الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **Genie Civil**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE D'UN BATIMENT R+15 structure mixte

6 PLANCHES

Proposé Par : **BEREG**

Etudié par : **Karim Fortas**, **Karim El Hassar**

Dirigé par : **Mr Boutemeur**

PROMOTION : **Janvier 88**

E.N.P. 10, Avenue Hacen Badi – EL-HARRACH – ALGER

SOMMAIRE

Je dédie cet ouvrage à mes Parents, ma famille, mes amis et à tous ceux qui m'ont aidé à la réalisation de cet ouvrage.

Karim Fortas

El-Hassan Karim

CHAP I

PRESENTATION
ET
CHOIX STRUCTURAL

PRESENTATION ET CHOIX STRUCTURAL

L'objet de notre étude est le calcul des éléments résistants d'un batiment-tour à usage d'habitation qui sera implanté à EL-MOURADIA (ALGER) : Zone de moyenne sismicité (Zone II), ce batiment comporte un rez de chaussee et quinze étages soit : R + 15

CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES :

Ossature :

L'ossature de ce batiment est constituée de voiles et portiques (poutres-poteaux). Le contreventement est assuré par les voiles (dans les deux directions) vu leur prépondérance par rapport aux portiques.

Les dimensions en plan : Longueur du batiment $L = 22,7$ m
Largeur du batiment $\ell = 15,45$ m

La hauteur totale du batiment (niveau Supérieur Local Machinerie) :

52,62 m

La hauteur d'étage est de 3,06 m

Planchers :

Notre structure comporte deux types de planchers : Les planchers courants du 4° au 15° étage sont en poutrelles, corps creux et une dalle de compression de 5 cm d'épaisseur (20+5).

Les planchers des RDC, 1°, 2°, 3° et terrasse seront en dalle pleine qui sera dimensionnée par la suite.

Voiles :

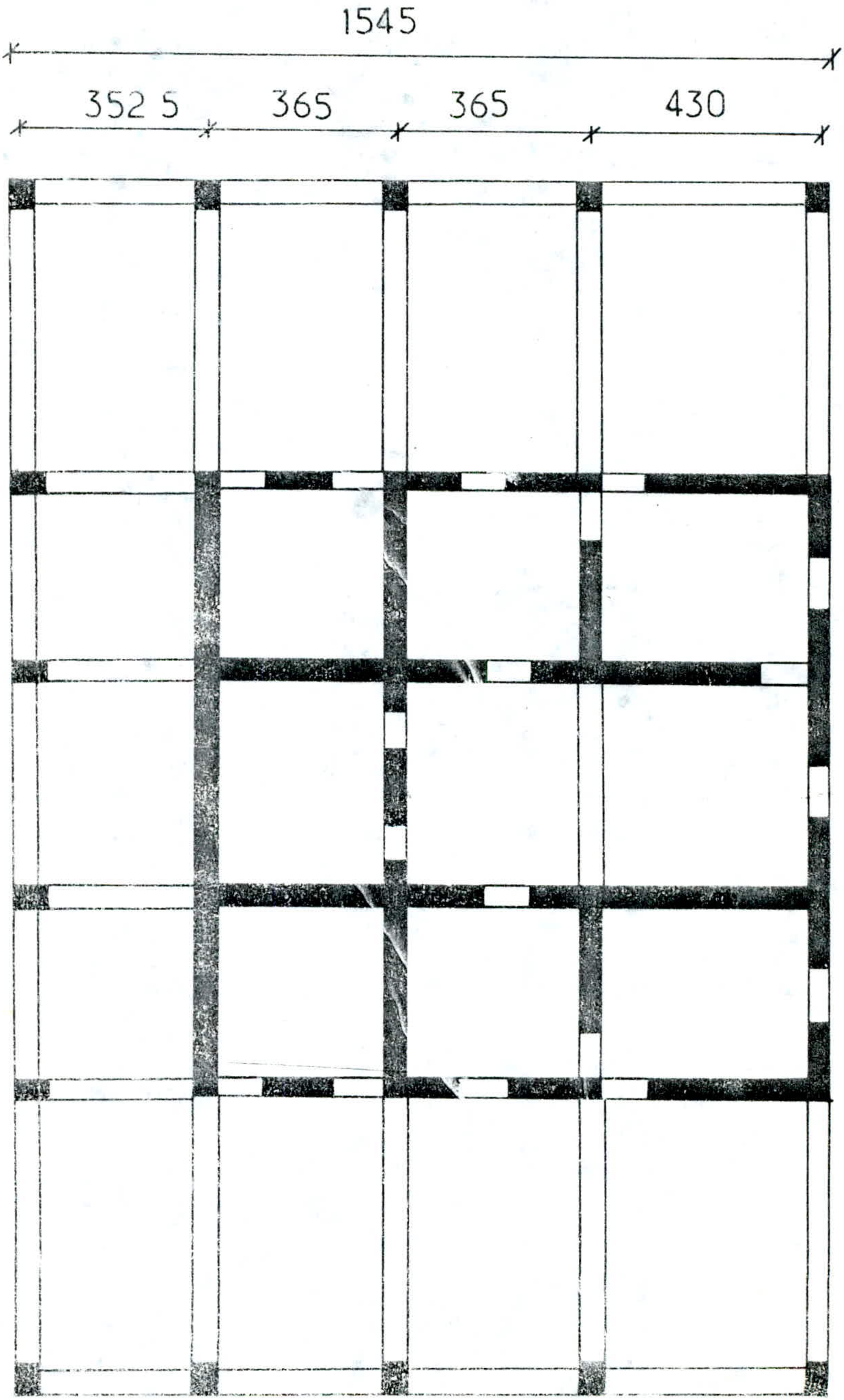
Les épaisseurs de nos voiles sont variables :
- e = 30 cm du 1° au 9° niveau
- e = 20 cm du 9° au 17° niveau

(Le niveau 1° étant le niveau bas du RDC)

CARACTERISTIQUES DU SOL :

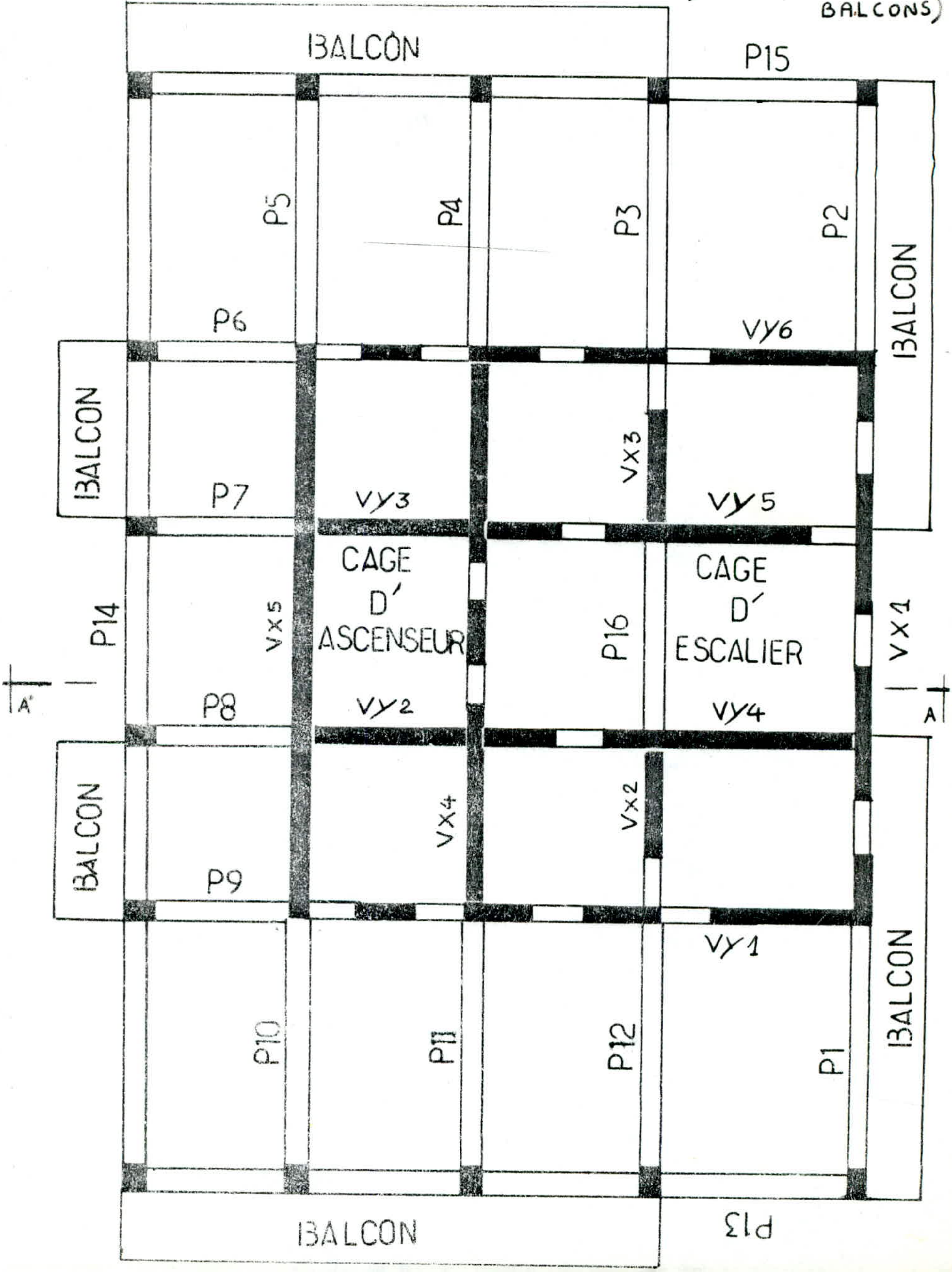
Le sol sur lequel repose notre batiment est un sol cohérent Argileux dont la contrainte admissible à été évaluée à :

$$\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$$

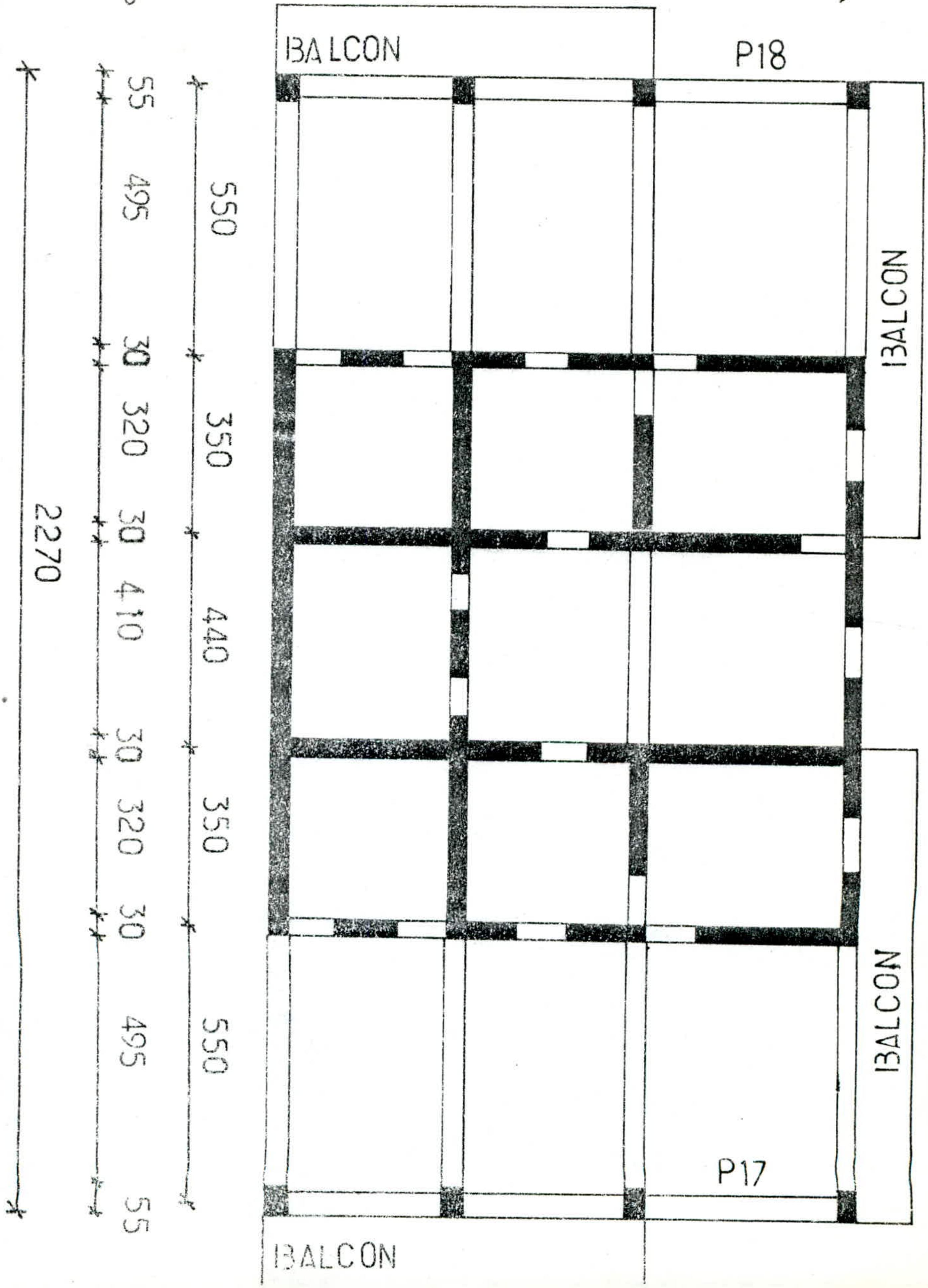


Plan de coffrage RDC et 1°2°3°

Plan de coffrage 4e → 12e étage courant, 2e → 4e (sans BALCONS)



coffrage 13e, 14e, 15e étage et terrasse (sans balcons)



PREDIMENSIONNEMENT

POTEAUX :

Selon L'article 4.2.1.1 du RPA81, Les dimensions des sections transversales des poteaux doivent satisfaire Les conditions suivantes :

$$\mathrm{Min}\,(b_1, h_1) \geqslant 25\ \mathrm{cm} \quad \text{en zones I et II}$$

$$1/3 \leqslant b_1/h_1 \leqslant 3 \quad \text{et} \quad \mathrm{Min}\,(b_1, h_1) \geqslant h_e/20$$

dans notre cas $b_1 = 35$ cm et $h_1 = 55$ cm, Les conditions citées ci dessus sont vérifiées.

