VE4	VE5	VE6	VE7	VE8	VL1	VL2
x_i (m)	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16	19,2	22,4	11,2	11,2
y_i (m)	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	6,4	5,4	7,4
M_i (t)	19,173	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	17,6	20,052	20,052
$M_i x_i$	0	56,32	112,64	168,96	225,28	281,6	337,92	394,24	224,58	224,58
$M_i y_i$	124,72	112,64	112,64	112,64	112,64	112,64	112,64	112,64	108,28	148,38

CDM du plancher terrasse :

$G + 1,2P = 0,676 + 1,2 \times 0,1 = 0,796 \text{ t/m}^2$ $X_G = 11,20$
 $S = 286,72 \text{ m}^2$ $Y_G = 6,40$
 $M = 0,796 \times 286,72 = 228,23 \text{ t}$
 $X_i = 11,20$ $Y_i = 6,40$

CDM d'un plancher courant :

$G + 1,2P = 0,625 + 1,2 \times 0,150 = 0,925 \text{ t/m}^2$ $X_G = 11,20$
 $S = 286,76 \text{ m}^2$ $Y_G = 6,40$
 $M = 265,22 \text{ t}$
 $X_i = 11,20$ $Y_i = 6,40$

CDM de l'acrotère : $G = 0,175 \text{ t/m}^2$ $M = 12,32 \text{ t}$

$X_G = 11,20$
 $Y_G = 6,40$

CDM de l'étage terrasse :

ELEMENT	X_{Gi}	Y_{Gi}	M_i (t)	$M_i \cdot X_{Gi}$	$M_i \cdot Y_{Gi}$
acrotère	11,20	6,40	12,32	137,98	78,85
plancher	11,20	6,40	228,23	2556,18	1460,67
1/2 VOILES	11,10	6,40	91,24	1012,76	583,94

$X_G = 11,17 \text{ m}$
 $Y_G = 6,40 \text{ m}$

CDM de l'etage courant :

Element	X_{Gi}	Y_{Gi}	M_i	$M_i \cdot X_{Gi}$	$M_i \cdot Y_{Gi}$
plancher	11,20	6,40	265,22	2970,46	1697,41
VOILES	11,10	6,40	182,48	2025,53	1167,87

$X_G = 11,16$
 $Y_G = 6,40$

CDM du R-D-C :

Elements	X_{Gi}	Y_{Gi}	M_i	$M_i \cdot X_{Gi}$	$M_i \cdot Y_{Gi}$
plancher	11,20	6,40	265,22	2970,46	1697,41
1/2 VOILES	11,10	6,40	91,24	1012,76	583,94

$X_G = 11,17$
 $Y_G = 6,40$

CALLUL DU CDT :

VOILES	Y_{t1}	Y_{t2}	Y_{t3}	Y_{t4}	Y_{t5}	Y_{t6}	Y_{t7}	Y_{t8}	Σ
$I_{ex} \cdot X_i$	24,31	16,42	16,42	16,42	16,42	16,42	16,42	16,42	133,25
X_i	0	3,2	6,4	9,6	12,8	16	19,2	22,4	
$I_{ex} \cdot X_i$	0	52,54	105,09	157,63	210,18	262,72	315,26	367,81	1471,23

$X_T = 10,56 \text{ m}$

VOILES	$I_{ey} \cdot Y_i$	Y_i	$I_{ey} \cdot Y_i$
VL1	74,8	5,40	387,72
VL2	74,8	7,40	531,32

$Y_T = 6,40 \text{ m}$

$e_x = e_y = \max(0,60 ; 5\% \cdot 22,40)$

$e_x = e_y = 1,12 \text{ m}$

tableau donnant Les extrémités :

	T	R-D-C	Etage
X_G	11,17	11,17	11,16
Y_G	6,40	6,40	6,40
e_x	0,61	0,61	0,60
e_y	0	0	0

Les effets engendrés par le seisme sont plus forts que ceux dus au vent donc on doit faire une étude au seisme. (zone II)

Conditions d'utilisation de la méthode statique (RPA81)

- a- hauteur du bâtiment $H = 17m < 45m$ zone II
- b- la forme du bâtiment est simple (rectangulaire)
- c- notre bâtiment n'a pas de décrochement
- d- $e_x < 20\% L$ $e_y < 20\% l$. $L = 22,40$ $l = 12,80$
- e- le rapport masse sur rigidité de 2 niveaux successifs ne varie pas de plus de 25% dans chaque direction
- f- le bâtiment présente un degré d'amortissement voisin à tous les niveaux (béton armé)
- g- La structure ne présente qu'un seul degré de liberté
- h- La rigidité de 2 niveaux successifs ne varie pas de plus de 25% dans chaque direction
- i. sans commentaires.

Action sismique : $V = A B D Q W$

- a- A : coefficient d'accélération de zone
groupe d'usage 1 : grand établissement scolaire et universitaire
zone II $\rightarrow A = 0,25$
- b- B : facteur de comportement de la structure
structures voiles porteurs $B = 1/4$
- c- D : coefficient d'amplification dynamique
 $T_E = 0,183 s$
 $T_L = 0,184 s$ (col ferme) $\rightarrow D = 2$ (dans les 2 sens)
- d- Q : facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$
 $V_L = 306,8 t$
 $V_E = 283,21 t$

Critère	P_{qL}	P_{qE}
1	0,1	0
2	0,1	0,1
3	0	0
4	0	0
5	0,1	0,1
6	0	0

Distribution des forces latérales

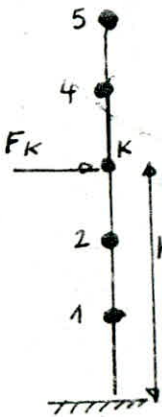
$V = F_E + \sum_{i=1}^5 F_i$ $T_E < 0,7 s \rightarrow F_T = 0$

$F_k = \frac{(V - F_E) W_k h_k}{\sum_{i=1}^5 W_i h_i}$ $T_L < 0,7 s \rightarrow F_E = 0$

$W_5 = 313,4 t$
 $W_k = 393,66 t$ $k = 1,4$
 h_k : hauteur du niveau k ($h_j = 3,40$)

NIV	5	4	3	2	1	RDC
$F_k(t)$	87,35	87,78	65,83	43,83	21,34	-
$F_k^c(t)$	87,35	175,1	240,36	284,85	306,8	306,8
M_k^c	0	297	892,4	1861	2904	3547

NIV	5	4	3	2	1	RDC
F_k	80,64	81,03	60,77	40,51	20,26	-
F_k^c	80,64	161,67	222,4	262,9	283,2	283,2
M_k^c	0	274,2	823,8	1580	2474	3437



Méthode du centre de torsion - Calcul simplifié

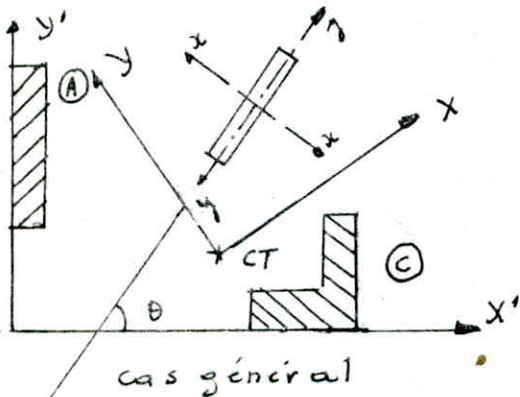
Le calcul simplifié s'applique dans les cas très fréquents où les axes d'inertie principaux $(x-x, y-y)$ de la plus part des refends sont parallèles; les refends disposés selon une autre direction constituant exception.

Dans le cas général tous les refends ont le même module d'élasticité; la même hauteur et présentent les mêmes conditions aux appuis. Il est donc possible de simplifier les calculs et remplacer partout la rigidité par le moment d'inertie.

hypothèses:

- 1 - On suppose que les déformées de tous les refends sont des courbes affines et que en conséquence, la distribution des forces horizontales peut s'effectuer à n'importe quel niveau; le pourcentage de l'effort tranchant d'ensemble H équilibré par chaque refend restant constant sur toute la hauteur du bâtiment.
- 2 - Les refends sont parfaitement encastres à leurs bases; le produit EI restant constant sur toute la hauteur et les planchers restant indéformables horizontalement; alors l'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'au déplacement qu'il subit.

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges sismiques (horizontales) peut être décomposée en deux: une déformation de translation parallèle à la charge horizontale et une déformation de rotation autour du centre de torsion (qui est le CG des inerties dans le cas où les inerties transversales I_{xy} sont nulles).

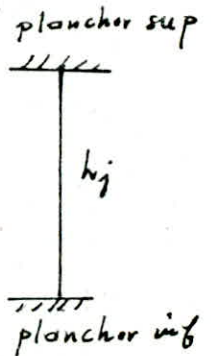


$x-x, y-y$ axes parallèles aux axes principaux d'un groupe de refends
 $x'-x', y'-y'$ axes arbitraires

$$I'_x = I_y \cos^2 \theta + I_x \sin^2 \theta$$

$$I'_{xy} = (I_y - I_x) \sin \theta \cos \theta$$

$$I'_y = I_y \sin^2 \theta + I_x \cos^2 \theta$$



H : force agissant à la base du refend

Cette force est réduite au CDT; on obtient 2 composantes H_x et H_y et un moment $M = H e$

Force sismique transversale:

- refend transv : $H_y = H'_{rot_y} + H''_{trans_y} = \frac{H e I_{x_i} x_i}{J} + \frac{H I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$

- refend long : $H = H_{rot} = \frac{H e \sum I_{y_i} y_i (I_{i, \neq 0})}{J}$ $J = \sum I_{i,x} x_i^2 + \sum I_{i,y} y_i^2$

Force sismique Long:

refend trans : $H = H_{rot} = H e \frac{I_{i,x} + x_i (I_{i,x} \neq 0)}{J}$

refend Long : $H_x = H'_{T_x} + H''_{T_x} = H \frac{I_{i,y} y_i}{\sum I_{i,y}} + H e \frac{I_{i,y} y_i}{J}$

Remarques :

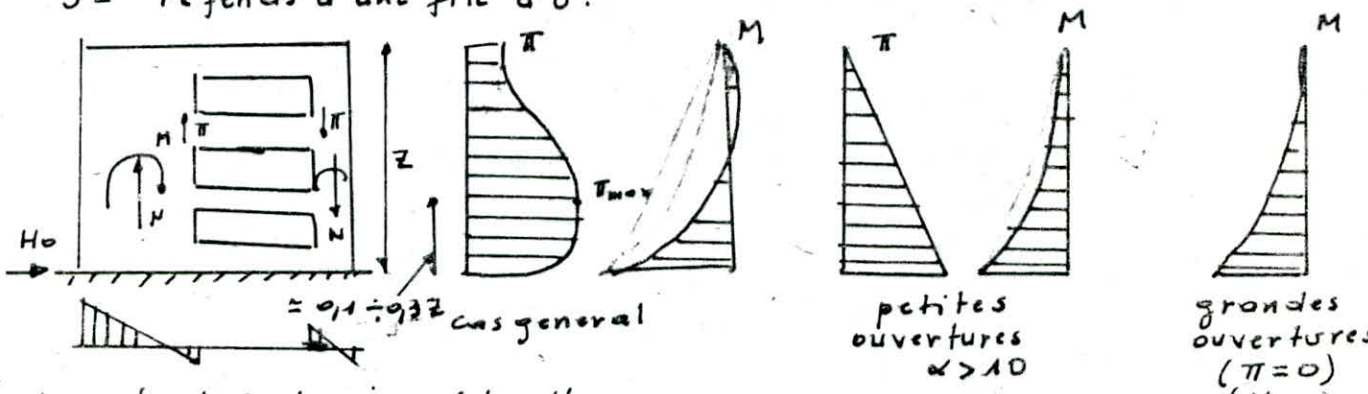
1- Il est conseillé de faire une vérification de l'équilibre extérieur à la base du refend :

- refend à 1 file d'O : $M = M_1 + M_2 + 2 N C$
- refend à plusieurs files d'O :

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2 N_1 (C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2 N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + 2 N_3 (C_3 + C_4 + \dots) + \dots$$

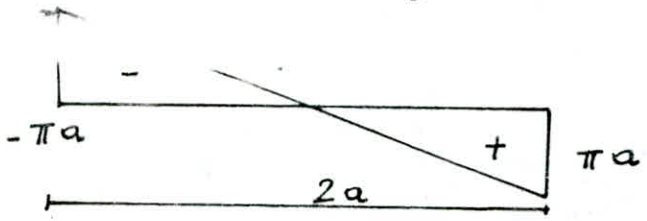
M : moment cumulé à la base du refend. (M_{ic})

- 2- VOILES PLEINS : Le moment fléchissant est nul
- 3- refends à une file d'O :



4- refends à plusieurs files d'O :
 Les ouvertures dont la surface ne dépasse pas 25% de la surface totale du refend peuvent être considérées comme des petites ouvertures. (surfaces en élévation)

5- l'effort tranchant π dans le linteau engendre un moment d'encastrement $M = \pi a$ avec a la demi-longueur du linteau. le diagramme du moment fléchissant est :



Remarque :

- Vu que les extrémités sont identiques pour tous les étages on prendra $H = 1t$ et on déterminera le % pour chaque refend
- Les efforts négatifs tranchants dus à la torsion sont négligés (art 3.3.5 R0)

seisme Long : $H_x = H'_x + H''_x$ (refend Long)

$$\begin{cases} H'_x = H \frac{I_y}{\sum I_y} \\ H''_x = H e_y \cdot I_y \cdot y_i \end{cases}$$

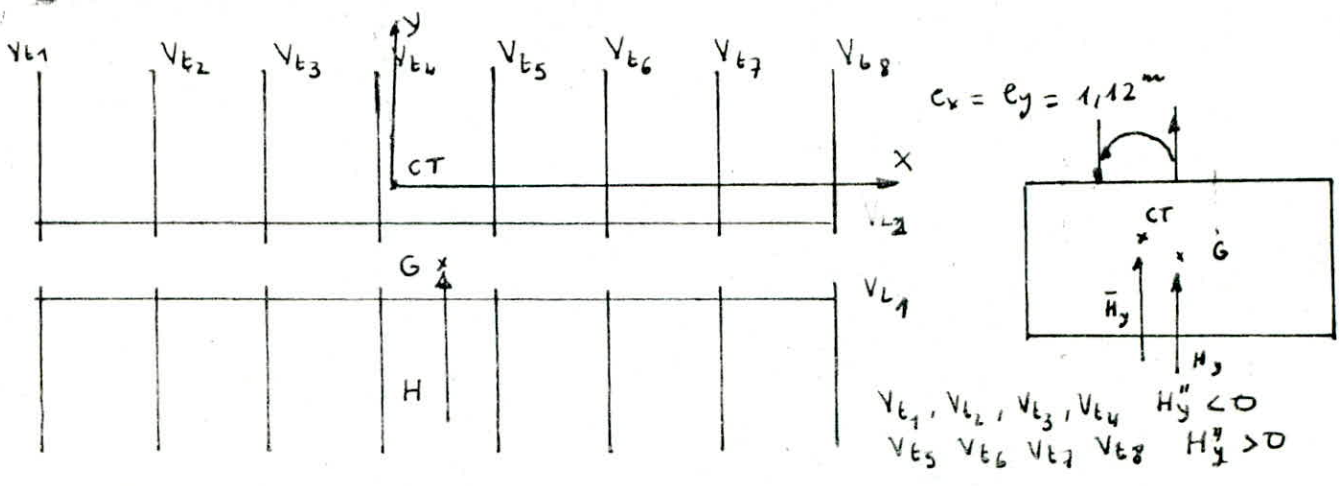
seisme trans : $H_y = H'_y + H''_y$ (refend trans)

$$\begin{cases} H'_y = H \frac{I_x}{\sum I_x} \\ H''_y = H e_x \cdot I_x \cdot x_i \end{cases}$$

$$J = \sum_{i=1}^s I_{x_i} x_i^2 + \sum_{i=1}^s I_{y_i} y_i^2$$

$H = 1t$

VOILES	I_x	I_y	X	Y	$H'_x\%$	$H''_x\%$	$H'_y\%$	$H''_y\%$	$H_x\%$	$H_y\%$
V _{E1}	24,31	0	-10,08	-1,12	0	0	17,46	0	0	17,46
V _{E2}	6,42	0	-6,88	-1,12	0	0	11,73	0	0	11,73
V _{E3}	16,42	0	-3,68	-1,12	0	0	11,73	0	0	11,73
V _{E4}	"	"	-0,48	"	"	"	"	"	"	"
V _{E5}	"	"	2,72	"	"	"	"	0,59	"	12,38
V _{E6}	"	"	5,92	"	"	"	"	1,30	"	13,03
V _{E7}	"	"	9,12	"	"	"	"	2,0	"	13,73
V _{E8}	"	"	12,32	"	"	"	"	2,71	"	14,5
V _{L1}	0	71,8	1,12	-2,12	50	2,041	0	0	52,04	0
V _{L2}	0	71,8	1,12	-0,12	50	0,12	0	0	50,12	0
Σ	139,25	143,6								



EFFORTS DANS LES VOILES

CALCUL PRATIQUE DES REFENDS

hypothèses :

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

sollicitations dans les trumeaux :

a. REFENDS A UNE SEULE FILE D'OUVERTURES :

- MOMENTS FLECHISSANTS :

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

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2 \cdot (2+\xi)}{3} - \frac{2m \cdot c}{I} \psi \right]$$

H_0 : effort tranchant à la base du refend

m : moment statique (voir calcul des inerties)

$I = I_1 + I_2 + 2mc$

I_i : inertie du trumeau par rapport à un axe \perp à H_0

Z : hauteur totale du bâtiment.

$\psi(\xi)$ tiré de l'abaque (p. 105 M. DIVER) en fonction de α et ξ

$\xi = z/Z$ z : hauteur du niveau considéré.

- EFFORTS NORMAUX : $N = \sum \pi_i$ π_i : effort tranchant dans le linteau i

b. refends à plusieurs files d'ouvertures :

- moments flechissants :

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3} - \psi(\xi) \right]$$

- efforts normaux : $N_1 = \sum \pi_{1i}$ $N_2 = \sum \pi_{2i} - \sum \pi_{1i}$ $N_3 = \sum \pi_{3i} - \sum \pi_{2i}$

$$N_i = \sum_{i=1}^n \pi_i - \sum_{i=1}^{i-1} \pi_{i-1}$$

sollicitation dans les linteaux :

a - effort tranchants :

$$\pi(\xi) = \frac{H_0 m h_e}{I} \phi(\xi, \xi) \quad (\text{refend à 1 file d'ou})$$

b - $\pi_i(\xi) = H_0 \cdot h_e \frac{i_i c_i}{2 a_i^3} \left(\frac{\sum i_i c_i^2}{a_i^3} \right)$ (refend à plusieurs files d'ou)

$\phi(\xi, \xi)$ donné par l'abaque (p. 104 M. DIVER) h_e : hauteur d'étage

V_{t2} V_{t3} V_{t4}
 $\% = 11,79$
 $m = 3,226 m^2$
 $I_1 = I_2 = 2,342 m^4$
 $2C = 7,20 m$
 $I = 27,91$
 $\alpha = 3,5$
 $hc = 3,40 m$
 $Z = 17 m$
 $H_0 = \sqrt{I} \% = 283,21, 11,79$
 $H_0 = 33,39 t$

NIV	ρ	ψ	ϕ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t_m)$	$M_2(t_m)$
T	1	0,03	0,36	4,72	4,72	-7,07	-7,07
4	0,8	0,10	0,42	5,51	10,23	-12,96	-12,96
3	0,6	0,18	0,46	6,04	16,27	-3,05	-3,05
2	0,4	0,28	0,48	6,30	22,57	15,78	15,78
1	0,2	0,37	0,35	4,60	27,17	46,05	46,05
RDC	0	0,41	0	0	27,17	92,72	92,72

VERIFICATION $M_{cx} = 425,51 \text{ tm}$ $M_1 + M_2 + 2Nc = 399,79$ $\epsilon = 6\%$

V_{t5}
 $\% = 12,38$
 $m = 3,226 m^2$
 $I_1 = I_2 = 2,342 m^4$
 $2C = 7,20 m$
 $\alpha = 3,5$
 $hc = 3,40 m$
 $Z = 17 m$
 $H_0 = \sqrt{I} \% = 273,21, 12,38$
 $H_0 = 35,06 t$

NIV	ρ	ψ	ϕ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t_m)$	$M_2(t_m)$
T	1	0,03	0,36	4,96	4,96	-7,42	-7,42
4	0,8	0,10	0,42	5,78	10,74	-13,61	-13,61
3	0,6	0,18	0,46	6,34	17,08	-3,20	-3,20
2	0,4	0,28	0,48	6,61	23,69	16,57	16,57
1	0,2	0,37	0,35	4,82	28,51	48,35	48,35
RDC	0	0,41	0	0	28,51	97,26	97,26

VERIFICATION $M_{cx} = 405,29 \text{ tm} = 11,75\% \cdot 3435,1$ $M_1 + M_2 + 2Nc = 381,06$ $\epsilon = 6\%$

$$\% = 13,09$$

$$H_0 = 37,10 \text{ t}$$

$$I_1 = I_2 = 2,342$$

$$2C = 7,20$$

$$\alpha = 3,5$$

$$h_c = 3,40 \text{ m}$$

$$I = 27,91$$

$$m = 3226 \text{ m}^3$$



NIV	φ	ψ	ϕ	π	N	M_1	M_2
T	1	0,03	0,36	5,25	5,25	-7,85	-7,85
4	0,8	0,1	0,42	6,12	11,37	-14,51	-14,51
3	0,6	0,18	0,46	6,71	18,08	-3,15	-3,15
2	0,4	0,28	0,48	7,00	25,08	17,66	17,66
1	0,2	0,37	0,35	5,10	30,18	51,09	51,09
RDC	0	0,41	0	0	30,18	103,12	103,12

VERIFICATION

$$M_{ex} = 449,92 \text{ tm} \quad M_1 + M_2 + 2NC = 423,54 \quad E = 6\%$$

$$\% = 13,73$$

$$H_0 = 39,05 \text{ t}$$

$$I_1 = I_2 = 2,342 \text{ m}^4$$

$$2C = 7,20 \text{ m}$$

$$\alpha = 3,5$$

$$h_c = 3,40 \text{ m}$$

$$I = 27,91 \text{ m}^4$$

$$m = 3,226 \text{ m}^4$$

$$H_0 = \sqrt{V_{t6}} = 39,05 \text{ t}$$



NIV	φ	ψ	ϕ	π	N	M_1	M_2
T	1	0,03	0,36	5,53	5,53	-8,26	-8,26
4	0,8	0,1	0,42	6,45	11,98	-15,27	-15,27
3	0,6	0,18	0,46	7,06	19,04	-3,32	-3,32
2	0,4	0,28	0,48	7,37	26,41	18,60	18,60
1	0,2	0,37	0,35	5,37	31,78	53,77	53,77
RDC	0	0,41	0	0	31,78	108,54	108,54

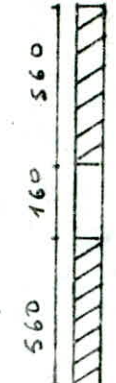
VERIFICATION

$$M_{ex} = 473,98 \text{ tm} \quad M_1 + M_2 + 2NC = 445,83 \text{ tm} \quad E = 6\%$$

$\checkmark E_8$

$\%o = 14,5$
 $H_0 = 41,07$
 $m = 3,226 \text{ m}^3$
 $I_1 = I_2 = 2,342 \text{ m}^4$
 $I_C = 7,20 \text{ m}^4$
 $\alpha = 3,5$
 $h_c = 3,40 \text{ m}$
 $Z = 17 \text{ m}$


$H_0 = \sqrt{6} \times \%o = 41,07$



NIV	ξ	ψ	ϕ	π	N	M_1	M_2
T	1	0,03	0,36	5,84	5,84	-8,69	-8,69
4	0,8	0,1	0,42	6,78	12,60	-16,06	-16,06
3	0,6	0,18	0,46	7,42	20,01	-3,49	-3,49
2	0,4	0,28	0,48	7,75	27,76	19,55	19,55
1	0,2	0,37	0,35	5,65	33,41	56,55	56,55
RDC	0	0,41	0	0	33,41	114,16	114,16

$\checkmark E_1$

$\%o = 17,46$
 $H_0 = 49,45 \text{ t}$
 $m = 3,27 \text{ m}^3$
 $I_1 = I_2 = 3,10 \text{ m}^4$
 $I = 27,95 \text{ m}^4$
 $\alpha = 5,19$
 $I_C = 6,65 \text{ m}^4$
 $h_c = 3,40 \text{ m}$
 $Z = 17 \text{ m}$