POUTRES :

Selon l'article 4.2.1.2 du RPA81, les dimensions des poutres doivent respecter Les conditions suivantes :

$$b \geqslant 20\,\mathrm{cm} \quad \text{en zones I et II}$$

$$h \geqslant 30\ \mathrm{cm} \quad ; \quad h/b \leqslant 3 \quad ; \quad b_{max} \leqslant 1{,}5\,h + b_1$$

avec un prédimensionnement classique on a : $L/15 \leqslant h \leqslant L/10$
$0{,}3\,h \leqslant b \leqslant 0{,}7\,h$

Application : $L_{max} = 5{,}00$ m $\longrightarrow$ $33{,}33 \leqslant h \leqslant 50$
$15 \leqslant b \leqslant 35$

on prendra $h = 50$ cm et $b = 35$ cm.

PLANCHERS CORPS CREUX : (4° au 15° étage courant)

Le choix du plancher à corps creux est basé sur les critères suivants :
- Bonne isolation acoustique
- Facilitée et rapidité d'exécution
- Economie de coffrage

L'épaisseur du plancher est donnée d'aprés l'article 58,4 du CCBA 68

$$e \simeq \frac{\ell}{22{,}5} = 22{,}22\,\mathrm{cm} \quad ; \quad \ell = 500\,\mathrm{cm} \qquad \text{enfin on prendra } e = 20 + 5 = 25\,\mathrm{cm}$$

PLANCHERS DALLE : (RDC ; 1° 2° 3° ; terrasse).

Les problémes de déformations imposés par les revêtements fragiles, ou cloisons conduisent à des rapports, hauteur totale sur portée entre nus, de l'ordre de 1/40 à 1/50 pour les dalles sur 4 appuis (cf. A. FUENTES « calcul des ossatures de batiment en B. A ».)

Dans notre cas $\ell/40 = 500/40 = 12{,}5$ cm

Enfin on prendra une épaisseur $e = 16$ cm pour nos dalles.

VOILES :

L'épaisseur des voiles est imposée par l'art 3.4.12 du RPA 81

$$e \geqslant 15\ \mathrm{cm} \quad \text{en zone II}$$

$$e \geqslant \max\left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20}\right) = \frac{h_e}{20} = 15{,}3\ \mathrm{cm}.$$

Les épaisseurs $e = 30$ cm et $e = 20$ cm de nos voiles vérifient Les conditions RPA.

CARACTERISTIQUES ET CONTRAINTES ADMISSIBLES DES MATERIAUX

I. BETON ARME :

Le béton armé que nous utilisons dans la construction de notre ouvrage sera conforme aux règles techniques " CCBA 68 ", ainsi qu'à tous les réglements en vigueur en Algérie.

Composition du béton : ($1 m^3$)
350 Kg de ciment CPA 325
400 l de Sable $D_s \leq 5$ mm
800 l de gravillons $D_g \leq 25$ mm
175 l d'eau

Résistance du béton :

La résistance à la compression et la résistance à la traction sont deux éléments principaux qui caractérisent le comportement du Béton. Ces deux résistances sont mesurées à 28 jours d'âge.

Contraintes admissibles :

1° contrainte admissible de compression : art 9.4 CCBA 68

$$\overline{\sigma_b'} = \alpha \beta \gamma \delta \varepsilon . \sigma'_{28}$$

σ'_{28} : résistance nominale du béton à 28 jours $\sigma'_{28} = 270$ bars
α : dépend de la classe du ciment utilisé
β : dépend de l'efficacité du contrôle sur la qualité du béton
γ : dépend du rapport entre l'épaisseur de l'élément et du granulat
δ : dépend de la nature des sollicitations
ε : dépend de la forme des sections et de la position de l'axe neutre

ciment utilisé CPA 325 $\longrightarrow \alpha = 1$; contrôle atténué $\longrightarrow \beta = 5/6$
épaisseur des éléments de construction $> 4 C_g$ $\gamma = 1$

Sollicitations du 1ier genre :
compression simple $\longrightarrow \delta = 0,30$
Flexion simple et Flexion composée avec traction $\longrightarrow \delta = 0,60$
Flexion composée avec compression $\longrightarrow \delta = 0,30\,(1 + e_0/3e_1)$
e_0 : excentricité de la Force extérieure $e_0 = M/N$
e_1 : rayon vecteur du noyau central, situé dans le même plan radial que e_0

Sollicitations du 2ie genre :
Les valeurs de δ fixées pour le 1ier Genre sont multipliés par 1,5.
compression simple $\longrightarrow$ $\varepsilon = 1$; autre cas $0,5 < \varepsilon < 1$

Sollicitations	compression Simple	Flexion Simple
1ier Genre	$\overline{\sigma_{b0}'} = 68,5$ Kg/cm²	$\overline{\sigma_b'} = 137$ Kg/cm²
2ie Genre	$\overline{\sigma_{b0}'} = 102,75$ Kg/cm²	$\overline{\sigma_b'} = 205,5$ Kg/cm²

2° contraintes de traction de référence : art. 9.5 CCBA 68

$\overline{\sigma_b} = \varphi_b . \sigma'_{28}$ avec $\varphi_b = \alpha \beta \gamma . \theta$; $\alpha = \gamma = 1$; $\beta = 5/6$
$\theta = 0,018 + 2,1/\sigma'_{28} = 0,0528$

donc $\overline{\sigma_b} = 5,8$ Kg/cm² $\longrightarrow$ 1ier Genre

$\overline{\sigma_b} = 8,85$ Kg/cm² $\longrightarrow$ 2ième Genre

II. ACIERS :

1° Aciers à haute adhérence : Fe E 40 A

$\phi \leq 20$ mm $\quad \sigma_{en} = 4200$ Kg/cm²

$\phi > 20$ mm $\quad \sigma_{en} = 4000$ Kg/cm²

contraintes admissibles :

$\bar{\sigma}_a = 2/3\ \sigma_{en} = 2/3 \cdot 4200 = 2800$ Kg/cm² Sollicitations 1ier Genre
$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200$ Kg/cm² Sollicitations 2ie Genre } $\phi \leq 20$ mm

$\bar{\sigma}_a = 2/3 . \sigma_{en} = 2/3 . 4000 = 2666$ Kg/cm² Sollicitations 1ier Genre
$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000$ Kg/cm² Sollicitations 2ie Genre } $\phi > 20$ mm

2° Aciers doux (ronds lisses) : Fe E 24 $\quad \sigma_{en} = 2400$ Kg/cm²

contraintes admissibles :

$\bar{\sigma}_a = 2/3 . \sigma_{en} = 2/3 . 2400 = 1600$ Kg/cm² Sollicitations 1ier Genre
$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400$ Kg/cm² Sollicitations 2ie Genre

3° Longueurs de Scellement : Art 30,51 CCBA 68

a_ aciers à haute adhérence $\quad l_d = \dfrac{\phi}{4} . \dfrac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$ $\qquad \bar{\sigma}_a = 2800$ Kg/cm²

$\bar{\tau}_d = 2,81\ \bar{\sigma}_b = 2,81 . 5,8 = 16,3$ Kg/cm²

$$l_d = \frac{\phi}{4} . \frac{2800}{16,3} = 43\phi \qquad \boxed{l_d = 43\,\phi}$$

b_ aciers doux (ronds lisses)

$\bar{\sigma}_a = 1600$ Kg/cm² ; $\bar{\tau}_d = 1,25\ \bar{\sigma}_b = 1,25 . 5,8 = 7,25$ Kg/cm²

$$l_d = \frac{\phi}{4} . \frac{1600}{7,25} = 55,17\ \phi \qquad \boxed{l_d = 56\ \phi}$$

III. contrainte de traction imposée par la condition de non fissuration du Béton

(Art. 49,22 CCBA 68)

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

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

Avec :

$\bar{w}_f$: pourcentage de Fissuration ; $\bar{w}_f = A / B_f$
{A : section droite des Aciers tendus
{B_f : section d'enrobage des Aciers tendus

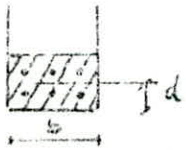
ϕ : diamètre nominal de la plus grosse des barres tendues (mm)

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

η : coefficient de Fissuration.
- $\eta = 1,6$ pour les barres à haute adhérence.
- $\eta = 1$ pour les ronds lisses

K : coefficient dépendant des conséquences de fissuration.
- $K = 1,5 . 10^6$ fissuration peu nuisible
- $K = 1 . 10^6$ fissuration préjudiciable
- $K = 0,5 . 10^6$ fissuration très préjudiciable.

on doit vérifier que $\bar{\sigma}_a \leq \max(\sigma_1, \sigma_2)$

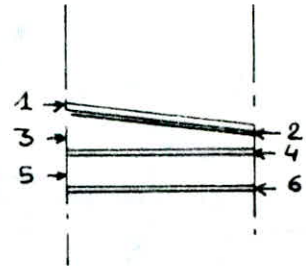


$\boxed{B_f = 2\,b\,d}$

EVALUATION DES CHARGES

I. POIDS PROPRE :

1. Plancher terrasse :



1. Protection gravillons : e = 4cm (0,04 × 17)	68 Kg/m²
2. Etancheité multicouches	15 Kg/m²
3. Béton de pente	238 Kg/m²
4. isolation thermique liège	5 Kg/m²
5. Dalle en B.A : e = 16cm (0,16 × 2500)	400 Kg/m²
6. Enduit platre : e = 2cm (0,02 × 1200)	24 Kg/m²
	G = 750 Kg/m²

2. Plancher courant : type 1.

1. carrellage : e = 2cm (2 × 22)	44 Kg/m²
2. Mortier de pose : e = 2cm (2 × 20)	40 Kg/m²
3. Sable sec : e = 3cm (0,03 × 1700)	51 Kg/m²
4. isolation phonique e = 3 cm	14 Kg/m²
5. Dalle (poutrelles - Hourdis 20+5)	325 Kg/m²
6. Enduit platre : e = 2 cm (0,02 × 1200)	24 Kg/m²
7. cloisons légères :	75 Kg/m²
	G = 573 Kg/m²

type 2 :

- carrellage, Mortier de pose, Sable Sec enduit de platre, Isolation phonique cloisons légères	248 Kg/m²
- Dalle en B.A (e = 16cm)	400 Kg/m²
	G = 648 Kg/m²

3. escalier :

a. Palier :

carrellage (2cm) 2 × 22	44 Kg/m²
Mortier de pose (2cm) 2 × 20	40 Kg/m²
Sable Sec (3cm) 0,03 × 1700	51 Kg/m²
Dalle en B.A (16cm) 0,16 × 2500	400 Kg/m²
	G = 535 Kg/m²

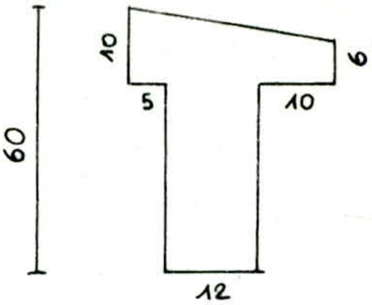
b. Volée :

Poids propre de la paillasse :	$\frac{2500 \times 0,12}{\cos\alpha}$ =	349 Kg/m²
Poids des marches	$\frac{2200 \times 0,17}{2}$ =	187 Kg/m²
Mortier (2cm) 2 × 20		40 Kg/m²
revêtement (3cm) 3 × 22		66 Kg/m²
Garde corps		100 Kg/m²
		G = 742 Kg/m²

4. Acrotère :

Dimensions : $h = 60$ cm et $e = 12$ cm
Surface $S = 830\ cm^2$
poids propre de l'acrotère :

$$G = 2500 \times 0{,}0830 = 208\ Kg/ml$$



5. Façades :

Le remplissage entre ossature est fait en brique de 15 cm d'épaisseur : 214 Kg/m^2

Enduit de platre ($e = 2$cm) : 24 Kg/m^2

$G = 238\ Kg/m^2$

Au niveau des séchoirs et loggias, on a prévus des gardes corps en métal dont la masse est 100 Kg/ml.

6. Gaines :

on a deux types de Gaines : Ventilation - Fumée

Le poids vollumique est estimé à 1,5 t/m^3 :

- Gaine de ventilation $0{,}47 \times 0{,}8 \times 3{,}06 \times 1{,}5 = 1{,}72$ t
- Gaines de Fumées (2) $0{,}73 \times 0{,}38 \times 3{,}06 \times 1{,}5 = 1{,}27$ t

7. cage d'Ascenseur :

- Dalle Local Machinerie ($e = 16$cm) : 0,4 t/m^2
- Dalle d'Ascenseur de 16 cm d'epaisseur 0,4 t/m^2

B - SURCHARGES D'EXPLOITATIONS :

- plancher terrasse	100 Kg/m^2
- Plancher étage courant	175 Kg/m^2
- Escalier : Palier	250 Kg/m^2
Volée	250 Kg/m^2
- Loggias et séchoirs	350 Kg/m^2
- Acrotère	100 Kg/m
- Parking	250 Kg/m^2
- Aire de jeux	500 Kg/m^2
- commerce	400 Kg/m^2

CHAP II

INERTIES DES REFENDS

INERTIES DES REFENDS

I. INTRODUCTION :

on assure la stabilitée de notre ouvrage - vis à vis des charges horizontales par des refends disposés suivant les deux sens du Batiment.