NIV	ξ	ψ	ϕ	π	N	M_1	M_2
T	1	0	0,3	5,83	5,83	0	0
4	0,8	0,04	0,4	7,77	13,60	2,47	2,47
3	0,6	0,13	0,58	11,27	24,87	15,91	15,91
2	0,4	0,275	0,65	12,63	37,5	31,13	31,13
1	0,2	0,41	0,55	10,69	48,19	63,06	63,06
RDC	0	0,475	0	0	48,19	125,03	125,03

$\checkmark E_8 : M_{\text{ext}} = 498,38 \text{ tm} \quad M_1 + M_2 + 2N_C = 468,87 \quad E = 6\%$

$\checkmark E_1 : M_{\text{ext}} = 600,12 \text{ tm} \quad M_1 + M_2 + 2N_C = 570,52 \quad E = 5\%$

VOILES A 7 FILES D'OUVERTURES

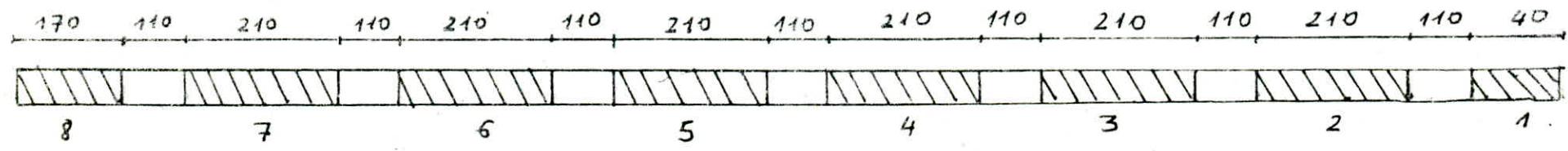
V_{L1} , V_{L2}

$H_0 = V_L \times \rho = 159,66 \text{ t}$

	NIV	γ	ψ	ϕ	π_1	π_2	π_3	π_4	π_5	π_6	π_7	N_1	N_2	N_3	N_4	N_5	N_6	N_7	N_8	M_1	M_8	$M_{i,217}$	
$\rho = 0,066$ $C_1 = 1,275$ $C_7 = 1,5$ $C_6 = 1,6$ $C_2 = 1,6$ $C_3 = 1,6$ $C_4 = 1,6$ $C_5 = 1,6$ $C_8 = 1,6$ $C_9 = 1,6$ $C_{10} = 1,6$ $C_{11} = 1,6$ $C_{12} = 1,6$ $C_{13} = 1,6$ $C_{14} = 1,6$ $C_{15} = 1,6$ $C_{16} = 1,6$ $C_{17} = 1,6$ $C_{18} = 1,6$ $C_{19} = 1,6$ $C_{20} = 1,6$ $C_{21} = 1,6$ $C_{22} = 1,6$ $C_{23} = 1,6$ $C_{24} = 1,6$ $C_{25} = 1,6$ $C_{26} = 1,6$ $C_{27} = 1,6$ $C_{28} = 1,6$ $C_{29} = 1,6$ $C_{30} = 1,6$ $C_{31} = 1,6$ $C_{32} = 1,6$ $C_{33} = 1,6$ $C_{34} = 1,6$ $C_{35} = 1,6$ $C_{36} = 1,6$ $C_{37} = 1,6$ $C_{38} = 1,6$ $C_{39} = 1,6$ $C_{40} = 1,6$ $C_{41} = 1,6$ $C_{42} = 1,6$ $C_{43} = 1,6$ $C_{44} = 1,6$ $C_{45} = 1,6$ $C_{46} = 1,6$ $C_{47} = 1,6$ $C_{48} = 1,6$ $C_{49} = 1,6$ $C_{50} = 1,6$ $C_{51} = 1,6$ $C_{52} = 1,6$ $C_{53} = 1,6$ $C_{54} = 1,6$ $C_{55} = 1,6$ $C_{56} = 1,6$ $C_{57} = 1,6$ $C_{58} = 1,6$ $C_{59} = 1,6$ $C_{60} = 1,6$ $C_{61} = 1,6$ $C_{62} = 1,6$ $C_{63} = 1,6$ $C_{64} = 1,6$ $C_{65} = 1,6$ $C_{66} = 1,6$ $C_{67} = 1,6$ $C_{68} = 1,6$ $C_{69} = 1,6$ $C_{70} = 1,6$ $C_{71} = 1,6$ $C_{72} = 1,6$ $C_{73} = 1,6$ $C_{74} = 1,6$ $C_{75} = 1,6$ $C_{76} = 1,6$ $C_{77} = 1,6$ $C_{78} = 1,6$ $C_{79} = 1,6$ $C_{80} = 1,6$ $C_{81} = 1,6$ $C_{82} = 1,6$ $C_{83} = 1,6$ $C_{84} = 1,6$ $C_{85} = 1,6$ $C_{86} = 1,6$ $C_{87} = 1,6$ $C_{88} = 1,6$ $C_{89} = 1,6$ $C_{90} = 1,6$ $C_{91} = 1,6$ $C_{92} = 1,6$ $C_{93} = 1,6$ $C_{94} = 1,6$ $C_{95} = 1,6$ $C_{96} = 1,6$ $C_{97} = 1,6$ $C_{98} = 1,6$ $C_{99} = 1,6$ $C_{100} = 1,6$	T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	4	0,8	0,03	0,35	6,7	8,41	8,41	8,41	8,41	8,41	8,41	7,89	6,7	1,71	0	0	0	0	0,52	7,83	0,02	2,68	1,44
	3	0,6	0,13	0,63	12,06	15,15	15,15	15,15	15,15	15,15	15,15	14,13	18,76	4,8	0	0	0	0	1,48	22,08	0,024	3,45	1,85
	2	0,4	0,28	0,84	16,03	20,19	20,19	20,19	20,19	20,19	20,19	18,33	34,75	8,9	0	0	0	0	2,74	41,01	0,021	3,06	1,64
	1	0,2	0,46	0,95	18,13	22,84	22,84	22,84	22,84	22,84	22,84	21,4	53,04	13,55	0	0	0	0	4,18	62,41	0,024	3,45	1,85
	RDC	0	0,66	1,0	19,15	24,04	24,04	24,04	24,04	24,04	24,04	22,53	72,13	18,44	0	0	0	0	-5,63	84,34	0,02	2,55	1,44

VERIFICATION: $M_{ext} = 1788,67 \text{ tm}$

$$\begin{aligned}
 & 16,76 + 2 \times 72,19 (1,275 + 1,6 \times 5 + 1,5) + 2 \times 18,44 (1,6 + 4 \times 1,6 + 1,5) + 2 \times 0 () \\
 & + 2 \times 0 () + 2 \times 0 () + 2 \times 0 () - 5,63 \times 2 (1,5) + 2 \times 84,34 (0) \\
 & = 1905,74 \text{ tm} \quad E = 6\%
 \end{aligned}$$



VOILE V61								
Trumeaux I et II $h_i = 6,40m$ $h = 12,80m$		NIV	T	4	3	2	1	RDC
G(t)	6,05	14,148	14,148	14,148	14,148	14,148	14,148	14,148
Q(t)	0,73	1,825	1,825	1,825	1,825	1,825	1,825	1,825
N _G	6,05	20,198	34,346	48,194	62,642	76,79	76,79	76,79
N _Q	0,73	2,555	4,38	6,205	8,03	9,855	9,855	9,855

YPILES V61 ; V62								
Trumeaux 1 $h_i = 0,95m$		Trumeaux 2,3,4,5,6,7 $h_i = 3,2m$		Trumeaux 8 $h_i = 2,25m$				
NIV	T	4	3	2	1	RDC		
G(t)	1,987	3,843	3,843	3,843	3,843	3,843	3,843	3,843
Q(t)	0,294	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735	0,735
N _G	1,987	5,83	9,673	13,516	17,359	21,202	21,202	21,202
N _Q	0,294	1,029	1,764	2,499	3,234	3,969	3,969	3,969
G(t)	2,838	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49	5,49
Q(t)	0,42	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05	1,05
N _G	2,838	8,328	13,818	19,308	24,798	30,288	30,288	30,288
N _Q	0,42	1,47	2,52	3,57	4,62	5,67	5,67	5,67
G(t)	0,842	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63	1,63
Q(t)	0,125	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312	0,312
N _G	0,842	2,472	4,102	5,732	7,362	8,992	8,992	8,992
N _Q	0,125	0,437	0,749	1,061	1,373	1,685	1,685	1,685

COMBINAISONS

VOILE V_{t_1}		VOILE V_{t_5}		VOILE V_{t_2}		VOILE V_{t_6}		VOILE $V_{t_2'}$ V_{t_3}, V_{t_4}	
trameaux 1 et 2		trameaux 1 et 2		trameaux 1 et 2		trameaux 1 et 2		trameaux 1 et 2	
N	NG	NQ	NE	ME	0,86-E	0,86+E	G+Q+IEI	N	NG
T	9,865	1,46	4,72	-7,67	3,172	12,612	16,05	T	9,865
U	27,785	5,11	10,23	-12,86	11,098	32,458	43,13	U	27,785
3	45,705	8,76	16,27	-3,05	20,294	52,83	70,74	3	45,705
2	63,625	12,41	22,57	15,79	28,33	73,47	98,61	2	63,625
1	81,545	16,06	27,17	46,05	38,07	92,41	124,78	1	81,545
RDC	99,465	19,71	27,17	92,72	52,40	106,74	146,35	RDC	99,465
N	NG	NQ	NE	ME	0,86-E	0,86+E	G+Q+IEI	N	NG
T	9,865	1,46	5,25	-7,85	2,64	13,14	16,58	T	9,865
U	27,785	5,11	11,37	-14,51	10,86	33,60	44,27	U	27,785
3	45,705	8,76	18,08	-3,15	18,48	54,64	72,55	3	45,705
2	63,625	12,41	25,08	17,66	25,82	75,98	101,42	2	63,625
1	81,545	16,06	30,18	51,09	35,06	95,42	128,78	1	81,545
RDC	99,465	19,71	30,18	103,42	49,40	109,75	149,36	RDC	99,465
N	NG	NQ	NE	ME	0,86-E	0,86+E	G+Q+IEI	N	NG
T	9,865	1,46	5,53	-8,26	2,36	13,42	16,86	T	9,865
U	27,785	5,11	14,98	-15,27	10,25	34,21	44,88	U	27,785
3	45,705	8,76	19,04	-3,32	17,52	33,60	73,51	3	45,705
2	63,625	12,41	26,41	18,60	24,50	77,31	102,40	2	63,625
1	81,545	16,06	31,78	53,77	33,46	97,02	129,28	1	81,545
RDC	99,465	19,71	31,78	101,54	47,8	114,35	150,96	RDC	99,465
N	NG	NQ	NE	ME	0,86-E	0,86+E	G+Q+IEI	N	NG
T	9,865	1,46	4,96	-7,42	2,93	12,85	16,28	T	9,865
U	27,785	5,11	10,74	-13,61	11,5	32,97	43,64	U	27,785
3	45,705	8,76	17,08	-3,20	19,48	53,64	71,55	3	45,705
2	63,625	12,41	23,69	16,57	27,21	74,59	99,77	2	63,625
1	81,545	16,06	28,51	48,35	36,73	93,75	126,12	1	81,545
RDC	99,465	19,71	28,51	97,26	51,06	108,48	147,68	RDC	99,465
N	NG	NQ	NE	ME	0,86-E	0,86+E	G+Q+IEI	N	NG
T	9,865	1,46	5,83	0	-0,39	10,67	12,61	T	9,865
U	20,198	2,555	13,60	2,47	2,56	29,26	36,35	U	20,198
3	34,346	4,38	24,87	15,91	2,61	52,35	61,6	3	34,346
2	48,194	6,205	37,5	31,13	1,05	76,06	91,90	2	48,194
1	62,642	8,03	48,19	67,06	1,92	98,30	118,86	1	62,642
RDC	76,79	9,855	48,19	125,03	17,24	109,62	134,74	RDC	76,79

V_{L1}, V_{L2}	trameau 1	N	NG	Nq	NE	ME	0,16 - E	0,86 + E	G+Q+E
		T	0,842	0,125	0	0	0,67	0,67	0,97
		4	2,472	0,437	6,7	0,02	-4,72	8,68	9,61
		3	4,102	0,749	18,76	0,024	-15,48	22,04	23,61
		2	5,732	1,061	34,85	0,021	-30,26	39,44	41,64
		1	7,362	1,373	53,04	0,024	-47,15	58,93	61,78
		RDC	8,992	1,685	72,19	0,02	-65	79,38	82,87
V_{L1}, V_{L2}	trameau 2	N	NG	Nq	NE	ME	0,86 - E	0,86 + E	G+Q+E
		T	2,838	0,42	0	0	2,27	2,27	3,26
		4	8,328	1,47	1,71	2,68	4,95	8,37	11,51
		3	13,818	2,52	4,7	3,45	6,25	13,85	21,14
		2	19,308	3,57	8,9	3,06	6,55	24,35	31,78
		1	24,798	4,62	13,55	3,45	6,29	33,39	42,97
		RDC	30,288	5,67	18,44	2,55	5,79	42,67	53,40
V_{L1}, V_{L2}	trameau 7	N	NG	Nq	NE	ME	0,86 - E	0,86 + E	G+Q+E
		T	2,838	0,42	0	0	2,27	2,27	3,26
		4	8,328	1,47	0,52	2,68	6,14	7,18	10,32
		3	13,818	2,52	1,48	3,45	9,57	12,53	17,82
		2	19,308	3,57	2,74	3,06	12,71	17,19	25,62
		1	24,798	4,62	4,18	3,45	15,66	24,02	33,60
		RDC	30,288	5,67	5,69	2,55	18,54	29,92	41,65
V_{L1}, V_{L2}	trameau 3,4,5,6	N	NG	Nq	NE	ME	0,86 - E	0,86 + E	G+Q+E
		T	2,838	0,42	0	0	2,27	2,27	3,26
		4	8,328	1,47	0	2,68	6,66	6,66	9,80
		3	13,818	2,52	0	3,45	11,05	11,05	16,34
		2	19,308	3,57	0	3,06	15,45	15,45	22,88
		1	24,798	4,62	0	3,45	19,84	19,84	29,42
		RDC	30,288	5,67	0	2,55	24,23	24,23	35,96
V_{L1}, V_{L2}	trameau 8	N	NG	Nq	NE	ME	0,86 - E	0,86 + E	G+Q+E
		T	0,842	0,125	0	0	0,67	0,67	0,97
		4	2,472	0,437	6,7	0,02	-4,72	8,68	9,61
		3	4,102	0,749	18,76	0,024	-15,48	22,04	23,61
		2	5,732	1,061	34,85	0,021	-30,26	39,44	41,64
		1	7,362	1,373	53,04	0,024	-47,15	58,93	61,78
		RDC	8,992	1,685	72,19	0,02	-65	79,38	82,87

VOILE		Vt 8					
trumeaux		1 et 2					
N	N _G	N _q	N _E	M _E	0,86 - E	0,86 + E	G + q + E
T	6,05	0,73	5,82	-8,69	-0,93	10,65	12,59
4	19,41	2,555	12,60	-16,06	2,93	28,13	34,56
3	32,77	4,38	20,02	-3,49	6,21	46,23	57,16
2	46,13	6,205	27,36	19,55	9,14	64,66	80,10
1	59,49	8,03	33,41	56,55	14,18	81	100,93
RDC	72,85	9,855	33,41	114,16	24,77	91,69	116,12

Efforts dans les trumeaux

VOILES	TRUMEAUX	h_t (cm)	M (tm)	N_{min} (t)	T_j (t)	e_0^{min} (m)	SOLLIC. NATURE	N^{max} (t)	e_0^{max} (m)	SOLLIC NATURE
V_{t1}	I, II	615	125,03	13,22	24,73	9,44	SPC	134,84	0,92	SEC
V_{t2}	I, II	560	92,72	52,40	16,70	1,77	SPC	146,35	0,63	SEC
V_{t3}	I, II	560	92,72	52,40	16,70	1,77	SPC	146,35	0,63	SEC
V_{t4}	I, II	560	92,72	52,40	16,70	1,77	SPC	146,35	0,63	SEC
V_{t5}	I, II	560	97,26	51,06	17,53	1,90	SPC	147,68	0,66	SEC
V_{t7}	I, II	560	108,54	47,80	19,53	2,27	SPC	150,96	0,72	SEC
V_{t6}	I, II	560	103,12	49,40	18,53	2,09	SPC	149,36	0,69	SEC
V_{t8}	I, II	560	114,16	24,87	20,54	4,59	SPC	116,12	0,98	SPC
V_{L1} V_{L2}	I	40	0,02	-65	0,17	0,0003	SET	82,87	0,0002	SEC
	II	210	2,55	5,79	24,39	0,44	SPC	54,40	0,05	SEC
	III	210	2,55	24,23	24,39	0,11	SEC	35,96	0,07	SEC
	IV	210	2,55	24,23	24,39	0,11	SEC	35,96	0,07	SEC
	V	210	2,55	24,23	24,39	0,11	SEC	35,96	0,07	SEC
	VI	210	2,55	24,23	24,39	0,11	SEC	35,96	0,07	SEC
	VII	210	2,55	18,54	24,39	0,14	SEC	41,65	0,06	SEC
	VIII	170	1,44	-67,98	13,03	0,02	SET	110,11	0,013	SEC

Section entièrement comprimée S&C

N': effort de compression $e_0 < \frac{h_t}{6}$

$e_0 = \frac{M_G}{N}$ béton

armatures symétriques

$f = \frac{\sigma'_b b h_t}{N}$ $\beta = \frac{\sigma'_{Me8}}{N' h_t}$ $c = 0,27 (1 - 2\delta')^2 f$

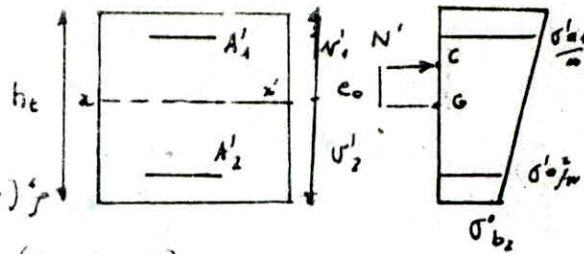
$D = 0,13 (p - \beta) - 0,9 (1 - f) (1 - 2\delta')^2$ $\epsilon = -(1 + \beta - f)$

$\omega' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C}$ $A'_1 = A'_2 = \frac{\omega' b h_t}{100}$

détermination des contraintes :

$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B' + 15A'}$ $\frac{M_G v_1}{I_{xx'}}$ $\sigma'_{b2} = \frac{N'}{B' + 15A'}$ $-\frac{M_G v_2}{I_{xx'}}$

B': section du béton $A' = A'_1 + A'_2$



section entièrement tendue: SET

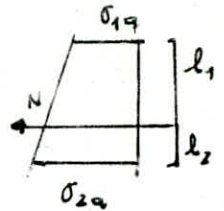
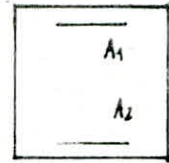
N: effort de traction

la résultante des forces extérieures passe entre les armatures.

les sections d'acier sont données par :

$A_1 = \frac{N l_2}{2 \sigma_a}$ $A_2 = \frac{N l_1}{2 \sigma_a}$

détermination des contraintes : $\sigma_{a1} = \frac{N l_2}{2 A_1}$ $\sigma_{a2} = \frac{N l_1}{2 A_2}$



Distribution de l'effort tranchant dans les trumeaux :

Pour les voiles avec ouvertures la distribution se fera proportionnellement à leur inerties propres

$T_j = \frac{I_j}{\sum I_j} T$

T: effort tranchant repris par le voile

T_j effort tranchant repris par l'élément de refend

NI R.DC-2

NII 2-4

NIII 4-T

$T_E = 283,21 t$

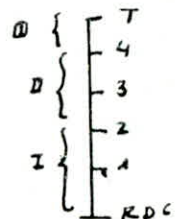
$T_E = 262,95 t$

$T_E = 161,67 t$

$T_L = 306,8 t$

$T_L = 284,85 t$

$T_L = 175,13 t$



SEISME TRANSVERSAL				
VOILES	%	NI	NII	NIII
V61	17,46	49,45	45,91	28,23
V61,3,4	11,79	33,40	31,0	19,06
V65	12,38	35,06	32,55	20,01
V66	13,09	37,07	34,42	21,16
V67	13,79	39,05	36,26	22,30
V68	14,5	41,07	38,13	23,44
SEISME LONGITUDINAL				
VOILES	%	NI	NII	NIII
VL1	52,04	159,65	148,24	91,14
VL2	50,12	153,8	142,8	87,78

Sous l'action des forces verticales et horizontales; un trumeau est sollicité par un effort normal N ; un moment fléchissant M et un effort tranchant T . Un refend est donc calculé en flexion composée. Les aciers seront calculés par la méthode de P. CHARON.

- 1- détermination à partir des combinaisons des efforts M, N
- 2- Calcul des aciers sous la combinaison (N_{min}, M) et T
- 3- Choix des aciers et leur comparaison avec ceux du règlement.
- 4- Vérification des contraintes sous $(N_{max}; M)$ et T

D'après le règlement en vigueur RPA les refends doivent comporter 3 types d'armatures.

a. armatures verticales:

disposées en général en 2 nappes parallèles aux forces du refend. Elles serviront à reprendre les contraintes dues à la flexion composée.

b. armatures horizontales:

disposées en général en 2 nappes parallèles aux forces du refend

c. armatures transversales:

elles relient les 2 nappes d'armatures verticales

Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \text{ si } e_0 < \frac{h_f}{2} \text{ avec } e_1 = \frac{h_f}{6} \quad e_0 = \frac{M}{N}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 \cdot 2 \text{ si } e_0 > \frac{h_f}{2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 \text{ bars}$$

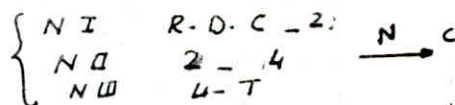
$$\bar{\sigma}'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Les contraintes sont majorées de 50% (art. RPA 81)

Ferraillage:

On fait le ferraillage pour 3 niveaux:



section partiellement comprimée: SPC

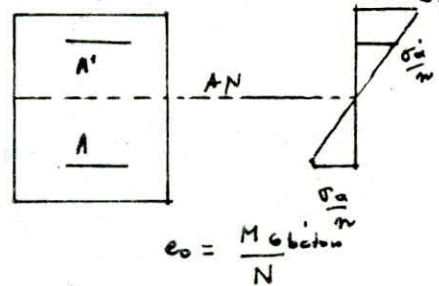
(N effort de compression ou traction $e_0 > \frac{h_f}{6}$)

- On calcule $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \epsilon, K, \alpha$

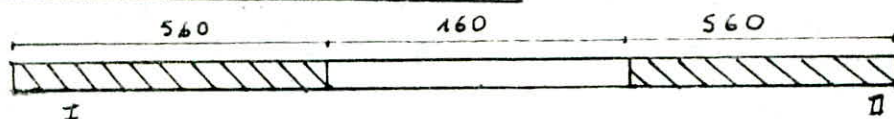
- si $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$ sinon $A' \neq 0$

- calcul de $A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \epsilon h}$ avec $M_f = M + N \left(\frac{h_f}{2} - d \right)$

- $A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$ $A_{min} = \frac{0,15 b l_f}{100}$ (RPA 81)



On fait la vérification des contraintes

VOILES $V_{t2}; V_{t3}; V_{t4}$ 

$$h_t = 560 \text{ cm} \quad b = 18 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

I. niveau R-D-C - 1^{er} étage (Tronçons I et II)

$$M = 92,72 \text{ tm}$$

$$N_{\min} = 52,4 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 146,35 \text{ t}$$

$$T = 16,7 \text{ t}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,93 \text{ m}$$

$$(e_0)_{N_{\min}} = 1,77 \text{ m} > e_1 \Rightarrow \text{SPC}$$

$$(e_0)_{N_{\max}} = 0,63 \text{ m} < e_1 \Rightarrow \text{SEC}$$

Calcul des armatures :A. armatures verticales :On calcule les armatures sous $(N_{\min}; M)$

$$e_0 = 1,77 \text{ m} < \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 68,5 \times 1,5 \left(1 + \frac{1,77}{3 \times 0,93}\right) = 167,94 \text{ Kg/cm}^2$$

la méthode P. Charon donne : $A' = 0 \quad A < 0$
(la section de béton est surabondante)