Remarque : Etant donné que l'épaisseur des voiles est variable (e = 30 cm du 1° au 9° niveau et e = 20 cm du 9° au 17° niveau), nous effectuons une seule distribution des efforts tranchants d'ensemble en utilisant la méthode de L'inertie équivalente exposée dans ce qui suit en considérant un refend fictif de section constante sur la hauteur, dans notre cas e = 30 cm.
(Réf. à « CALCUL DES TOURS EN BETON ARME » ; MARIUS DIVER) .

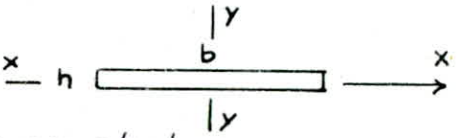
Les grandes possibilités d'Adaptation de la structure, dues surtout aux redistributions d'efforts ~~éffectuées~~ par les planchers, autorisent un calcul simplifié dans certains cas courants où les irrégularités ne sont pas trop importantes.

II. INERTIES DES REFENDS :

Dans notre structure, on distingue deux types de refends, du point de vue inertie :

II.1 Refends pleins :

$I_y = h\,b^3/12$



Dans les calculs, on tiendra compte uniquement de :
I_x : pour les voiles transversaux
I_y : pour les voiles Longitudinaux

Tableau donnant les inerties des voiles pleins :

CARAC \ VOILES	V_{x2}	V_{x3}	V_{x5}	V_{y2}	V_{y3}
h (m)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
b (m)	2,3	2,3	11,7	3,1	3,1
I_y (m^4)	0,304	0,304	40,04	/	/
I_x (m^4)	/	/	/	0,745	0,745

II.2 Refends avec ouvertures :

ce sont des refends avec une seule ou plusieurs files d'ouvertures. Ils sont constitués par des trumeaux reliés entre eux par des poutres de couplage appellées Linteaux.

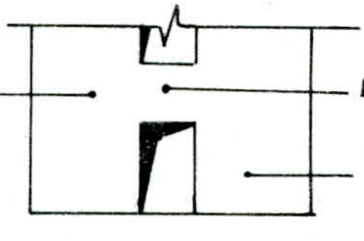
Ces linteaux posent un problème au niveau de la diffusion des éfforts dans les trumeaux, ce qui nous amène à remplacer un refend avec ouvertures par un refend fictif plein, en passant par la notion de l'inertie équivalente « I_e »

Définition :

L'inertie équivalente « Ie » d'un refend avec ouvertures est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même système de forces extérieures, aurait la même flèche au sommet que le refend avec ouvertures.

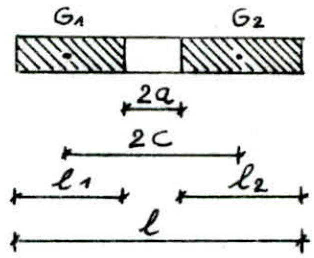
a. Refends à une file d'ouvertures symétriques ou non symétriques :

- Voile soumis aux charges triangulaires (Seisme) :



$$I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

- Voile soumis aux charges uniformements réparties (vent) :



$$I_{ev} = \frac{I}{\frac{16\,mc}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Avec :

a_n : coefficient dépendant du nombre de niveaux de la structure.
pour $n > 11$ niveaux, on prend $a_n = 0{,}55$

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20 \cdot n} - \frac{1}{30 \cdot n^2} - \frac{1}{30 \cdot n^3}$$ n : nombre de niveaux

I : inertie totale du refend telle que $I = I_0 + 2mc$

$I_0 = I_1 + I_2$ (I_1 et I_2 les inerties des deux trumeaux)

C : demi-distance entre les centres de gravités des deux trumeaux.

m : moment statique de chacun des deux trumeaux du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble tel que :

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{A_1} + \frac{1}{A_2}}$$

A_1 et A_2 les Aires des deux trumeaux.

ψ_0 : coefficient dépendant du coefficient « α ».

$$\psi_0 = \frac{1}{2} - \frac{Sh\alpha}{\alpha \cdot Ch\alpha} + \frac{1}{\alpha^2}\left(1 - \frac{1}{Ch\alpha}\right)$$

α : coefficient de monolithisme qui exprime le taux de participation du linteau à la déformation de l'ensemble.

$$\alpha = Z \cdot \sqrt{\frac{3E' \cdot i \cdot I \cdot C}{E\, I_0\, m\, a^3 H}}$$ avec

H : hauteur d'étage

i : inertie transversale du Linteau

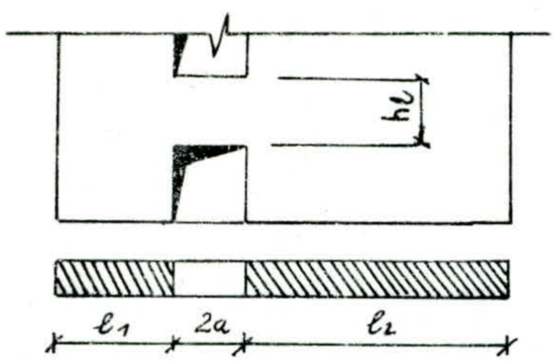
Z : hauteur considérée.

a : demi-portée de l'ouverture.

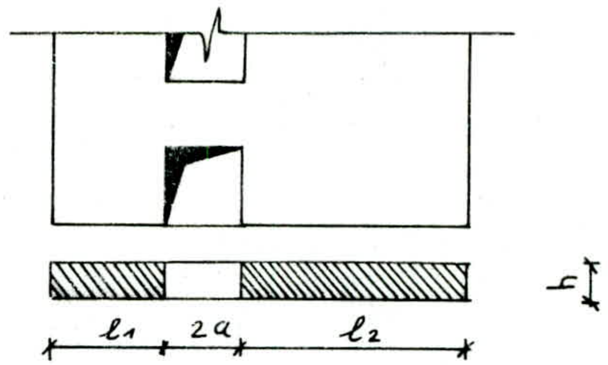
E' : module d'élasticité du matériau composant le Linteau.

E : module d'élasticité du matériau composant le refend.

Présentation des voiles à une seule file d'ouvertures :



voile V_{Y_4}



voile V_{Y_5}

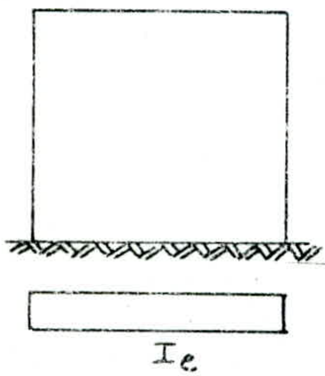
nous obtenons tous calculs faits :

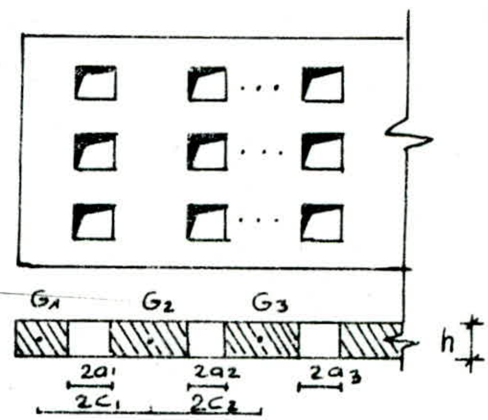
VOILES	l_1 (m)	l_2 (m)	a (m)	I_{ev} (m^4)	I_{es} (m^4)
V_{Y_4}	1,5	5,1	0,5	9,83	5,377
V_{Y_5}	1,5	4,1	0,5	6,564	3,592

Remarques :

- Lorsque $\alpha < 1$, on est en présence d'ouvertures à grandes dimensions. La rigidité des Linteaux devient très faible et l'inertie équivalente sera égale à : $I_e \simeq I_1 + I_2 \simeq I_0$
- Lorsque $\alpha > 10$, Les ouvertures sont de petites dimensions et n'affectent le refend que localement : $I_{ev} = I = I_0 + 2mc$
- $E = E'$ car c'est le même matériau qui compose les Linteaux et les refends (bét. Armé).

b- Refends à plusieurs files d'ouvertures Symétriques ou non Symétriques.





Dans ce cas :

$$I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11}\frac{I}{I_0}\cdot\frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1} \qquad I_{ev} = \frac{I}{8\frac{I}{I_0}\cdot\frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

La charge est répartie sur toute la hauteur Z

Avec :

I : Inertie totale (brute) du refend : $I = I_0 + \sum_{i=1}^{n-1} 2 c_i m_i$

I_0 : Somme des inerties des trumeaux : $I_0 = \sum_{i=1}^{n} I_i$

m_i : moment statique : $m_i = m_{i-1} + A_i \left[D - \sum_{j=1}^{i-1} 2 c_j \right]$

D : distance séparant le centre de gravité du trumeau ① et le centre de gravité du refend.

$A_1, A_2 \dots$ Sections des trumeaux

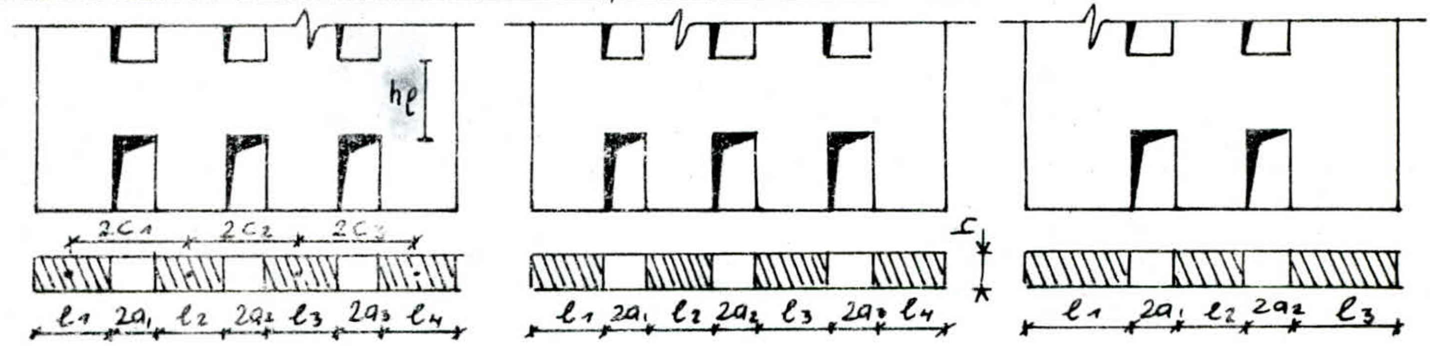
C_i : demi-distance entre deux trumeaux consécutifs.

$$\alpha = Z \sqrt{\frac{6E'}{E I_0 H} \cdot \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)}$$

$i_1, i_2 \dots$ Inerties transversales des linteaux

$2a_i$: portée de l'ouverture de la file « i ».

Présentation des voiles à plusieurs files d'ouvertures :



VOILE V1X VOILES VY1 ; VY6 Voile V4X

Exemple de calcul de l'inertie équivalente d'un voile à plusieurs files d'ouvertures : voile V4X

$L = 11{,}1\,m$; $h = 0{,}3\,m$; $H = 3{,}06\,m$; $Z = 48{,}96\,m$; $h_l = 0{,}89\,m$

$\ell_1 = 4{,}10\,m$; $a_1 = 0{,}4\,m$; $c_1 = 1{,}75\,m$
$\ell_2 = 1{,}30\,m$; $a_2 = 0{,}4\,m$; $c_2 = 1{,}75\,m$
$\ell_3 = 4{,}10\,m$

- Les inerties des linteaux : $i_1 = i_2 = h \cdot h_l^3 / 12 = 0{,}3 \cdot \frac{\overline{0{,}89}^3}{12} = 0{,}0176\,m^4$

- Les sections des trumeaux : $A_1 = h \cdot \ell_1 = 1{,}23\,m^2$ $A_2 = 0{,}39\,m^2$ $A_3 = 1{,}23\,m^2$

posons $A_0 = \Sigma A_i = 2{,}85\,m^2$

- Les inerties des trumeaux :

$I_1 = h \ell_1^3 / 12 = 0{,}3 \cdot \overline{4{,}1}^3 / 12 = 1{,}72\,m^4$; $I_2 = 0{,}054\,m^4$; $I_3 = 1{,}72\,m^4$

Posons $I_0 = \Sigma I_i = 3{,}5\,m^4$

L'inertie brute du refend : $I = I_0 + \sum_{i=1}^{n-1} 2 c_i m_i$

$$m_i = m_{i-1} + A_i \left[D - \sum_{j=1} 2c_j \right]$$

D : distance séparant le centre de gravité du trumeau 1 et le centre de gravité du refend.

$$D = \frac{2c_1 A_2 + (2c_1 + 2c_2) A_3}{A_0} = \frac{3{,}5 \times 0{,}39 + 7 \times 1{,}23}{2{,}85} = 3{,}5 \text{ m}$$

$$m_1 = m_0 + A_1 D = 0 + 1{,}23 \times 3{,}5 = 4{,}305 \text{ m}^3$$
$$m_2 = m_1 + A_2 (D - 2c_1) = 4{,}305 + 0{,}39\,(3{,}5 - 3{,}5) = 4{,}305 \text{ m}^3$$
$$m_3 = m_2 + A_3 (D - 2c_1 - 2c_2) = 4{,}305 + 1{,}23\,(3{,}5 - 7) = 0$$

$$I = I_0 + \sum_{i=1}^{2} 2c_i m_i = I_0 + 2c_1 m_1 + 2c_2 m_2$$
$$= 3{,}5 + 3{,}5 \times 4{,}305 + 3{,}5 \times 4{,}305 = 33{,}636 \text{ m}^4$$

$$\alpha = z \sqrt{\frac{6}{I_0 H} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)} = 48{,}96 \sqrt{\frac{6 \times 0{,}0176}{3{,}5 \times 3{,}06} \left(\frac{\overline{1{,}75}^2}{\overline{0{,}4}^3} + \frac{\overline{1{,}75}^2}{\overline{0{,}4}^3} \right)}$$

$\alpha = 47{,}58$ $\qquad\qquad \psi_0 = 0{,}479$

$\alpha > 10$ $\qquad\qquad I_{ev} = I = 33{,}636 \text{ m}^4$

$$a_n = 0{,}55 \quad \text{et} \quad I_{es} = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \frac{I}{I_0} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = 18{,}296 \text{ m}^4$$

donc $\underline{I_{ev} = 33{,}636 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad I_{es} = 18{,}296 \text{ m}^4}$

Les Autres résultats sont groupés dans le tableau suivant :

	V_{1X}	V_{4X}	V_{1Y}	V_{6Y}
a_1 (m)	0,55	0,4	0,5	0,5
a_2 (m)	0,55	0,4	0,5	0,5
a_3 (m)	0,55	-	0,5	0,5
I_{ev} (m^4)	29,9	33,636	23,005	23,005
I_{es} (m^4)	16,159	18,296	12,453	12,453

V_{1X} : $l_1 = 1{,}4$ m ; $l_2 = 2{,}8$ m ; $l_3 = 2{,}8$ m ; $l_4 = 1{,}4$ m

V_{4X} : $l_1 = 4{,}1$ m ; $l_2 = 1{,}3$ m ; $l_3 = 4{,}1$ m

$V_{Y1} - V_{Y6}$: $l_1 = 1{,}2$ m ; $l_2 = 1{,}4$ m ; $l_3 = 1{,}5$ m ; $l_4 = 3{,}3$ m

CHAP III

CALCUL DU POIDS DE LA STRUCTURE "W"

Calcul du poids de la structure : W

W comprend l'ensemble des charges permanentes. Pour les salles et magasins accessibles au public, il faut prendre en considération 50% des surcharges d'exploitation (article 3.3.1.5 du RPA 81).

Les calculs nous ont donné les résultats suivants:

- Poids des voiles avec les planchers leur revenant : 3630 t
- Poids des poutres avec le poids de plancher leur revenant : 2630 t
- Poids des façades : 355 t
- Poids des escaliers : 177 t
- Poids des poteaux : 300 t

D'où $W = 3630 + 2630 + 355 + 177 + 300$

$$W = 7090 \text{ tonnes}$$

Effort normal cumulé sous G (charge permanente) dans les voiles : N_G

Les efforts sont donnés en tonnes, le niveau 16 correspond au niveau terrasse, le niveau 0 correspond ~~au niveau bas~~ du R.D.C

Niveaux \ Voiles	VX1	VX2-VX3	VX4	VX5	VY1-VY6	VY2-VY3	VY4	VY5
16	9,69	3,43	11,36	9,4	30,46	3,12	11,54	11,54
15	31,75	10,18	35,41	31,22	73,56	9,62	29,6	27,98
14	53.82	16,93	59,47	53,04	116,65	16,12	47,65	44,42
13	75,88	23,68	83,52	74.86	159,75	22,62	65,71	60,86
12	97,95	30,43	107,54	109.44	202,85	29,12	83,76	77,31
11	120,01	37,18	131,63	145,3	244,7	35,62	101,82	93,75
10	142,08	43,93	155,65	181,2	286,5	42,12	119.8	110,2
9	164.15	50,68	179,7	217.11	328,3	48,62	137,9	126,6
8	186,21	57,43	203,8	253	370,16	55,12	155,9	143,08
7	215,43	65,94	235,41	297.8	418,32	64	179,4	164,02
6	244,46	74,45	267,15	342,6	466,47	72,86	202,6	184,96
5	273,48	82,96	298,8	387,5	514,63	81,73	225,9	205,91
4	302,71	91,47	330,5	432,3	562,78	90,6	249,3	226,85
3	328,43	100,38	363,2	477,54	611,25	99,66	273,4	248,6
2	354,15	109,29	395,9	522,76	659,71	107,8	297,5	270,3
1	379,87	118,2	428,6	567,9	708,17	117,78	[illegible]	292,03
0	405,6	127,11	461,4	613,2	756,64	126,84	345,81	313,8

Effort normal cumulé sous P (surcharge d'exploitation) : N_p

Voiles / Niveaux	VX1	VX2.VX3	VX4	VX5	VY1.VY6	VY2.VY3	VY4	VY5
16	0,908	0,53	1,749	0,864	3,768	0,48	1,648	1,648
15	5,472	1,45	4,159	1,732	11,51	0,928	3,5	3,5
14	10,036	2,37	6,569	2,6	19,263	1,376	5,35	5,35
13	14,6	3,29	8,98	3,468	27,01	1,824	7,2	7,2
12	19,164	4,21	11,39	7,424	34,758	2,272	9,05	9,05
11	23,73	5,13	13,8	11,38	42,5	2,72	10,9	10,9
10	28,29	6,05	16,21	15,33	50,253	3,168	12,76	12,76
9	32,85	6,97	18,62	19,22	58	3,616	14,61	14,61
8	37,42	7,89	21,03	23,25	65,75	4,064	16,46	16,46
7	41,98	8,81	23,44	27,204	73,49	4,512	18,31	18,31
6	46,55	9,73	25,85	31,16	81,243	4,96	20,16	20,16
5	51,11	10,65	28,26	35,116	89	5,4	22,02	22,02
4	55,67	11,57	30,67	39,072	96,74	5,856	23,87	23,87
3	57,78	13,68	36,19	48,136	111,81	6,85	28,104	28,104
2	59,89	15,79	41,71	57,2	126,88	7,874	32,34	32,34
1	62	17,8	47,16	66,3	141,95	8,898	36,57	36,57
0	64,11	20,01	52,76	75,33	157,01	9,922	40,81	40,81

Les efforts sont exprimés en tonnes.

Remarque : les charges de la dalle se répartissent sur les voiles et sur les poutres suivant le schéma suivant :

Conclusion importante

La somme des efforts cumulés sous G et sous 50% de P dans tous les voiles donne 4485 tonnes, soit plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales (≥ 63 %). D'où notre batiment fait partie de la catégorie 5 (article 3-3-1-3-1 du R.P.A 81).

On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

centre de masse - centre de torsion - excentricités

Les efforts sismiques étant supposés se concentrer au niveau des planchers, on se trouve dans l'obligation de calculer le centre de masse des éléments donné par ses coordonnées x_{cm}, y_{cm}.

$$x_{cm} = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} \qquad\qquad y_{cm} = \frac{\sum M_i \cdot y_i}{\sum M_i}$$

M_i : masse des éléments $\left.\begin{matrix} x_i \\ y_i \end{matrix}\right\}$ coordonnées cartésiennes des centres de gravité des éléments.

- détermination du centre de torsion : les coordonnées du centre de torsion sont données par

$$x_{CT} = \frac{\sum x_i \, I_{xi}}{\sum I_{xi}} \qquad\qquad y_{CT} = \frac{\sum y_i \cdot I_{yi}}{\sum I_{yi}}$$

$\left.\begin{matrix} x_i \\ y_i \end{matrix}\right\}$ coordonnées des centres de gravité des voiles

I_{xi}, I_{yi} : moments d'inertie des voiles suivant y et suivant l'axe x.

- excentricités : $\begin{cases} e_x = x_{cm} - x_{CT} \\ e_y = y_{cm} - y_{CT} \end{cases}$

les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

Niveau	16	13-14-15	8-12	4-7	0-3
x_{CT} (m)	11,232	11,232	11,232	11,232	11,232
y_{CT} (m)	8,174	8,174	8,174	8,174	8,174
x_{cm} (m)	11,342	11,337	11,337	11,336	11,334
y_{cm} (m)	5,912	5,843	7,372	7,485	7,378
$e_x = x_{cm} - x_{CT}$ (m)	0,11	0,105	0,105	0,104	0,102
$e_y = y_{cm} - y_{CT}$ (m)	-2,262	-2,331	-0,802	-0,689	-0,796
5% L (m)	1,135	1,135	1,135	1,135	1,135

La résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion au moins égale à 5% de la plus grande dimension du batiment à ce niveau (Article 3.3.5 du RPA 81).

L : plus grande dimension du batiment à ce niveau.

CHAP IV

ETUDE PSEUDO-DYNAMIQUE

Introduction

Pour le calcul de la période, les formules empiriques 3-3A et 3-3B de l'article 3-3-1-2-2 des règles parasismiques Algériennes ne tiennent pas compte des propriétés de la structure ainsi que des caractéristiques de déformation des éléments participant à la résistance.

L'article 3-2-2-1 stipule " toute méthode d'analyse dynamique approuvée peut être utilisée. Ce type d'analyse est obligatoire si la structure présente une dissymétrie dans son plan ou des irrégularités dans son élévation qui dépassent les tolérances fixées dans ce règlement".

Notre batiment ayant une hauteur supérieure à 45m, nous avons donc entrepris de faire une analyse dynamique afin de bien étudier la réponse de la structure soumise à des vibrations en déterminant ses périodes de vibration.

Action dynamique - Modélisation.

On entend par action dynamique la sollicitation produite par les charges qui varient rapidement dans le temps et contribuent à l'apparition des forces d'inertie.

L'étude pour la détermination des périodes et modes propres de vibration de la structure ne peut se faire directement sur cette dernière. Pour cela, on doit modéliser notre batiment par un modèle mathématique qui reflète aussi bien que possible le comportement dynamique réel de la structure. Pour un batiment étagé, le modèle mathématique choisi est une console flexible encastrée à sa base. On suppose les masses concentrées au niveau des planchers, celles-ci étant solidaires à un support d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

L'inertie attribuée à chaque tronçon est l'inertie totale de l'étage dans le sens considéré.

Modèle de la structure

$E = 3{,}78 \cdot 10^6\ t/m^2$

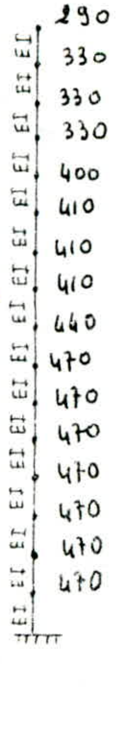
$I_{Longitudinal} = 75{,}103\ m^4$

$I_{transversal} = 35{,}359\ m^4$

Les masses sont données en tonnes

La hauteur d'étage est constante

$h_e = 3{,}06\,m$



Degrés de liberté dynamique du système

Théoriquement un solide dans l'espace possède 6 degrés de liberté : 3 rotations et 3 translations. Mais dans notre cas, les planchers sont des éléments infiniment rigides du fait que leurs déformations propres sont négligeables par rapport à celles de l'ensemble du batiment ; alors chaque plancher ne constitue qu'un seul degré de liberté. Etant donné qu'on a 16 planchers (au dessus du sol), alors notre système compte 16 degrés de liberté.

Méthodes de calcul :

Nous utiliserons des méthodes approximatives qui sont plus simples et plus rapides que les méthodes exactes, leurs précisions étant acceptables. Elles se basent sur des procédés itératifs.

Nous avons utilisé 2 méthodes : celles de Stodola et de Rayleigh. Nous avons déterminé les 3 premiers modes avec la première (Stodola), Rayleigh nous permettant de vérifier les résultats du mode fondamental.

A) Exposé de la méthode energétique de Rayleigh

C'est une méthode approximative basée sur le principe de la conservation d'énergie du système. Afin d'établir l'expression de la pulsation fondamentale, on écrit que l'energie totale du système non amorti et libre de se mouvoir est constante, c'est à dire :

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) + E_{th}(t) + E_a(t) = cte \qquad \left.\begin{array}{l} E_{th}(t) : \text{énergie thermique} \\ E_a(t) : \text{énergie d'amortissement} \end{array}\right\} \text{négligeables}$$

$E_c(t) = 1/2 . \sum m_k \dot{V}_k^2(t)$: énergie cinétique du système

$E_p(t) = 1/2 . \sum Q_k . V_k(t)$: énergie potentielle du système

$V(t)$: déplacement des masses suivant la direction du degré de liberté à un instant t

$\dot{V}(t)$: vitesses des masses à l'instant t

Q_k : Poids de la masse m_k.