Le règlement RPA 81 prévoit un minimum (Art. 4.3.3.3)

a. longueur de la zone tendue : l_T :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Sigma} \pm \frac{M}{I} \nu = \frac{52,4 \times 10^3}{560 \times 18} \left(1 \pm \frac{6e_0}{h_t}\right)$$

$$\sigma_1 = -4,68 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (traction)}$$

$$\sigma_2 = 15,1 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compression)}$$

$$l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 1,32 \text{ m}$$

$$N_{tr} = \sigma_1 l_t \frac{b}{2} = 5559,8 \text{ t}$$

$$A_{tr} = \frac{N_{tr}}{\sigma_{cm}} = 1,32 \text{ cm}^2 \text{ (faible)}$$

le ferailage minimum donne (art 4.3.3.4 RPA 81)

$$A_{\min} = \frac{0,15 b l_t}{100} = 11,88 \text{ cm}^2 \quad 2T14 + 4T10 / \text{tr}$$

$$s \leq \min(1,5b; 30) = 27 \text{ cm} \quad A = 42,44 \text{ cm}^2$$

$$s \leq s/2 \text{ sur } 4/10 \text{ (Art. 4.3.3.4)}$$

b. zone courante :

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b s} \quad (\text{art. 4.3.2.2 RPA 81} \quad \bar{T} = 1,4 T)$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 1617}{18 \cdot (560 - d)} = 2,58 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{\Sigma A_i d_i}{\Sigma A_i} = 55,76 \text{ cm}$$

$$\tau_b < 0,025 \sigma'_{28} = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min} = 0,15 \cdot b = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \text{voir } 4T10 / \text{ml}$$

B. armatures horizontales :

$w_t = \frac{\sigma_b - 8}{\sigma_{cm}} 100 = -0,129 < 0$ (Art. 4.3.3.1 RPA 81)

$A_{min} = 2,7 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ (art. 4.3.3.2 RPA 81)

espacement $s \leq (1,5 b ; 30 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$

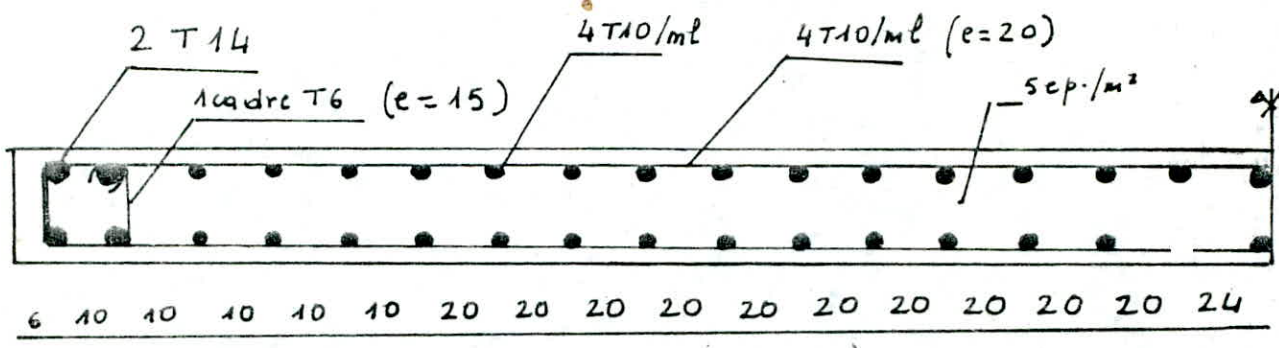
C. armatures transversales :

- Un cadre T6 pour les potelets (zone d'about) $e = 15 \text{ cm}$ (art. 4.3.3.8) pour les barre verticales
- 4 épingles / m² au moins dans la zone courante ou tendue (Art 4.3.3.11)
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur de chaque nappe :

Longueur de recouvrement :

Le renversement des efforts étant possible en signe en cas de seisme ; on prend (Art. 4.3.3.11) $l_r = 50 \phi$
 pour les barres verticales $l_r = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$
 pour les barres horizontales $l_r = 50 \times 1 = 50 \text{ cm}$

Schema de Ferrailage :



Verification des contraintes :

sous $\begin{cases} N_{max} = 146,35 \text{ t} \\ M = 92,72 \text{ tm} \\ e_0 = 0,63 \text{ SEC} \end{cases}$ $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 68,5 \times 1,5 \left(1 + \frac{0,63}{3 \times 0,93}\right) = 125,95 \text{ K/c}$

Les contraintes calculées sont : $\begin{cases} \sigma'_{b1} = 24,11 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{b2} = 0,75 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \\ \sigma_a = 361,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$

sous $\begin{cases} N_{min} = 52,4 \text{ t} \\ M = 92,72 \text{ tm} \\ e_0 = 1,77 \text{ m} \end{cases}$ $\begin{cases} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 167,94 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Les contraintes calculées sont : $\begin{cases} \sigma'_{b1} = 23,86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \\ \sigma'_{a2} = 327,52 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \\ \sigma_a = -83,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$

II - NIVEAU II 1^{er} étage - 5^e étage :

$M = 15,78 \text{ tm}$
 $N_{\min} = 28,33 \text{ t}$
 $N_{\max} = 98,61 \text{ t}$
 $T = 16,7 \text{ t}$
 $(e_0)_{N_{\min}} = 0,56 \text{ m} < \frac{h_t}{6} = 0,93 \text{ m} \text{ SEC}$

Le niveau I (RDC) étant sollicité par des efforts plus grands que ceux du niveau II ; il est ferrillé par des sections d'acier minimales ; donc le niveau II sera ferrillé de la même façon que le niveau I.

Ferraillage du Voile V_{L1} ; V_{L2} trumeau I

Les dimensions de ce trumeau étant faibles on peut le considérer comme un poteau de dimensions :

$h_t = 40 \text{ cm}$ et sera ferrillé selon l'article 4-2-3-1
 $b_0 = 18 \text{ cm}$

A. armatures longitudinales :

$M = 0,02 \text{ tm}$
 $N_{\min} = -65 \text{ t}$
 $N_{\max} = 82,87 \text{ t}$
 $T = 0,17 \text{ t}$
 $(e_0)_{N_{\min}} = 0,0003 \text{ m} < \frac{h_t}{6} = 6,67 \text{ cm}$
 $\rightarrow \text{SET}$

La méthode p. Charon donne $A_1 = A_2 = 7,75 \text{ cm}^2$
 (art 4-2-3-1 RPA 81)

$A_{\min} = 1\% b h_t \text{ (zone II)} = 7,2 \text{ cm}^2$

Adopté = 8T16

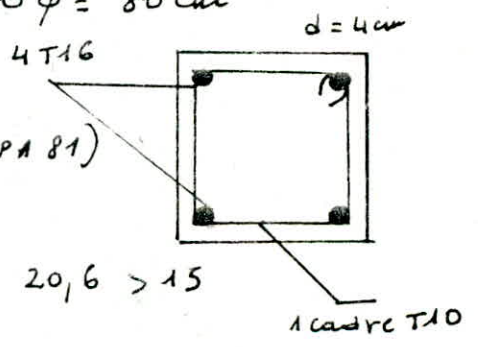
Longueur de recouvrement : $l_r = 50 \phi = 80 \text{ cm}$

B. armatures transversales :

$A_t = \frac{5 \times 1,25 \bar{T}}{h_t \sigma_{sw}}$ (art 4-2-3-12 RPA 81)

T calculé selon (Art. 4-2-2-1) :

$\lambda = \frac{\mu b_0}{i} = \frac{\mu b_0}{\sqrt{I/S}} = \frac{0,7 \times 3,40}{\sqrt{\frac{96000}{720}}} = 20,6 > 15$
 $\lambda > 15 \Rightarrow \bar{T} = 2 \times T = 0,34 \text{ t}$



$s \leq 12 \phi$ en zone courante $s \leq 19,2 \text{ cm} \Rightarrow s = 16 \text{ cm}$
 $s \leq \min(10 \phi ; 15 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$ en zone nodale $s = 10 \text{ cm}$

$A_t = 0,025 \text{ cm}^2$ en zone nodale

$A_t = 0,04 \text{ cm}^2$ en zone courante

$A_{t\min} = 0,004 \times s \times b = 1,15 \text{ cm}^2$ soit un cadre T10

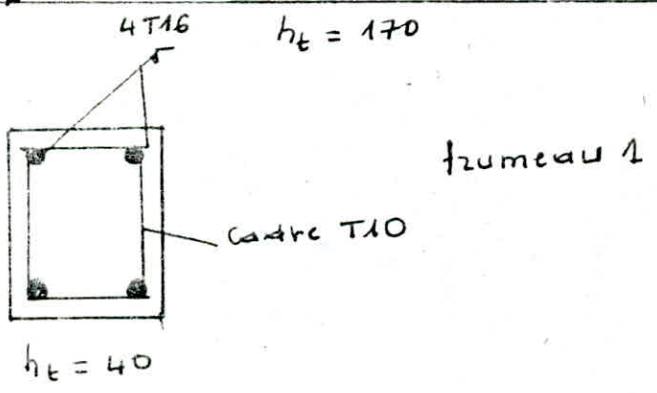
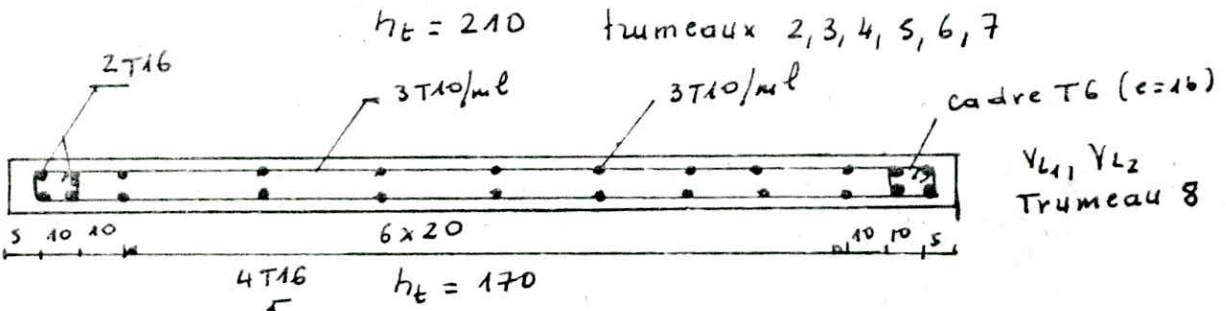
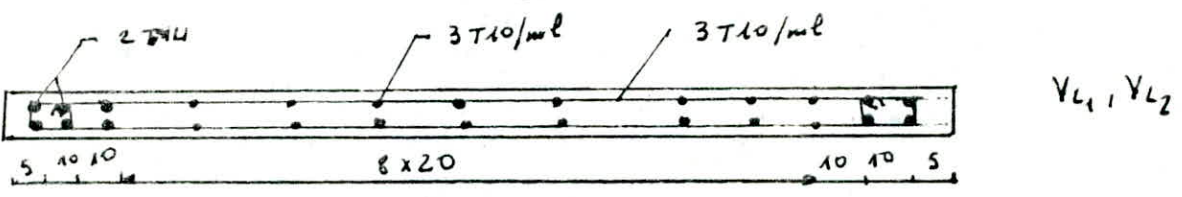
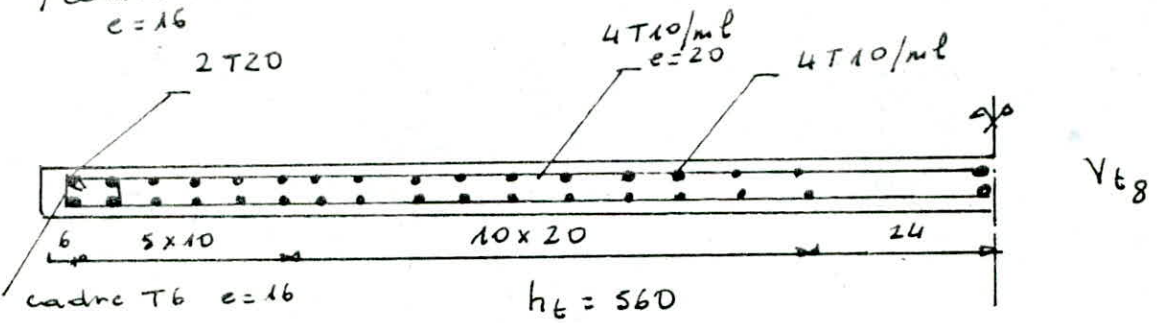
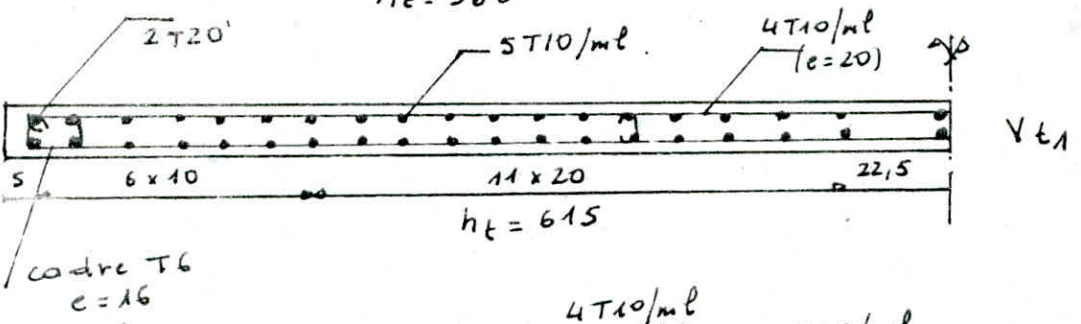
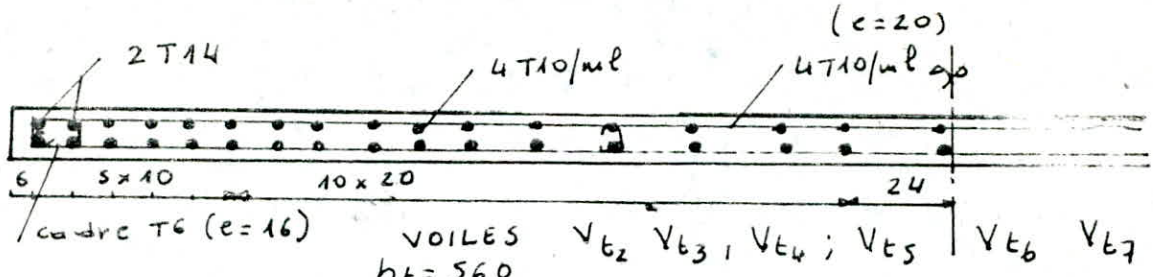
Vérification des contraintes :

sous $N_{\min} = -65 \text{ t}$ SET $\sigma_{a1} = 4052 \text{ kg/cm}^2$
 $M = 0,02 \text{ tm}$ $\sigma_{a2} = 4052 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = \frac{2T}{b_3} = 0,56 \text{ kg/cm}^2$
 sous $N_{\max} = 82,87 \text{ t}$ SEC $\sigma'_{b1} = 44,04$ $\sigma_a = 661$ $\bar{\sigma}_b = 0,15 \sigma'_{2g} = 41,25$
 $M = 0,02 \text{ tm}$ $\sigma'_{b2} = 48,74$

FERAILLAGE DES TRUPEAUX

VOILE	TRUM.	NATURE SOLL	L ₀ (m)	armatures verticales		armatures horizontales	armatures transversales	
				zone d'about	zone courante		zone d'about	zone courante
VE1	I, D	SPC	2,52	4 T 20	4 T 10 / ml	4 T 10 / ml	1 cadre T6 s = 16 cm	5 cpi 10 / m ²
VE2	I, D	SPC	1,32	4 T 14	4 T 10 / ml	4 T 10 / ml	"	"
VE3	I, D	SPC	1,32	"	"	"	"	"
VE4	I, D	SPC	1,32	"	"	"	"	"
VE5	I, D	SPC	1,43	"	"	"	"	"
VE6	I, D	SPC	1,54	"	"	"	"	"
VE7	I, D	SPC	1,54	"	"	"	"	"
VE8	I, D	SPC	2,23	4 T 20	"	"	"	"
VL1	3,4 5,6	SEC	-	4 T 14	"	3 T 10 / ml	"	"
	1	SET	0,40	4 T 16	"	-	1 cadre T10 s = 10	"
VL2	2	SPC	0,215	4 T 14	"	3 T 10 / ml	1 cadre T6 s = 16	"
	7	SEC	-	4 T 14	"	3 T 10 / ml	"	"
	8	SET	1,70	4 T 16	"	3 T 10 / ml	"	"

Schemas de ferrailage des trumeaux :



Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont le sens d'action peuvent altérer; il sera alors nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique de la section transversale du linteau. La section d'acier sera évaluée à partir des contraintes résultant de la combinaison du second genre $G+Q+E$

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts les plus défavorables doivent être effectuées avec

$$\bar{T} = 1,4 T \quad (\text{art 4-3-2-5 RPA 81})$$

$$M = \pi a$$

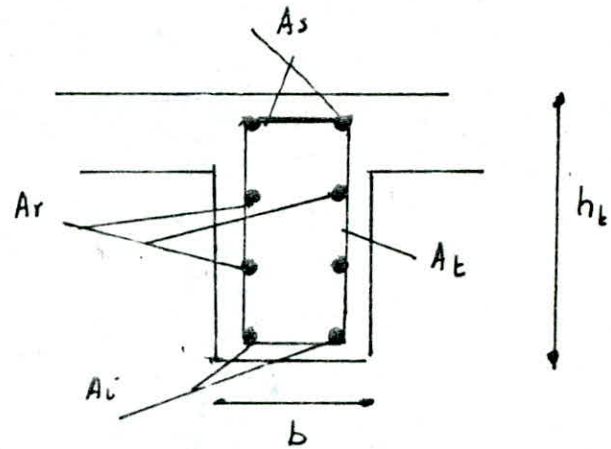
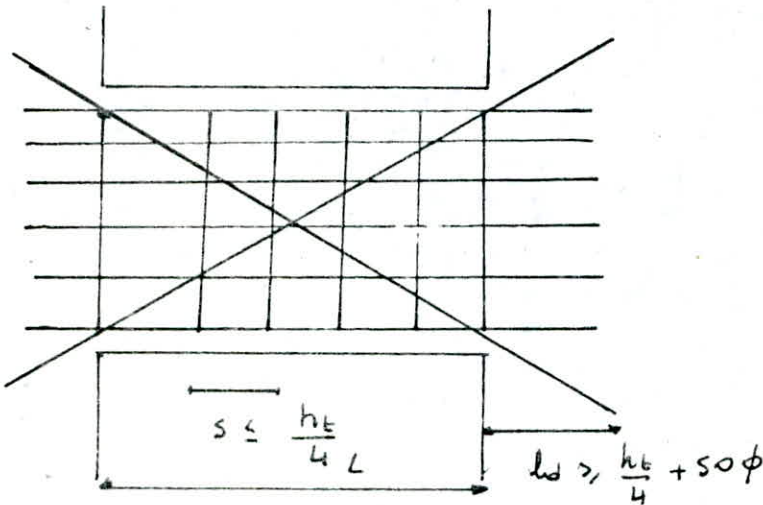
$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28} = 0,12 \times 275 = 33,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma_{28} = 206,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

(art 4-3-3-14 RPA 81)

pour $\bar{\sigma}_b > 0,06 \sigma_{28}$ on doit disposer des armatures supplémentaires dans les angles suivant la figure suivante :



On doit avoir : $A_i, A_s \geq 0,0015 b h_t$

$A_r \geq 0,0020 b \times h_t$

$A_t \geq 0,0025 b \times s$

si $\bar{\sigma}_b > 0,06 \sigma_{28} \Rightarrow A_x \geq 0,0015 b h_t$

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastrées à leur deux extrémités et sollicités en flexion simple par des charges verticales dues à G, Q, E . Pour le calcul nous nous intéresserons aux linteaux les plus sollicités.

Remarque: Vu que la longueur des linteaux est petite; le ferrailage en travée sera le même que celui en appui.

La méthode en flexion simple consiste à calculer $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2}$ puis à trouver pour cette valeur dans les tableaux (P. Charon) les valeurs E, K ; $\sigma'_b = \frac{\sigma_0}{K}$ et $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h}$

si $\sigma'_b > \bar{\sigma}'_b$ les armatures de compression sont nécessaires

$$L = 2a = 0,5 \text{ m}$$

$$h_t = 1,30 \text{ m}$$

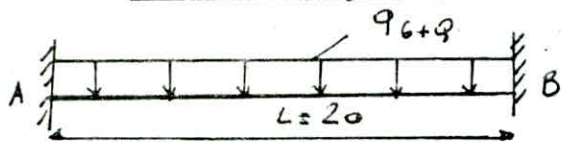
$$b = 18 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 1,30 - 0,03 = 1,27 \text{ m}$$

$$\text{Surface} = 0,394 \text{ m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

a) sous les charges verticales :



$$T_A = T_B = q \frac{L}{2}$$

$$M_A = M_B = - \frac{qL^2}{12}$$

$$M_t = q \frac{L^2}{24}$$

$$G+Q = 0,625 \times 0,394 + 0,250 \times 0,394 = 0,64 \text{ t} \Rightarrow q = \frac{0,64}{0,5} = 1,28 \text{ t/m}$$

$$T_q = 0,32 \text{ t}$$

$$M_q = 0,03 \text{ tm}$$

$$M_t = 0,013 \text{ tm}$$

b) sous les charges horizontales :

$$\pi_{\max} = 12,63 \text{ t (au niveau du 2}^{\text{e}} \text{ étage)}$$

$$M_{\pi} = \pi a = 12,63 \times 0,25 = 3,16 \text{ tm}$$

c) effort tranchant total sous (G+Q+E) :

$$T = T_{G+Q} + \pi_{\max} = 12,95 \text{ t} \Rightarrow \bar{T} = 1,4T = 18,13 \text{ t}$$

d) moment total d'encastrement: sous (G+Q+E)

$$M = M_q + M_{\pi} = 0,03 + 3,16 = 3,19 \text{ tm} \Rightarrow \bar{M} = 1,4M = 4,47 \text{ tm}$$

e) calcul des armatures :

$$e_1) \mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4,47 \cdot 10^5}{4200 \times 18 \times 127^2} = 0,0055 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,966 \\ K = 132 \end{matrix}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = 0,87 \text{ cm}^2 \text{ (très faible)}$$

$$\text{Amin selon RPA81 : } A_s > 0,0015 b h_t = 3,51 \text{ cm}^2 \\ \text{soit } 2T16 \text{ filantes } A = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$e_2) \text{ armatures de répartition } A_r > 0,0020 b h_t = 4,68 \text{ cm}^2 \\ \text{soit } 6T10 \text{ filantes } A = 4,71 \text{ cm}^2$$

e-3) armatures transversales

$$A_t > 0,0025 b s \approx 0,9 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \text{ cadre } T8 \quad A = 1 \text{ cm}^2$$

$$s \leq \frac{h_t}{4} = 32,5 \text{ cm} \Rightarrow s = 20 \text{ cm}$$

e-4) armatures d'angle

$$\tau_b = \frac{T}{b s} = \frac{T}{b E h} = 8,21 \text{ Kg/cm}^2 < 0,06 \bar{\sigma}_a$$

les armatures d'angle
ne sont pas
nécessaires

N.B. Dans le cas où les armatures d'angle sont nécessaires,
 $A_x > 0,0015 b h_t$
 la longueur de la barre diagonale:

$$L_1 = \sqrt{L^2 + h_t^2} + \sum \frac{L_d}{\cos \alpha} \quad \text{avec } \alpha = \arctg\left(\frac{h_t - 2d}{L}\right)$$

f) Longueur d'ancrage:

$$l_d > h_t/4 + 50\phi = 112,5 \rightarrow l_d = 120 \text{ cm}$$

B. Vérifications:

B.1. vérification à l'effort tranchant

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b z} = \frac{18,13}{18 \times 0,966 \times 127} = 8,21 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33,05 \text{ Kg/cm}^2$$

B.2. condition de non entraînement des barres:

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_s^2 \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,6^2 \times 5,9 = 30,21 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{\bar{T}}{n p_u z} = \frac{18,13 \times 10^3}{\pi \times 1,6 \times 0,966 \times 127} = 14,70 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$$

($p_u = \pi \phi$ n: mbre de barres)

B.3. condition de non fragilité:

$$A > 0,69 b_t h_t \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times \frac{5,9}{4200} \times 130 \times 18 = 2,27 \text{ cm}^2$$

$$\text{or } A = 4,02 \text{ cm}^2 > 2,27 \text{ cm}^2$$

B.4. Vérification des contraintes:

$$w = \frac{100 \times A}{b h} = \frac{100 \times 4,02}{18 \times 127} = 0,176 \rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9320 \\ K = 58,5 \end{matrix}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{58,5} = 71,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{4,47 \times 10^5}{4,02 \times 0,932 \times 127} = 939,42 \text{ Kg/cm}^2 < 4200$$