Dans le cas du mode fondamental, nous avons des solutions harmoniques simples :

$V_k(t) = V_k \sin(\omega_1 t + \varphi_1)$

ω_1 : pulsation fondamentale

φ_1 : déphasage du mode fondamental

V_k : amplitude de la masse k.

l'expression de l'énergie potentielle devient :

$E_p(t) = E_p^{max} \sin(\omega_1 t + \varphi_1)$ avec $E_p^{max} = 1/2 . \sum_{k=1}^{n} Q_k . V_k$

l'expression de la vitesse instantanée devient : $\dot{V}_k(t) = \omega_1 . V_k . \cos(\omega_1 t + \varphi_1)$

D'où $E_c(t)$ devient :

$$E_c(t) = E_c^{max} \cos^2(\omega_1 t + \varphi_1) \quad \text{avec } E_c^{max} = 1/2 . \omega_1^2 . \sum_{k=1}^{n} m_k . V_k^2$$

En oscillant, le système passe par 2 positions extrêmes :

- la position d'équilibre statique : à cet instant, E_c est max et $E_p = 0$
- la position où l'energie potentielle est max et $E_c = 0$

D'où $E_c^{max} = E_p^{max} \Rightarrow 1/2 . \sum_1^n Q_k . V_k = \frac{1}{2} \omega_1^2 \sum_{k=1}^{n} m_k . V_k^2$

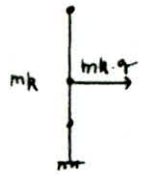
Alors la pulsation fondamentale a pour expression :

$$\omega_1^2 = g \frac{\sum_1^n V_k \cdot m_k}{\sum_1^n V_k^2 \cdot m_k} \qquad \text{avec } T = 2\pi/\omega_1$$

Remarques

Rayleigh évalue la déformée comme étant la flèche dûe à un chargement inertiel statique. Pour les structures courantes, la déformée du 1er mode a une allure comparable à celle que l'on obtiendrait en imposant à toutes les masses la même accélération horizontale g, c'est à dire en les soumettant à leur poids propre supposé agir à l'horizontal.

En choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration après le procédé itératif, le système sera sollicité par des forces d'inertie F_{mj} qui présentent une approximation des forces réelles et qui produisent les déplacements V_{mj}. L'energie potentielle maximale qui n'est autre que le travail des forces d'inertie sera donc :



$$E_p^{max} = 1/2 \cdot \sum_{j=1}^{n} F_{mj} \cdot V_{mj}$$

$$E_C^{max} = 1/2 \cdot \frac{\omega_1^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^{n} W_j V_{mj}^2$$

$$\begin{cases} m : \text{indice de correction dans les itérations} \\ j : \text{indice de niveau} \\ W_j : \text{poids du niveau } j \end{cases}$$

$$E_p^{max} = E_c^{max} \Rightarrow \omega_1^2 = g \frac{\sum_{j=1}^{n} F_{mj} \cdot V_{mj}}{\sum_{j=1}^{n} W_j V_{mj}^2}$$

D'où l'expression de la période du mode fondamental :

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{n} W_j V_{mj}^2}{\sum_{j=1}^{n} F_{mj} V_{mj}}}$$

Etapes de Calcul

1°) Determination des déplacements unitaires δ_{ij}

hypothèses :

On n'a pas tenu compte de :

- l'interaction sol - structure
- la translation au niveau de la base

Determination de la matrice des déplacements δ_{ij}

Le coefficient d'influence δ_{ij} qui est le déplacement d'une section i produit par une force en j unitaire est donné par l'intégralle de Mohr :

$$\delta_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{EI_z} dx + \int_0^H \frac{T_i T_j}{G \cdot S} dx \cdot K_y = \delta_{ij}^M + \delta_{ij}^T$$

δ_{ij}^{M} : représente l'effet du moment fléchissant δ_{ij}^{T} : représente l'effet de l'effort tranchant

<u>Determination de la matrice de flexibilité dûe au moment fléchissant</u>

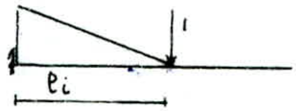
En réalité, la matrice des déplacements unitaires n'est autre que la matrice de flexibilité. De plus, de la réciprocité des déplacements (Maxwell-Betti), on montre que $\delta_{ji} = \delta_{ij}$. Donc il suffit de connaître δ_{ij} pour connaître toute la matrice.

On calculera les intégralles à l'aide des diagrammes

Soit l'application d'une force unitaire en i, déterminons le déplacement en j : δ_{ji}

- 1^er^ cas. $\delta_{ji} = \dfrac{1}{EI}\left[(l_i - l_j)\cdot l_j \cdot \dfrac{l_j}{2} + \dfrac{1}{2} l_j^2 \cdot \dfrac{2}{3} l_j\right]$

d'où $\delta_{ji} = \dfrac{1}{6EI}(3l_i - l_j)\cdot l_j^2$



M_z

- 2^e^ cas : $\delta_{ji} = \dfrac{1}{EI}\,\dfrac{1}{2} l_i^2\left[(l_j - l_i) + \dfrac{2}{3} l_i\right]$

$\delta_{ji} = \dfrac{1}{6EI}(3l_j - l_i)\cdot l_i^2$

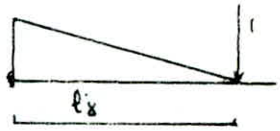
- 1^er^ cas :

$i \geq j$

$\bar{M}_{z1}$

- 2^e^ cas

$i \leq j$



$\bar{M}_{z2}$

On a dans notre cas l_i et l_j qui sont en fonction de la hauteur d'étage h, donc on peut poser

$$\begin{cases} l_i = \alpha_i h & 1 \leq \alpha_i \leq 16 \\ l_j = \alpha_j h & 1 \leq \alpha_j \leq 16 \end{cases}$$

Pour $i \geq j$ $\delta_{ji} = \dfrac{h^3}{6EI}\,\alpha_j^2(3\alpha_i - \alpha_j)$

Pour $i \leq j$ $\delta_{ji} = \dfrac{h^3}{6EI}\,\alpha_i^2(3\alpha_j - \alpha_i)$

<u>Exemples</u> :

On pose $A_{ji} = \alpha_j^2(3\alpha_i - \alpha_j)$ pour $i \geq j$

- $j = 1$ on a $\alpha_j = \alpha_1 = 1$ et $1 \leq \alpha_i \leq 16$

α_i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
A_{1i}	2	5	8	11	14	17	20	23	26	29	32	35	38	41	44	47

- $j = 2$ on a $\alpha_j = 2$ et $2 \leq \alpha_i \leq 16$

α_i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
A_{2i}	X	16	28	40	52	64	76	88	100	112	124	136	148	160	172	184

On procède de la même manière pour calculer les autres valeurs de A_{ij}

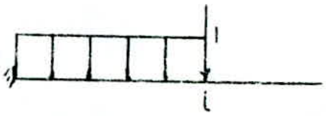
On obtient donc la matrice :

$$\left[\delta_{ij}^{M}\right] = \frac{h^3}{6EI}\cdot\left[A_{ij}\right]$$

Détermination de la matrice de flexibilité dûe à l'effort tranchant

On a $\delta_{ij}^{T} = \int_0^{h} \frac{T_i\, T_j}{G . S}\, dx \,.\, K_y$ Pour les sections rectangulaires, $K_y = 6/5$

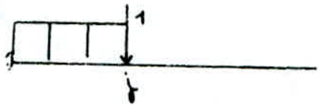
On pose $S_r = \frac{5}{6} . S$



T_2

Pour $i \leqslant j$ $\delta_{ji}^{T} = \frac{1}{G\, S_r} . \ell_i$

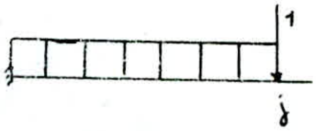
$i \geqslant j$



$T_{\hat{z}_1}$

Pour $i \geqslant j$ $\delta_{ji}^{T} = \frac{1}{G . S_r} . \ell_j$

$i \leqslant j$



$T_{\hat{z}_2}$

$G = E / (2 (1+\nu))$ $\nu = 0,15$ pour le béton armé

D'où $G = E / 2,3$

Pour $i \geqslant j$ on a donc : $\delta_{ji} = \frac{h^3}{6EI}\, \alpha_j^2 (3\alpha_i - \alpha_j) + \frac{2,3 . h}{E . S_r} . \alpha_j$ $\begin{cases} 1 \leqslant \alpha_j \leqslant 16 \\ \alpha_i \geqslant \alpha_j \\ \alpha_i \leqslant 16 \end{cases}$

2°) Procédé itératif

- on calcule les déplacements statiques $[V_{0j}] = [\delta_{ij}] . [W_j]$
- on calcule les coefficients adimensionnels $[e_{ij}] = [V_{0j} / V_{0n}]$
- la 1ère correction consiste à calculer les nouvelles forces

$F_{1j} = [e_{1j}]\, [W_j]$ $\begin{cases} \text{l'indice 1 correspond à la 1ère itération} \\ \text{l'indice } j \text{ indique le niveau} \end{cases}$

- A partir des nouvelles forces, on calcule les nouveaux déplacements :

$[V_{1j}] = [\delta_{ij}]\; [F_{1j}]$ d'où $[e_{2j}] = [V_{1j} / V_{1n}]$

- On continue le procédé itératif jusqu'à ce que $[e_{(m-1)j}] \simeq [e_{mj}]$

$[e_{mj}]$: itération m au niveau j

Détermination du 1er mode : Méthode de Rayleigh
Application du procédé itératif :

les calculs ont été faits sur ordinateur

Sens transversal y-y $\begin{cases} I_x = 35,353\ m^4 \\ S_r = 10,3\ m^2 \end{cases}$

sens longitudinal x-x $\begin{cases} I_y = 15,103\ m^4 \\ S_r = 9,775\ m^2 \end{cases}$

A la fin des itérations, pour une précision de 10^{-3}, l'ordinateur donne les résultats suivants :

<u>sens transversal</u>

$I_x = 35,359\ m^4$
$S_r = 10,3\ m^2$

$$[e_{3j}] = \begin{bmatrix} 7,635\ 10^{-3} \\ 2,772\ 10^{-2} \\ 0,059 \\ 0,1005 \\ 0,1508 \\ 0,2088 \\ 0,2735 \\ 0,3437 \\ 0,4184 \\ 0,4964 \\ 0,5776 \\ 0,6605 \\ 0,7446 \\ 0,8295 \\ 0,9147 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$T = 1,35\ s$

<u>Sens longitudinal</u>

$$[e_{3j}] = \begin{bmatrix} 8,773\ 10^{-3} \\ 0,0298 \\ 6,2\ 10^{-2} \\ 0,104 \\ 0,154 \\ 0,213 \\ 0,278 \\ 0,348 \\ 0,423 \\ 0,501 \\ 0,581 \\ 0,664 \\ 0,747 \\ 0,831 \\ 0,915 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$T = 0,936\ s$

B) Exposé de la méthode de Stodola

On est amené dans notre cas à calculer les trois premiers modes de vibration. Pour chaque mode, on évalue les pseudo-périodes, puis les efforts dans la structure ; on effectue ensuite une superposition quadratique des efforts.

Pour la détermination des 3 premiers modes on utilisera la méthode de Stodola qui repose sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution. La méthode consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse étant améliorée grâce à des itérations

Détermination du mode fondamental

La méthode st fondée sur l'équation $\left[\frac{1}{\omega^2} I - f m\right] v = 0$ que l'on peut écrire

$$\frac{1}{\omega^2} v = f m \, v \qquad (1)$$

f : matrice de souplesse (notée précedemment δ_{ij}) $= K^{-1}$ avec K matrice de rigidité
m : matrice masse
w : pulsation propre
v : vecteur propre

$$m = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \cdots & & 0 \\ 0 & m_2 & & & \vdots \\ 0 & & m_3 & & \\ \vdots & & & \ddots & 0 \\ 0 & \cdots & & 0 & m_n \end{bmatrix}$$

le produit matriciel f.m caractérise les propriétés dynamiques de la structure et on la note D $\qquad D = f.m$

D'où $\frac{1}{\omega_1^2} v = D.v \qquad (2)$

Cette dernière équation ne sera satisfaite que par les vecteurs qui représentent un mode de vibration vrai. On commence par se donner un vecteur initial $V_1^{(0)}$ dont l'amplitude est arbitraire. l'indice (1) caractérise le premier mode, l'indice (0) indique qu'il s'agit de l'hypothèse initiale. Si on introduit ce vecteur dans le second membre de l'équation (2), une nouvelle déformée sera obtenue $\frac{1}{\omega^2} V_1^{(1)} = D \, V_1^{(0)}$

En général la nouvelle déformée differera de l'hypothèse initiale, sauf s'il s'agit du mode vrai. On lui attribue l'indice supérieur (1)

Procédé itératif

1. On calcule les éléments de la matrice D : $[D] = [\delta_{ij}] . [m]$
2. On se donne un vecteur initial $V_1^{(0)}$ (vecteur colonne dont tous les éléments sont égaux à 1)
3. On calcule $[\bar{V}_1^{(1)}] = [D][V_1^{(0)}] \Rightarrow [V_1^{(1)}] = [\bar{V}_1^{(1)}] / \bar{V}_{1n}^{(1)}$

   $\bar{V}_{1n}^{(1)}$: le plus grand élément du vecteur $[\bar{V}_1^{(1)}]$
4. $[\bar{V}_1^{(2)}] = [D] . [V_1^{(1)}] \Rightarrow [V_1^{(2)}] = [\bar{V}_1^{(2)}] / \bar{V}_{1n}^{(2)}$
5. On arrête les itérations lorsque $[V_1^{(k)}] \simeq [V_1^{(k-1)}]$

Détermination du second mode

Pour la détermination du second mode, on considère une déformée qui ne contienne aucune composante du 1er mode.

les vecteurs modaux ϕ_j possèdent les propriétés suivantes :

1. $\phi_J^T . K . \phi_I = 0$ si $I \neq J$
2. $\phi_J^T . M . \phi_I = 0$ si $I \neq J$

M : matrice masse
K : matrice de rigidité

En utilisant la propriété 1, nous obtenons les résultats suivants :

le déplacement V est égal à $V = \phi Y$ $\begin{cases} \phi : \text{vecteur modal} \\ Y : \text{amplitude modale} \end{cases}$

$V = \phi_1 Y_1 + \phi_2 Y_2 + \dots + \phi_n Y_n$ si on multiplie V par $[\phi_n^T] \cdot [m]$, on obtient : $Y_n = \dfrac{\phi_n^T m V}{\phi_n^T m \phi_n}$

avec ϕ_n^T : transposé du vecteur modal ϕ_n

Si on veut éliminer les composantes du 1er mode, on procède de la façon suivante :
On suppose que $V_2^{(0)} = \phi Y^{(0)}$

$\phi Y^{(0)} = \sum_{n=1}^{N} \phi_n Y_n^{(0)} \Rightarrow \phi_1^t m V_2^{(0)} = \phi_1^t m \phi_1 Y_1^{(0)} + 0 \dots$ (propriété 2) $\Rightarrow Y_1^{(0)} = \dfrac{\phi_1^T \cdot m V_2^{(0)}}{\phi_1^T m \phi_1}$

Il faut donc éliminer cette composante $Y_1^{(0)}$ de la déformée initiale

$V_2^{(0)}\text{épuré} = V_2^{(0)} - \phi_1 Y_1^{(0)} \Rightarrow V_2^{(0)}\text{épuré} = \left[I - \dfrac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T m \right] V_2^{(0)} = S_1 V_2^{(0)}$

$\begin{cases} I : \text{matrice identité} \\ M_1 = \phi_1^T \cdot m \cdot \phi_1 \\ S_1 : \text{appelée matrice de balayage} \end{cases}$ $S_1 = I - \dfrac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T m$

La méthode de Stodola peut être formulée : $\dfrac{1}{\omega_2^2} V_2^{(1)} = D S_1 V_2^{(0)}$

On posera $D_2 = D S_1$

Pour la détermination du second mode, on utilisera le même procédé itératif que celui utilisé pour le 1er mode avec cette fois-ci la nouvelle matrice dynamique D_2

Application au 3e mode

On a $\dfrac{1}{\omega_3^2} V_3^{(1)} = D S_2 V_3^{(0)}$ avec $\begin{cases} S_2 = S_1 - \dfrac{1}{M_2} \phi_2 \phi_2^T m \\ M_2 = \phi_2^T m \phi_2 \end{cases}$

On posera $D_3 = D S_2$

Remarques :

- En général, les coordonnées du $k^{ième}$ vecteur modal auront un chiffre significatif de moins que les coordonnées du $(k-1)^{ième}$ vecteur modal.
  De cette remarque on voit bien que le procédé est limité, son utilisation n'est possible que pour le calcul de quatre ou cinq modes au maximum

- Pour le calcul des modes propres de vibrations de la structure, on suppose celle-ci non amorti

L'équation du mouvement d'un tel système est donné par $M\ddot{U} + KU = 0$

Une solution particulière est donné par $U = a D \sin(\omega t + \theta)$ — a, ω, θ sont des constantes
D : vecteur constant — U : vecteur déplacement

$$\ddot{U} = -\omega^2 U$$

l'équation du mouvement devient : $(-\omega^2 M D + K D)\, a \sin(\omega t + \theta) = 0$
M : matrice masse   K : matrice de rigidité
cette relation doit être vérifiée quelque soit t d'où $(K - M\omega^2) D = 0$

En multipliant par $\frac{1}{\omega^2} F$, l'équation devient $\left(\frac{1}{\omega^2} I - FM\right) D = 0$: on retrouve l'équation (1)

- Pour la détermination des caractéristiques d'un mode de vibration, on introduira deux coefficients :

- coefficient de participation des modes

$$\eta = \frac{\left[\sum M_k x_{ki}\right]^2}{\sum M_k \left[\sum M_k x_{ki}^2\right]}$$

M_k : masse au niveau k
x_{ki} : amplitude de la déformée au niveau k pour le mode i

On admet que lorsque la somme des coefficients de participation des j premiers modes dépasse 80 %, il y a lieu de ne pas tenir compte dans l'étude sismique des modes suivants

- coefficient de contribution : Γ_{ik} coefficient de forme du i^e mode. Il peut être considéré comme un coefficient de répartition de la charge sismique sur la construction

$$\Gamma_{ik} = \Gamma_i \cdot X_{ki}$$

$$\Gamma_i = \frac{\sum M_k \cdot X_{ki}}{\sum M_k \, X_{ki}^2}$$

- Pour l'évaluation des forces sismiques de calcul, on tiendra compte des résultats donnés par la méthode de Stodola. Ceux-ci ont été obtenus grâce au programme que nous vous présentons ci-après.

Remarques

Ce programme peut être utilisé dans le cas de batiments à hauteur d'étage constantes, à inertie par étage constante. Il donne les caractéristiques des 3 premiers modes de vibration (déformée, période, coefficients de participation et contribution) ainsi que les forces sismiques à chaque niveau

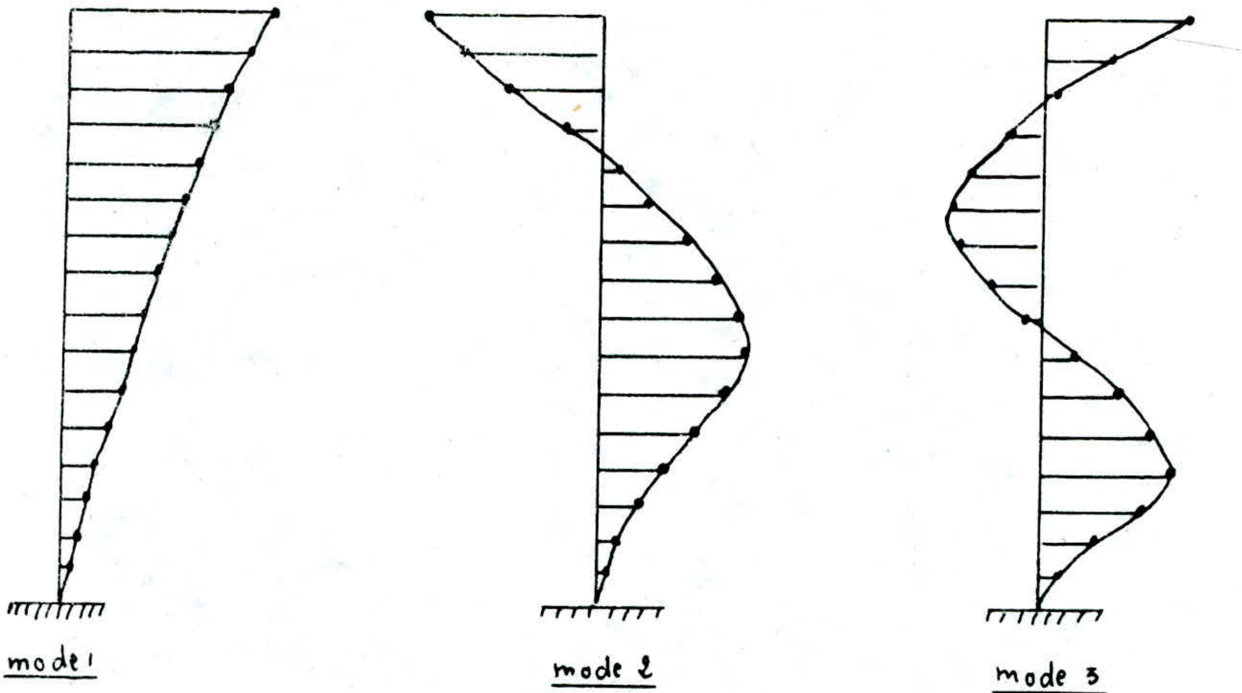
Participation des modes

Dans notre cas, la participation des 2 premiers modes est supérieure à 80 % dans les deux sens ; nous ne tiendrons compte que des deux premiers modes de vibrations de la structure dans l'étude sismique exposée au paragraphe qui suit

seisme x - x : $\eta_1 = 60,7\ \%$ $\eta_2 = 21,65\ \%$ $\eta_3 = 7,62\ \%$

seisme y - y : $\eta_1 = 61,17\ \%$ $\eta_2 = 22,36\ \%$ $\eta_3 = 7,71\ \%$

Déformées des 3 premiers modes



les résultats finaux ; vecteurs propres , périodes , coefficients de contribution sont présentés à la page suivante.

```
DETERMINATION DES PERIODES ET FORMES PROPRES DE VIBRATIONS D'UNE STRUCTURE M
DE DE STODOLA .DETERMINATION DES FORCES SISMIQUES A CHAQUE NIVEAU"
INPUT"NOMBRE DE DEGRES DE LIBERTE N=";N
DIM MO(N,50),S(N,50),SO(N,N),ID(N,N),MA(N,N),M(N),DY(N,N),SI(N,N,5),X(N,N),XT
N),H(N,N),HE(N,N),DM(N,N),XP(5,N),F(N,N),FO(N)
INPUT"MODULE DE YOUNG en Kg/m2  EY=";EY
INPUT"HAUTEUR D'ETAGE en m  HE=";HE
INPUT"INERTIE D'ETAGE en m4 IN=";IN
INPUT"SECTION REDUITE DES VOILES en m2 SR=";SR
CLS:PRINT"INTRODUIRE LES MASSES CONCENTREES A CHAQUE PLANCHER"
PRINT
FOR I=1 TO N:PRINT"M(";I;")=";:INPUT M(I):NEXT
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:IF I=J THEN 120
 ID(I,J)=0:MA(I,J)=0:GOTO 130
 MA(I,J)=M(I):ID(I,J)=1
 NEXT:NEXT
 C=(HE^3)/(6*EY*IN*9.81):KI=(2.3*HE)/(EY*9.81*SR)
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:SO(I,J)=(C*I^2*(3*J-I))+(I*KI):NEXT:NEXT
 FOR I=2 TO N:FOR J=1 TO (I-1):SO(I,J)=SO(J,I):NEXT:NEXT
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:W=0:FOR K=1 TO N:W=W+SO(I,K)*MA(K,J):NEXTK
 DY(I,J)=W:NEXT:NEXT
 FF=0
 FOR K=1 TO 49:IF K>1 THEN 220
 FOR I=1 TO N:S(I,K)=1:NEXTI
 FOR I=1 TO N:G=0:FOR J=1 TO N:G=G+DY(I,J)*S(J,K):NEXTJ
 MO(I,K)=G:NEXTI
 FOR I=1 TO N:FOR J=I+1 TO N:IF(ABS(MO(I,K))<ABS(MO(J,K)))THEN 260
 NEXT J:MAK=ABS(MO(I,K)):GOTO 270
 NEXT I
 FOR I=1 TO N:H=K+1:S(I,H)=MO(I,K)/MAK:NEXTI
 FOR I=1 TO N:IF ABS(S(I,H)-S(I,K))>0.001 THEN 300
 NEXT I:GOTO 310
 NEXT K
 GOSUB 450
 FF=FF+1:IF FF>2 THEN 440
 IF FF=2 THEN 350
 GOTO 360
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:ID(I,J)=SI(I,J,FF-1):NEXT :NEXT
 FOR I=1 TO N:X(I,1)=S(I,H):XT(1,I)=X(I,1):NEXTI
 FOR I=1 TO N:S=0:FOR J=1 TO N:S=S+XT(I,J)*MA(J,I):NEXTJ:H(1,I)=S:NEXTI
 D=0:FOR I=1 TO N:D=D+H(1,I)*X(I,1):NEXTI:FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:HE(J,I)=X
 1)*XT(1,I):NEXT:NEXT
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:S=0:FOR K=1 TO N:S=S+HE(I,K)*MA(K,J):NEXTK
 SI(I,J,FF)=-S/D+ID(I,J):NEXT:NEXT
 FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:S=0:FOR K=1 TO N:S=S+DY(I,K)*SI(K,J,FF):NEXT K:DM(
)=S:NEXT:NEXT:FOR I=1 TO N:FOR J=1 TO N:DY(I,J)=DM(I,J):NEXT:NEXT
 GOTO 200
 GOTO 570
 PRINT"MODE";FF+1
 PRINT
 PRINT" VECTEUR PROPRE"
 PRINT
 FOR I=1 TO N:XP(FF+1,I)=S(I,H):PRINTXP(FF+1,I):NEXT I
 SA=0:SB=0:SC=0:FOR I=1 TO N
```

VECTEURS PROPRES ET DEFORMEES
****

SENS TRANSVERSAL Y-Y

NIVEAU	MODE 1	MODE 2	MODE 3
1	0.00763504	0.0772143	0.171815
2	0.02772840	0.2290300	0.431080
3	0.05908420	0.4214990	0.671100
4	0.10051100	0.6220880	0.806235
5	0.15083000	0.8011720	0.786016
6	0.20888100	0.9335870	0.603163
7	0.27354000	1	0.292851
8	0.34372400	0.9879240	-0.077092
9	0.41841700	0.8925450	-0.423219
10	0.49667300	0.7158580	-0.667691
11	0.57762500	0.4653470	-0.752846
12	0.66050000	0.1531690	-0.653052
13	0.74464100	-0.2054020	-0.379392
14	0.82952800	-0.5941870	0.024717
15	0.91474400	-0.9980170	0.503417
16	1	-1.4045900	1
PERIODES:	T1=1.35084 s	T2=0.24059 s	T3=0.0924 s
C.CONTRIBUT	C1=1.594	C2=0.634	C3=0.479

REMARQUE: le niveau 16 correspond a la terrasse.