B.5. Vérification à la fissuration

$$w_f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,02}{2 \times 18 \times 3} = 0,037$$

$n = 1,6$ « voir HA
 $K = 1,5 \times 10^6$ fissuration
 peu nuisible

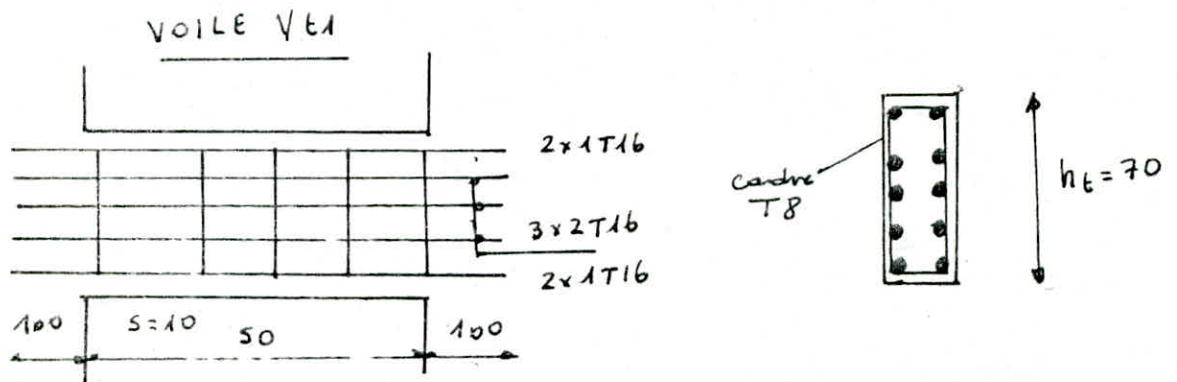
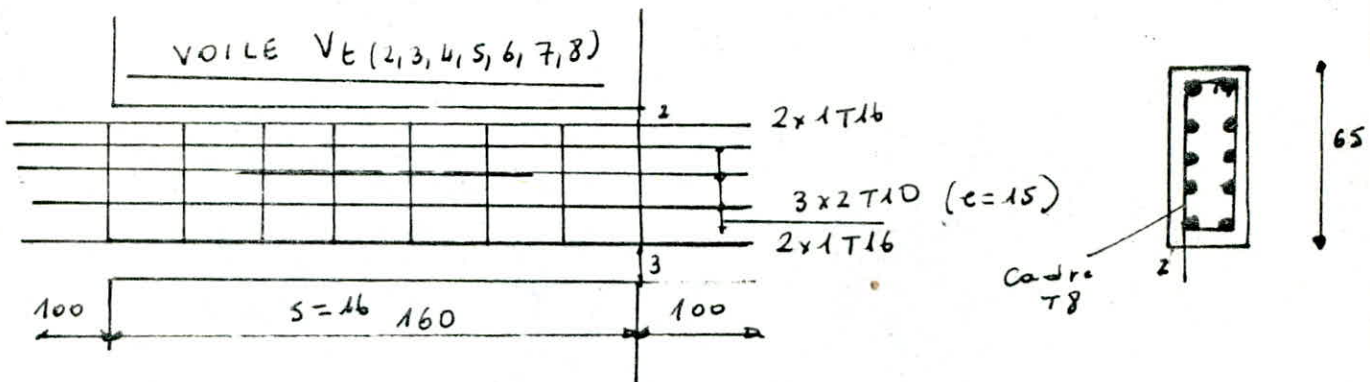
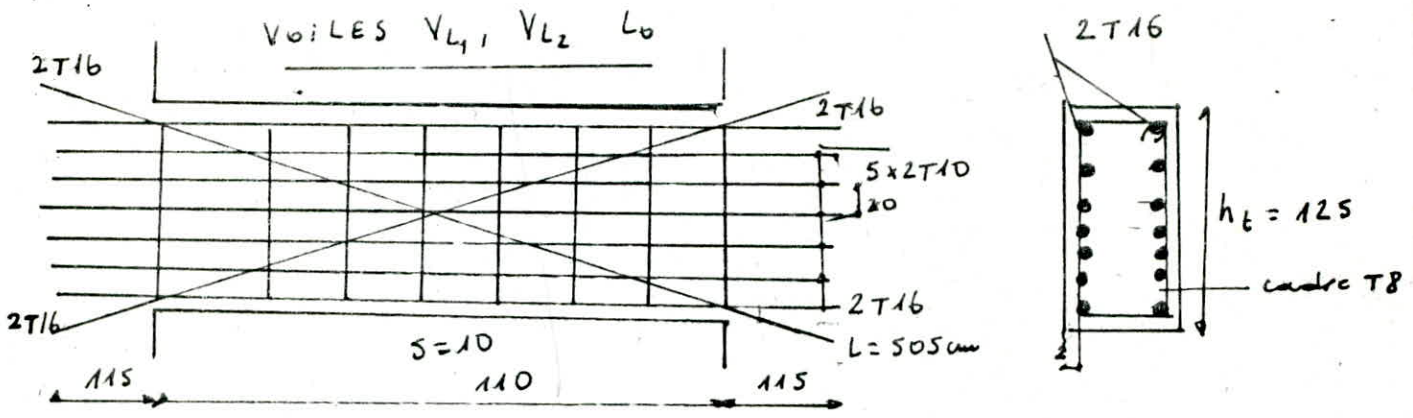
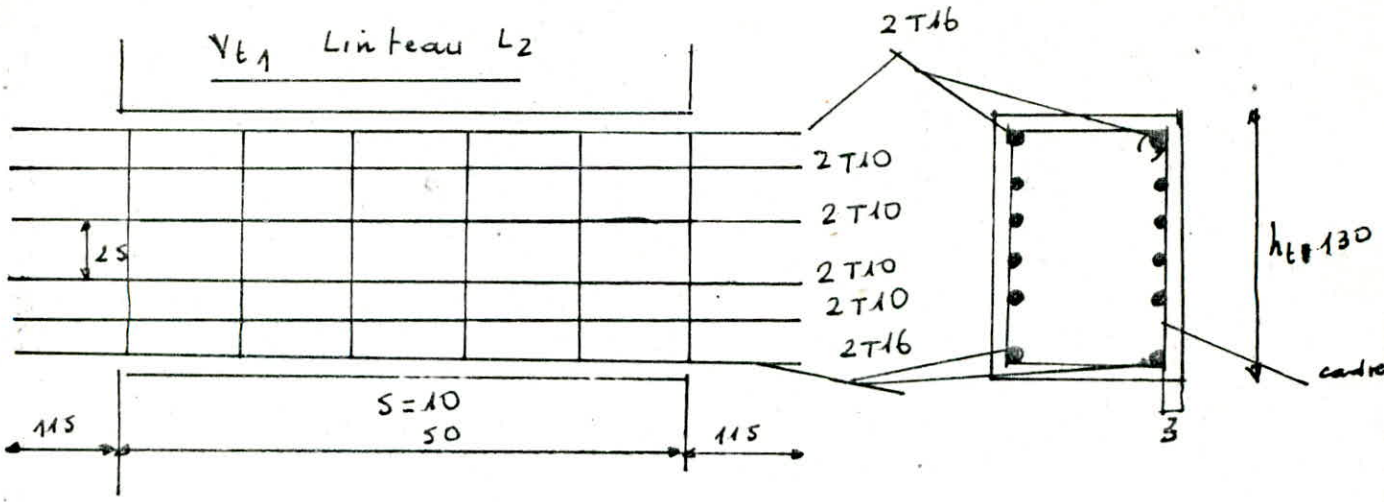
$$\sigma_1 = \frac{K M}{\phi_{(n)}} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = 4051 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K M \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2258 \text{ Kg/cm}^2$$

non vérifié

Caractéristiques	VOILES	V E A		Vt 2,3,4,5,6 7,8	V _{L1} , V _{L2}
	Linteaux	L ₂	L ₅	L ₂	L ₀
Caractéristiques	S (cm ²)	0,394	0,394	0,394	1,373
	L = 2a (cm)	50	50	160	110
	b (cm)	18	18	18	18
	ht (cm)	130	70	65	125
	h (cm)	127	67	62	123
	T _q (6+q) (t)	0,32	0,25	0,59	0,913
EFFORTS	π _{max} (t)	12,63	5,83	7,75	24,04
	T = 1,4T (t)	18,13	8,51	11,68	34,93
	M _q (tm)	0,03	0,01	0,08	0,084
	M _π (tm)	3,16	1,46	6,20	13,22
	M = M _q + M _π	3,19	1,47	6,28	13,3
	M̄ = 1,4M	4,47	2,06	8,79	18,63
FERAILLAGE	A calculé (cm ²)	0,87	0,76	3,71	3,90
	A _{min} (cm ²)	3,51	1,89	1,755	3,375
	A adopté cm ²	2T16	2T16	2T16	2T16
	A _{2 min}	4,68	2,52	2,34	4,5
	A _{2 adopté}	10T10	6T10	6T10	10T10
	S (cm)	25	16	15	25
	Z _b kg/cm ²	8,21	7,06	11,5	17,08
	A _x (cm ²)	INUTILE	INUTILE	INUTILE	2T16
	L _d (cm)	115	100	100	115
	L (cm)	-	-	-	505
VERIFIC.	σ _b kg/cm ²	71,8	101,45	108,25	73,68
	σ ₀ kg/cm ²	939,42	839,2	3887,91	4048,73
	σ ₁ "	4051	4051	4051	5385
	σ ₂ "	2258	2258	2258	2258
	σ _d "	14170	7,38	15	29,10

Shemas de Ferailage des linteaux :



calcul de la dalle sur 4 cotés

$h_t = 16$

$l_x = 1,82 \text{ m}$

$l_y = 3,02 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_y}{l_x} = 0,60$

$P = 0,925 \text{ t/m}^2 \times 1,82 \times 3,02 = 5,08 \text{ t}$

$\rho = 0,6$

$1/\rho = 1,67$

→ abaque Pigeaud

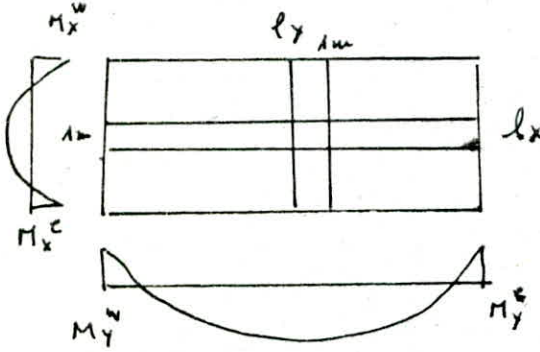
$M_1 = 0,043$

$M_2 = 0,015$

$M_{0x} = (M_1 + 0,15 M_2) P = 0,23 \text{ tm}$

$M_{0y} = (M_2 + 0,15 M_1) P = 0,11 \text{ tm}$

moments en travée (cc BA 68 art. 57,2)



On fera le calcul pour une bande de largeur 1m

$M_x^t = 0,85 M_{0x} = 0,20 \text{ tm}$

$M_y^t = 0,85 M_{0y} = 0,094 \text{ tm}$

moments sur appuis:

$M_x^w = 0,3 M_{0x} = 0,07 \text{ tm}$

$M_y^w = 0,3 M_{0y} = 0,03 \text{ tm}$

$M_x^e = 0,5 M_{0x} = 0,12 \text{ tm}$

$M_y^e = 0,5 M_{0y} = 0,05 \text{ tm}$

Calcul des armatures

pour x: $\mu_x = 0,008$ →

$E = 0,9597$

$K = 109$

$A_t^x = 0,65 \text{ cm}^2$

5 T8/ml

$A = 2,51 \text{ cm}^2$

Vérifications:

contrôle des non fissurées

$A_0 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = 1,2 A_0 = 2,82$

$A_2 = 0,69 b h_x \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{su}} \left(\frac{2-\rho}{\rho} \right) = 0,78$

$A > (0,78; 2,51) = 2,51$ vérifié

Vérification des contraintes:

$\bar{w} = 0,22$ →

$E = 0,9270$

$K = 53,7$

$\sigma_a = 798,3 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma'_b = 14,92 < \bar{\sigma}'_b$

Vérification à la fissuration:

$\sigma_1 = 676,38 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2856 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \text{min}$

$\left\{ \begin{array}{l} 2800 \\ \text{max}(676,38; 2856) \end{array} \right.$

$= 2800$ vérifié



5 T8/ml (superf)

choix du type de fondation :

sous les sollicitation du 1^{er} genre on a obtenu les valeurs suivantes

VOILES	$V_{t_{2, \dots, 7}}$	V_{t8}	V_{t1}	$V_{L1}; V_{L2}$
l (m)	12,80	12,80	12,80	22,40
G (t)	225,81	163,46	171,34	244,53
Q (t)	46,72	23,36	23,36	47,04
$G+1,2Q$	281,87	191,5	199,37	301
$q = N/l$	22,02	14,96	15,57	13,44

On suppose en premier lieu qu'on a affaire à des semelles filantes (semelles continues sous murs). Pour le prédimensionnement on considère 2 voiles voisins.