\+ VECTEURS PROPRES ET DEFORMEES
****

SENS LONGITUDINAL X-X

NIVEAU	MODE 1	MODE 2	MODE 3
1	0.00877300	0.1001860	0.228697
2	0.02983770	0.2637700	0.506916
3	0.06200000	0.4590210	0.736677
4	0.10409000	0.6555140	0.842463
5	0.15491600	0.8256830	0.784887
6	0.21332600	0.9463420	0.567299
7	0.27819500	1	0.233371
8	0.34844000	0.9757970	-0.144039
9	0.42304800	0.8706320	-0.480971
10	0.50107700	0.6878340	-0.704033
11	0.58165700	0.4355380	-0.761690
12	0.66401100	0.1262750	-0.635183
13	0.74748000	-0.2244830	-0.342399
14	0.83156200	-0.6006720	0.066703
15	0.91583400	-0.9872210	0.533881
16	1	-1.3716100	1
PERIODES:	T1=0.935997 s	T2=0.174738 s	T3=0.070825 s
C.CONTRIBUT:	C1=1.593	C2=0.645	C3=0.458

```
510 SA=SA+M(I)*S(I,H):SB=SB+M(I):SC=SC+M(I)*S(I,H)^2:NEXTI
520 CON(FF+1)=SA/SC :PRINT"FACTEUR DE CONTRIBUTION=";SA/SC
530 CP(FF+1)=SA^2/(SB*SC):PRINT"COEFFICIENT DE PARTICIPATION=";SA^2/(SB*SC)
540 AX=S(N,H)/MO(N,K):T(FF+1)=6.28318/SQR(AX)
550 PRINT"PERIODE=";6.28318/SQR(AX)
560 RETURN
565 PRINT
570 INPUT"COEFFICIENT D'ACC DES ZONES A=";A
580 INPUT"FACTEUR DE COMPORTEMENT DE LA STRUCTURE B=";B
590 INPUT"FACTEUR DE QUALITE Q=";Q
600 S=0:FOR K=1 TO 3:S=S+CP(K)*100:IF S<=80 THEN 620
610 H=K:GOTO 630
620 NEXT K
621 PRINT"ON DOIT CALCULER LES MODES SUPERIEURS":END
630 FOR I=1 TO H:D(I)=2*SQR(0.3/T(I))  :IF D(I)<=2 THEN 650
640 D(I)=2
650 CF(I)=A*B*D(I)*Q*CON(I)
660 FOR J=1 TO N:F(I,J)=CF(I)*M(J)*XP(I,J):NEXT:NEXT
662 PRINT
663 PRINT"DISTRIBUTION EN HAUTEUR DES FORCES SISMIQUES"
664 PRINT
665 SA=0:FOR J=1 TO N:S=0:FOR I=1 TO H:S=S+F(I,J)^2:NEXTI
670 FO(J)=SQR(S):PRINT FO(J) :SA=SA+FO(J):NEXTJ
690 PRINT"EFFORT TRANCHANT A LA BASE=";SA
700 END
```

CHAP V

ETUDE SISMIQUE

ETUDE SISMIQUE

Dans notre étude sismique, la méthode statique exposée dans le RPA 81 n'est pas appliquable, car les conditions d'application de cette méthode ne sont pas vérifiées (hauteur > 45 m).

Etant donné que la somme du coefficient de participation du 1^er Mode avec celui du 2^e Mode dépasse les 80%, on peut négliger l'effet des Modes supérieurs. Les Forces sismiques de calcul seront déterminées d'après la formule :

$$\boxed{F_{ik} = A \cdot D_i \cdot B \cdot Q \cdot \Gamma_{ik} \cdot W_k}$$

Avec :

F_{ik} : Force sismique de calcul, appliquée au $k^{ième}$ niveau de la construction et correspondant au $i^{ème}$ mode des vibrations.

A : coefficient d'accélération des Zones

D_i : Facteur d'amplification dynamique moyen.

B : Facteur de comportement de la structure.

Q : Facteur de Qualité.

Γ_{ik} : Coefficient des modes des vibrations $\Gamma_{ik} = \Gamma_i \cdot X_{ki}$ avec

Γ_i : coefficient de contribution

X_{ki} : Vecteur propre correspondant à chaque mode

i : indice correspondant au mode

k : indice indiquant le niveau

La Force sismique résultante à l'étage k est donnée par la moyenne quadratique :

$$F_K = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2}$$

L'ensemble des Forces F_K représente la charge sismique de calcul dans la direction considérée.

<u>A : coefficient d'accélération des Zones</u> : ce coefficient dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas :

(groupe d'usage 2 et zone sismique II) $\Rightarrow A = 0,15$

<u>D_i : Facteur d'amplification dynamique moyen :</u>

La valeur de D_i sera déterminée à partir du spectre de réponse de la zone II et du groupe d'usage de la structure (2) pour un ammortissement de 10%.

Seisme X-X	Période Ti(s)	Di	Seisme Y-Y	Période Ti(s)	Di
mode 1	0,935	1,132	mode 1	1,35	0,942
mode 2	0,174	2	mode 2	0,24	2

Dans notre cas, on supposera le sol ferme. Ces valeurs sont tirées du spectre de réponse.

<u>B : Facteur de comportement de la Structure</u> : Nous sommes dans le cas où la structure est composée de voiles et portiques. La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles, De plus ceux ci reprennent plus de 20% des sollicitations dûes aux charges verticales ⇒ catégorie 5 ⇒ B = 1/3

<u>Q : Facteur de Qualité :</u>

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q$$

q critères	Valeurs P_q
conditions min de files porteurs	0
surabondance en plan	0
symétrie en plan	0
regularité en élévation	0
contrôle qualité des matériaux	0,1
controle qualité de la construction	0,1

D'où $Q = 1,2$

d'où $F_{ki} = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,2 \cdot D_i \cdot \Gamma_i \, X_{ki} W_k = 0,06 \, D_i \cdot \Gamma_i \cdot X_{ki} \cdot W_k$

Seisme x-x	Γ_i	D_i	F_{ki}	Seisme Y-Y	Γ_i	D_i	F_{ki}
mode 1	1,593	1,132	$0,108 \, X_{ki} W_k$	mode 1	1,594	0,942	$0,09 \, X_{ki} W_k$
mode 2	0,645	2	$0,077 \, X_{ki} W_k$	mode 2	0,634	2	$0,076 \, X_{ki} W_k$

<u>Exemple de calcul sens x-x :</u> $F_K = \sqrt{F_{K1}^2 + F_{K2}^2}$

Niveau 1 : $W_1 = 470 \, t$

$X_{11} = 0,00877 \Rightarrow F_{11} = 0,108 \cdot 0,00877 \cdot 470 = 0,445 \, t$

$X_{12} = 0,1 \Rightarrow F_{12} = 0,077 \cdot 0,1 \cdot 470 = 3,619 \, t$

$\Rightarrow F_1 = \sqrt{0,445^2 + 3,619^2} \Rightarrow F_1 = 3,646 \, t$

Les autres Forces sont calculées de la même manière, des résultats sont réunis dans le tableau suivant :
Les calculs sont faits par ordinateur.

TABLEAU DONNANT LES FORCES SISMIQUES A CHAQUE NIVEAU

SENS LONGITUDINAL X-X

NIVEAUX	FORCES (t)
1	3.646
2	9.637
3	16.906
4	24.285
5	30.876
6	35.902
7	38.843
8	36.971
9	33.244
10	31.025
11	29.162
12	28.946
13	27.224
14	33.310
15	41.139
16	43.781
SOMME:	464.897

SENS TRANSVERSAL Y-Y

NIVEAUX	FORCES(t)
1	2.776
2	8.263
3	15.243
4	22.616
5	29.271
6	34.383
7	37.540
8	35.736
9	31.787
10	28.880
11	25.754
12	24.211
13	22.716
14	28.777
15	36.924
16	40.481
SOMME:	425.358

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX DANS LES REFENDS :

on va appliquer la méthode exposée dans le livre intitulé : "calcul pratique des ossatures de batiment" de MR A. FUENTES . cette méthode concerne la distribution des éfforts horizontaux dans les refends en Béton armé . Dans cette méthode on supposera :

1 - la raideur de torsion de chaque refend est nulle
2 - l'assemblage de plusieurs refends, formant la cage d'escalier par exempl ne forme pas un ensemble rigide pouvant présenter une raideur à la torsio Autrement dit, l'étude est menée comme s'il s'agissait de plusieurs refenc juxtaposés, sans liaisons.
3 - Les planchers sont indéformables horizontalement.
4 - Les refends sont parfaitement encastrés à la base.
5 - L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends.

Principe de la méthode :

On s'interesse au cas général où la résultante des éfforts horizontaux extérieurs ne coincide pas avec le centre de torsion. ce cas peut être traité en ramenant la résultante des efforts au centre de torsion.

Effet de translation :

La translation ne concerne que les refends parrallèles à la direction de l'effor horizontal, car les refends perpendiculaires à la direction de l'effort considéré ont des inerties négligeables dans ce sens D'où :

sens xx : $$H_{jx}^{(1)} = \frac{F_{jx} \, I_Y}{\Sigma I_Y}$$ sens YY : $$H_{jY}^{(1)} = \frac{F_{jY} \cdot I_x}{\Sigma I_x}$$

Effet de rotation :

sens xx : $$H_{jx}^{(2)} = \frac{F_{jx} \cdot e_y \cdot I_Y \, d_Y}{\Sigma(I_Y d_Y^2) + \Sigma(I_x d_x^2)}$$ sens Y-Y : $$H_{jY}^{(2)} = \frac{F_{jY} \cdot e_x \cdot I_x \, d_x}{\Sigma(I_Y d_Y^2) + \Sigma(I_x d_x^2)}$$

F_{jx} : éffort horizontal agissant à l'étage j dans le sens x-x
F_{jY} : éffort horizontal agissant à l'étage j dans le sens Y-Y
I_Y : inertie d'un refend Longitudinal
I_x : inertie d'un refend transversal
e_x, e_Y : excentricités théoriques ou accidentelles.
d_x : distance algébrique d'un refend transversal à l'axe cy
d_Y : distance algébrique d'un refend Longitudinal à l'axe cx.
c : Centre de torsion.

Superposition des éfforts :
$$\begin{cases} H_{jx} = H_{jx}^{(1)} + H_{jx}^{(2)} \\ H_{jY} = H_{jY}^{(1)} + H_{jY}^{(2)} \end{cases}$$

Détermination de l'inertie polaire I_θ :

$$I_\theta = \Sigma(I_x d_x^2) + \Sigma(I_Y d_Y^2)$$

VOILES	$I_{Y_i}(m^4)$	$Y_i(m)$	$dY_i(m)$	$dY_i^2(m^2)$	$I_{Y_i}\,dY_i^2\,(m^6)$
Vx1	16,159	0,15	-8,024	64,38	1040,39
Vx2	0,304	4,35	-3,824	14,62	4,44
Vx3	0,304	4,35	-3,824	14,62	4,44
Vx4	18,296	8	-0,174	0,03	0,55
Vx5	40,04	11,55	3,376	11,39	456,35
				Σ	1506,17

$$\begin{cases} X_{CT} = 11{,}232\ m \\ Y_{CT} = 8{,}174\ m \end{cases}$$

Voiles	$I_{X_i}(m^4)$	$X_i(m)$	$dX_i(m)$	$dx_i^2(m^2)$	$I_{X_i}\,dx_i^2\,(m^6)$
V_{Y1}	12,453	5,65	-5,58	31,14	387,9
V_{Y2}	0,745	9,25	-1,982	3,93	2,926
V_{Y3}	0,745	13,35	2,12	4,49	3,34
V_{Y4}	5,377	9,25	-1,98	3,92	21,12
V_{Y5}	3,592	13,35	2,12	4,49	16,11
V_{Y6}	12,453	17,05	5,82	33,87	421,42
				Σ	852,872

$$I_\theta = 1506{,}17 + 852{,}872 = 2359{,}042\ m^6$$

Détermination des efforts horizontaux revenant à chaque voile :

sens x-x

$$H_{jx} = \frac{F_{jx}\, I_y}{75{,}103} + \frac{F_{jx}\, e_y\, I_y\, d_y}{2359{,}042}$$

sens y-y

$$H_{jY} = \frac{F_{jY}\, I_x}{35{,}359} + \frac{F_{jY}\, e_x\, I_x\, d_x}{2359{,}042}$$

Exemple de calcul :

voile V_{Y1} niveau 16 :

$$H_{jY} = \frac{I_x}{35{,}359}\, F_{jY} + F_{jY}\cdot\frac{e_x\, I_x\, d_x}{2359{,}042}$$

$$= 0{,}38562\, F_{jY} = 15{,}58\ t$$

$d_x = -5{,}58\ m$

$F_{jy} = 40{,}481\ t$

$e_x = 1{,}135\ m$

$I_x = 12{,}453\ m^4$

Remarque : L'article 3.3.5 des RPA 81 nous recommande de négliger les efforts tranchants négatifs dus à la torsion

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant :

TABLEAU DONNANT LES EFFORTS HORIZONTAUX REVENANT A CHAQUE VOILE - SENS LONGITUDINAL X-X -en tonnes

NIVEAU	VX1	VX2	VX3	VX4	VX5
1	1.235	0.0189	0.0189	0.896	1.943
2	3.305	0.0501	0.0501	2.370	5.136
3	5.798	0.0879	0.0879	4.158	9.010
4	8.329	0.126	0.126	5.974	12.94
5	8.552	0.142	0.142	7.564	18.46
6	9.944	0.165	0.165	8.795	21.47
7	10.76	0.178	0.178	9.516	23.23
8	10.24	0.170	0.170	9.057	22.10
9	9.208	0.152	0.152	8.144	19.87
10	8.593	0.142	0.142	7.600	18.55
11	8.077	0.134	0.134	7.144	17.43
12	8.018	0.133	0.133	7.091	17.31
13	7.541	0.125	0.125	6.669	16.28
14	9.226	0.153	0.153	8.160	19.92
15	11.39	0.189	0.189	10.08	24.60
16	12.13	0.201	0.201	10.73	26.18

LE NIVEAU 16 CORRESOND A LA TERRASSE

TABLEAU DONNANT LES EFFORTS HORIZONTAUX REVENANT A CHAQUE VOILE-SENS TRANSVERSAL Y-Y -en tonnes

NIVEAU	VY1	VY2	VY3	VY4	VY5	VY6
1	1.068	0.060	0.061	0.435	0.291	1.071
2	3.181	0.179	0.180	1.297	0.867	3.189
3	5.868	0.331	0.332	2.393	1.600	5.883
4	8.707	0.491	0.493	3.551	2.375	8.729
5	11.26	0.635	0.638	4.595	3.073	11.29
6	13.23	0.746	0.749	5.398	3.610	13.27
7	14.45	0.814	0.818	5.893	3.941	14.49
8	13.75	0.775	0.779	5.610	3.752	13.79
9	12.23	0.689	0.692	4.990	3.337	12.27
10	11.12	0.626	0.629	4.534	3.032	11.14
11	9.915	0.558	0.561	4.043	2.704	9.941
12	9.321	0.525	0.527	3.801	2.542	9.345
13	8.745	0.492	0.495	3.566	2.385	8.768
14	11.07	0.624	0.627	4.517	3.022	11.11
15	14.21	0.801	0.804	5.797	3.877	14.25
16	15.58	0.878	0.882	6.355	4.250	15.62

CHAP VI

ETUDE AU VENT

Action du vent

Etude dans la direction parallèle à celle du vent

La force de trainée T par unité de longueur est la composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent.