VOILES $V_{L1}; V_{L2}$

Charge par ml pour V_{L1} et V_{L2} $q = 13,44$ t/ml

avec $\bar{\sigma}_s = 2,5$ bars à 1,50 m d'ancrage
la largeur de la semelle sera

$$B = \frac{q}{\bar{\sigma}_s} = 5,4 \text{ m}$$

l'entraxe entre les voiles est 2m

On remarque qu'il y a chevauchement entre les 2 semelles.
Donc on opte pour un radier général.

a. descente de charge: $G = 2178,72 \text{ t}$
 $Q = 421,12 \text{ t}$

sous 1^{er} genre: $G + 1,2 Q = 2684,06 \text{ t}$

b. surface necessaire au radier:

$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}'_s$ $S_{rad} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}'_s} = 107,36 \text{ m}^2$

surface du bâtiment $S_0 = 286,572 \text{ m}^2$

débord du radier: 30 cm

$S_{radier} = S_0 + S_{débord} = 308,2 \text{ m}^2$

c. dimensionnement de l'épaisseur du radier:

condition de cisaillement:

On évite en général de mettre des armatures transversales dans les dalles; pour cela on prend h_t telle que:

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot h_t} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$

$T_{max} = q \frac{L_{max}}{2}$

$q = N/S_{rad} = 8,71 \text{ t/m}^2$

$L_{max} = 3,02 \text{ m}$ (dans le sens porteur de la dalle)

$T_{max} = 13,15 \text{ t}$

d'où $h_t \geq \frac{8 T_{max}}{7 b \bar{\tau}_b} = 22,2 \text{ cm}$

condition forfaitaire: $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = 30,2 \text{ cm}$

on adopte finalement: $h_t = 40 \text{ cm}$

Vérification de la rigidité:

Pour vérifier que le radier est rigide on doit calculer la longueur élastique l_e :

$l_e = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{1/4}$

$I = \frac{b h_t^3}{12}$; $E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

$K = 4$ pour un sol moyen

a épaisseur du voile

l_i : la plus petite portée

$l_e \geq (l_i - a) \frac{2}{\pi}$

$\Rightarrow h_t \geq \left[\left((l_i - a) \frac{2}{\pi} \right)^4 \cdot \frac{12 Kb}{4Eb} \right]$

$l_i = 2 \text{ m}$
 $a = 18 \text{ cm}$

$h_t \geq 22,04 \text{ cm}$ vérifié

On peut considérer que les contraintes dans les sol sont linéaires.

Vérification au poinçonnement:

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

P_c : périmètre du contour cisaille'

$u = 18 + 40 = 58 \text{ cm}$

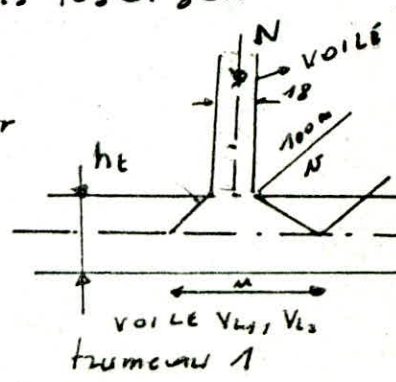
$l = 560$

$v = 100 + 40 = 140 \text{ cm}$

$2,09 < 1,2 \bar{\sigma}_b$

$P_c = 2(u + v) = 3,96 \text{ m}$

$N = 22,02 \text{ t}$ charge localisée car $0,4 < \frac{u}{v} < 2,5$ (art 39,53 CC BA)



a) sollicitation du 1^{er} genre:

pois du radier $0,40 \times 2,5 \times 308,2 = 308,2 \text{ t}$

$$N_1 = (G + 1,2 Q) + P_{\text{radier}} = 3172,26 \text{ t}$$

La pression sous le radier est: $\sigma_s = \frac{N}{S} = 10,23 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 25 \text{ t/m}^2$

b) sollicitation du 2^e genre:

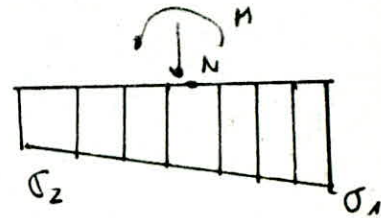
Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement et de l'effort normal N qui agissent au niveau de la base. Nous devons éviter un décolllement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment. La vérification se fera en calculant σ_1 et σ_2 les contraintes.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M V}{I_{\text{rad}}} \quad S: \text{ surf du radier}$$

$$N_2 = G + P_{\text{rad}} + Q = 2908,04 \text{ t}$$

$$M = 3723,272 + 306,8 \times 1,5 = 4183,47 \text{ tm}$$

$$I_{\text{long}} = \frac{b h^3}{12} = \frac{13,4 \cdot 23^3}{12} = 13586,5 \text{ m}^4$$



$$\sigma(1/4) = \frac{3 \sigma_1 + \sigma_2}{4} <$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{2908,04}{308,2} \pm \frac{4183,47}{13586,5} \cdot 11,5 = 12,98 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 5,90 \text{ t/m}^2 > 0$$

$$\sigma(1/4) = 11,21 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \quad \text{vérifié}$$

sens transversal:

$$N_2 = 2908,4 \text{ t}$$

$$M = 3862 \text{ tm}$$

$$I_{\text{tr}} = \frac{h b^3}{12} = 4611,70 \text{ m}^4$$

$$V = 6,70 \text{ m}$$

$$\sigma_1 = 15,05 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_2 = 3,83 \text{ t/m}^2 > 0$$

$$\sigma(1/4) = 12,25 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

Détermination de la sollicitation la plus défavorable pour le calcul du radier:

le radier est calculé comme un plancher renversé. (DTU art 6,32)

1^{er} genre q_{sp_1} 2^e genre q_{sp_2}

La charge à prendre en compte est la réaction du terrain diminuée du poids du radier car il ne participe pas (s'oppose) à la flexion.

pois du radier $0,4 \times 2,5 \text{ t/m}^2$

$$q_{sp_1} = 10,3 - 1 = 9,3 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sp_2} = 12,98 - 1 = 11,98 \text{ t/m}^2$$

$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$ 1^{er} genre

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$ 2^e genre

$\frac{q_{sp1}}{\bar{\sigma}_a} = 3,32 \cdot 10^{-4}$

$\frac{q_{sp2}}{\bar{\sigma}_a} = 2,85 \cdot 10^{-4}$

Donc le dernier sera calculé sous la sollicitation SP_1 (le plus défavorable) avec une charg unif. répartie $q = 9,3 \text{ t/m}^2$

Détermination des efforts et ferrailage dans les panneaux de dalle

Les panneaux sont appuyés sur 4 côtés métho de utilisée (voir calcul des planchers)

Panneau de rive PA :

$l_x = 3,02 \text{ m}$ $f_1 = 0,578$ $M_1 = 0,048$
 $l_y = 5,22 \text{ m}$ $f_2 = 1,728$ $M_2 = 0,012$
 $0,4 < f < 1$ $P = 145,5 \text{ t}$
 $M_{0x} = 7,25 \text{ tm/ml}$
 $M_{0y} = 2,79 \text{ tm/ml}$

travée : $M_{tx} = 6,16 \text{ tm/ml}$
 $M_{ty} = 2,37 \text{ tm/ml}$

Appuis : $M_x^w = 2,18 \text{ tm/ml}$ $M_x^e = 3,63 \text{ tm/ml}$
 $M_y^w = 0,84 \text{ tm/ml}$ $M_y^e = 1,40 \text{ tm/ml}$

ferrailage du panneau :

sens x : $\mu = 0,031$ $\epsilon = 0,9242$
 (travée) $K = 51,0$
 $A_{bx} = 7,82 \text{ cm}^2$ soit 6 T14/ml $A = 9,23 \text{ cm}^2$

sens y (travée) on trouve : $e = 20 \text{ cm}$
 $A = 5 \text{ T10/ml}$ $A = 3,92 \text{ cm}^2$

Appuis : 5 T10/ml

Vérifications

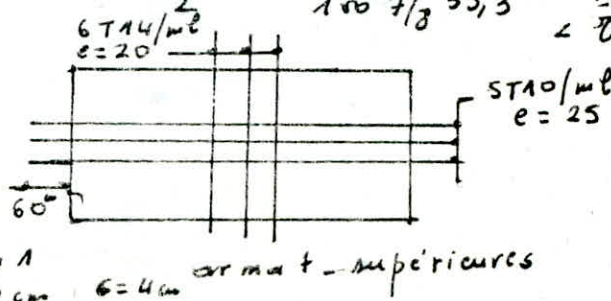
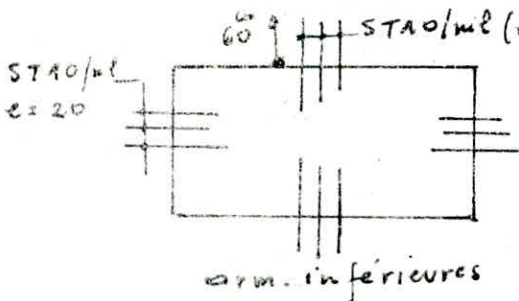
- condition de non fragilité $A > \max(2,35; 3,51)$ vérifié

- contraintes :

(X) $\sigma_a = 2057 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 43,95 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

(Y) $\sigma_a = 2332 < \bar{\sigma}_a$
 $\sigma'_b = 28 < \bar{\sigma}'_b$

- cisaillement : $\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9,23 \times 3,02}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 35,3} = 4,51 < \tau_b$



On remarque que dans le portique transversal les moments fléchissants dus au séisme sont nettement inférieurs à ceux agissant dans le voile transversal qui est un voile à moyenne ouverture et à une seule file. ($\alpha = 5,19$). mais qui n'est pas loin d'un voile à grandes ouvertures ($\alpha = 21$).
Les efforts normaux dans les portiques sont supérieurs à ceux dans le voile transversal.

Dans le portique longitudinal les moments sont nettement supérieurs à ceux agissant dans le voile longitudinal. Contrairement aux efforts normaux qui sont supérieurs dans le voile à ceux du portique.

Il faut noter que le voile longitudinal est à très petites ouvertures ($\alpha = 40,63 \gg 10$)

Conclusion :

- Dans les VOILÉS à petites ouvertures ($\alpha > 10$) ou voiles pleins ; les moments fléchissants sont négligeables et les efforts normaux importants. Donc ces voiles absorbent mieux les moments fléchissants que les portiques (qui ne sont d'autres que des voiles à très grandes ouvertures).
- Dans les voiles à grandes ouvertures les efforts normaux sont négligeables et les moments importants.

Donc quand l'architecture prévoit de grandes ouvertures dans la structure il vaut mieux opter du pt de vue contreventement pour des portiques. Dans le cas contraire on opte pour des VOILÉS.

Du point de vue quantitatif :

Les VOILÉS consomment plus de béton et d'acier que les portiques. Mais leur délai de réalisation en utilisant les coffrage tunnels ou tables et banquettes (dans notre cas) est plus court que celui des portiques.

BIBLIOGRAPHIE

- Regles techniques CCBA 68
- Regles Parasismiques Algeriennes R.P.A 81
- Aide Memoire : B.A ; R.D.M
- Le calcul et la verification des ouvrages en Beton-Armé (P. Charon)
- Exercices de Beton armé (P. Charon).
- Calcul pratique des ossatures en B.A (A. Fuentes)
- Cours de beton armé (M. BELAZOUGUI)
- P.S 69
- Traité de Beton armé (A. GUERRIN)
- Dynamique des structures et simologie de l'ingenieur (A et L DOBRESCU)
- Calcul pratique des tours en Beton-Armé (MARIUS DIVER)
- Calcul et conception des structures soumises au seisme (RILI ; SALHI ; DAOUJI)
- DTU (Fondation).