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d$$

Signification des paramètres

- ct : coefficient de forme (ou de trainée). Il dépend de l'élancement de la tour ainsi que de la rugosité de la surface offerte au vent.

$$ct = C_{t_0} \cdot \gamma_0$$

C_{t_0} : dépend de la catégorie du batiment

γ_0 est relatif à l'une des façades et est fonction du rapport des dimensions b/h et a/h

- β : coefficient de majoration dynamique tenant compte de la période d'oscillation de la structure

$$\beta = \theta(1 + \xi\tau) \qquad \beta \geqslant 1$$

θ : coefficient dépendant de la hauteur de la construction

ξ : coefficient de réponse donné en fonction de la période

τ : coefficient de pulsation determiné à chaque niveau considéré en fonction de la côte H.

- S : coefficient de réduction : il est determiné en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent et de la côte H du point le plus haut de cette surface
- d : largeur du maître couple
- q : pression du vent $\quad q = q_H \cdot K_s \cdot K_m$

K_s : coefficient de site

K_m : coefficient de l'effet de masque

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H

q_{10} : pression dynamique de référence (à H = 10m) $\qquad q_H = q_{10} \cdot 2,5 \cdot \dfrac{H+18}{H+60}$

A) sens longitudinal x-x : vent sur la face S_b

$\begin{cases} a = 22,7\,m \\ b = 15,45\,m \end{cases}$ $\quad z = 48,96\,m \quad$ vent normal à la petite face $\quad \left.\begin{array}{l} \lambda_b = h/b = 3,168 \\ \lambda_a = b/a = 0,68 \end{array}\right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1,015$

- coefficient C_t $\qquad C_{t_0} = 1,3$ catégorie 1 $\quad$ d'où $C_t = 1,3195$
- coefficient β $\qquad$ Nous sommes dans le cas où $30 < H_s < 60\,m$ d'où $\theta = 0,7 + 0,01(H_s - 30)$

on a $\theta = 0,8896$

Determination de ξ : l'annexe 4.532 des NV65 donne pour un contreventement par voiles en béton armé :

$l_x = 22,7\,m$ dans notre cas

h : hauteur du batiment

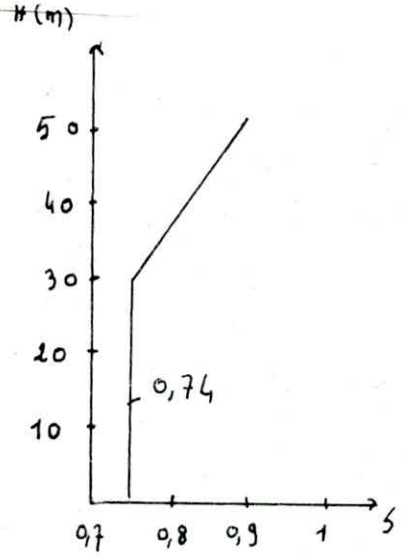
$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{h}{l_x + h}}$$

$T = 0,679\,s$ d'où $\xi = 0,45$

D'où $\begin{cases} \beta = 0,8896\,(1 + 0,45\,\tau) \\ \beta \geqslant 1 \end{cases}$

- coefficient de réduction δ

voir graphe →



- Détermination de la pression du vent : q

$$q = k_s \cdot k_m \cdot q_{10}^{n} \cdot 2{,}5 \, \frac{H+18}{H+60}$$

$k_s = 1$ région II, site normal
$k_m = 1$ ouvrage non abrité
$q_{10}^{n} = 70 \text{ daN/m}^2$ région II, altitude < 1000 m

D'où $q = 175 \, \dfrac{H+18}{H+60}$

- largeur du maitre couple $d = b = 15{,}45 \text{ m}$

Cas des surcharges normales

Actions statiques $T_{sn} = c_t \cdot d \cdot \delta \, q$
Actions dynamiques $T_{dn} = \beta \cdot T_{sn}$

H (m)	q (daN/m²)	δ	Tsn (daN/m)	τ	β	Tdn (daN/m)
48,96	107,5	0,88	1928	0,302	1,01	1948
45	105	0,85	1819	0,3075	1,012	1842
40	101,5	0,8	1655	0,315	1,015	1681
35	97,6	0,77	1532	0,322	1,018	1561
30	93,3	0,74	1407	0,33	1,021	1438
25	88,5	0,74	1335	0,337	1,024	1368
20	83,1	0,74	1253	0,345	1,027	1288
15	77	0,74	1161	0,352	1,03	1196
10	70	0,74	1056	0,36	1,033	1090
5	61,9	0,74	933	0,36	1,033	963
0	52,5	0,74	792	0,36	1,033	818

Cas des surcharges extrêmes

Action statique : $T_{se} = 1{,}75 \, T_{sn}$
Action dynamique : $T_{de} = \left[0{,}5 + \frac{\theta}{2}\right] \cdot \beta \cdot T_{se} = 0{,}944 \, \beta \cdot T_{se}$
$0{,}944 \, \beta \geq 1$

H (m)	48,96	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
Tse (daN/m)	3374	3183	2896	2681	2462	2336	2193	2032	1848	1633	1386
β	1,01	1,012	1,015	1,018	1,021	1,024	1,027	1,03	1,033	1,033	1,033
0,944 β	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Tde (daN/m)	3374	3183	2896	2681	2462	2336	2193	2032	1848	1633	1386

Sens transversal Y- Y : vent sur la face Sa

Tout calculs faits, on trouve

$\gamma_0 = 1$

$Ct = 1,3$

$T = 0,868\,s$ d'où $\xi = 0,6$ $\beta = 0,8896\,(1 + 0,6\,\tau)$

$d = a = 22,7\ m$

Cas des surcharges normales

H (m)	48,96	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
q (daN/m²)	107,5	105	101,5	97,6	93,3	88,5	83,1	77	70	61,9	52,5
δ	0,88	0,85	0,8	0,77	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
Tsn (daN/m)	2791	2633	2396	2218	2037	1933	1815	1681	1529	1352	1146
τ	0,302	0,3075	0,315	0,3225	0,33	0,3375	0,345	0,3525	0,36	0,36	0,36
β	1,05	1,053	1,057	1,061	1,065	1,069	1,073	1,077	1,081	1,081	1,081
Tdn (daN/m)	2931	2773	2533	2353	2169	2066	1947	1810	1653	1462	1239

Cas des surcharges extrêmes

H(m)	48,96	45	40	35	30	25	20	15	10	5	0
Tse (daN/m)	4884	4608	4193	3882	3565	3383	3177	2942	2676	2366	2006
β	1,05	1,053	1,057	1,061	1,065	1,069	1,073	1,077	1,081	1,081	1,081
0,944 β	1	1	1	1,001	1,005	1,009	1,013	1,016	1,02	1,02	1,02
Tde (daN/m)	4884	4608	4193	3886	3583	3413	3218	2989	2730	2413	2046

Etude dans la direction perpendiculaire à celle du vent

De nombreuses observations ont mis en évidence le phénomène de vibration des constructions élancées dans la direction perpendiculaire à celle du vent. Ces vibrations apparaissent pour une vitesse du vent relativement faible. La vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée vitesse critique

$$V_{cr} = d/(S.T)$$

V_{cr} : vitesse critique d : largeur du maître-couple
T : période de vibration propre de la construction

S : nombre de Strouhal, fonction de la rugosité des surfaces, de la forme de la construction et de la rugosité du fluide. $S = 0,25 \div 0,3$

NV 65 énonce qu'à partir d'une vitesse critique $> 25\,ms^{-1}$, il est inutile de faire un calcul à la résonnance

- sens longitudinal x - x on prendra $S = 0,25$

$V_{cr} = 15,45 / (0,25 . 0,679) \Rightarrow V_{cr} = 91\ ms^{-1} > 25\ ms^{-1}$

- sens transversal y - y

$V_{cr} = 22,7 / (0,25 . 0,868) \Rightarrow V_{cr} = 104,6\ ms^{-1} > 25\ ms^{-1}$

Il est inutile de faire un calcul à la résonnance, et ceci dans les 2 sens.

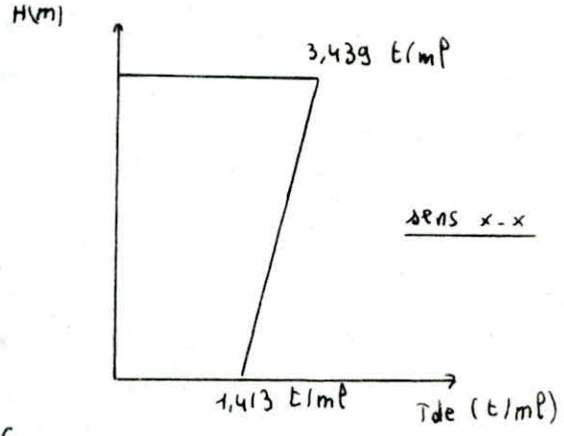
Calcul des efforts tranchants à la base

On a vu que dans notre cas, on ne tiendra pas compte de la force de dérive. Ainsi l'effort tranchant à la base se calculera à partir du diagramme de Tde. Celui-ci (en fonction de la hauteur h) peut être remplacé par approximation par un diagramme trapézoïdal sensiblement équivalent

sens longitudinal x - x

$$V = 1,413 . 48,96 + \frac{1}{2}[3,439 - 1,413] . 48,96$$

$$V = 118,77\ t$$



sens transversal y - y

$$V = 2,086 . 48,96 + \frac{1}{2}[4,981 - 2,086] . 48,96$$

$$V = 173\ t$$

Conclusion

Si on compare l'effort tranchant à la base engendré par l'effet du vent et celui engendré par le seisme, on voit que le premier est très inférieur au 2e. On ne tiendra donc pas compte de l'effet du vent dans la suite de notre étude

CHAP VII

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES

1. VOILES PLEINS :

La détermination des efforts internes dans les voiles pleins ne pose pratiquement aucun problème. Ils seront assimilés à une console encastrée à sa base et soumise aux charges concentrées appliquées au niveau de chaque plancher.
Les calculs seront exposés de la façon suivante :
L'effort tranchant sera obtenu comme suit :

$T_{16} = F_{16}$
$T_{15} = T_{16} + F_{15}$ avec T_i : effort tranchant au niveau < i >
$T_{14} = T_{15} + F_{14}$
⋮ F_i : Force Horizontale au niveau < i >
$T_1 = T_2 + F_1$

Le Moment Fléchissant sera obtenu comme suit :

$M_{16} = 0$
$M_{15} = h.F_{16} = h.T_{16}$ avec M_i : moment fléchissant au plancher "i"
$M_{14} = M_{15} + T_{15}.h$
$M_{13} = M_{14} + T_{14}.h$ h : hauteur d'étage
⋮
$M_1 = M_2 + T_2 h$ $h = 3.06$ m
$M_0 = M_1 + T_1 h$

Les résultats sont donnés sous forme de Listings

2. VOILES AVEC OUVERTURES :

• On se propose d'utiliser dans ce cas la méthode proposée par Mr A. Fuentès pour déterminer les sollicitations (réf : « calcul pratique des ossatures de batiment en béton armé »)
Dans les voiles à ouvertures, il faut distinguer les trumeaux (montants) ayant un comportement semblable à celui des voiles pleins et les Linteaux ayant un comportement semblable à celui des poutres courtes, donc soumis à l'action prépondérante de l'effort tranchant. Ceux ci ont tendance à diviser le linteau en 2 consoles
Les hypothèses de la méthode sont :
- les refends ont une inertie constante sur toute la hauteur du batiment ($e = 30$ cm)
- les refends sont tous parfaitement encastrés à la base.
- les refends doivent avoir un même déplacement à chaque niveau lorsqu'ils sont sollicités par des efforts horizontaux, ce qui entraine l'égalité des rotations à ce niveau.
- le point d'inflexion dans le linteau se situe au milieu de celui-ci.

Nous prendrons d'abord le cas d'1 refend à une seule file d'ouvertures, nous généraliserons par la suite pour un refend à plusieurs files d'ouvertures.

Soit i : inertie du Linteau
I : inertie de chaque demi-refend

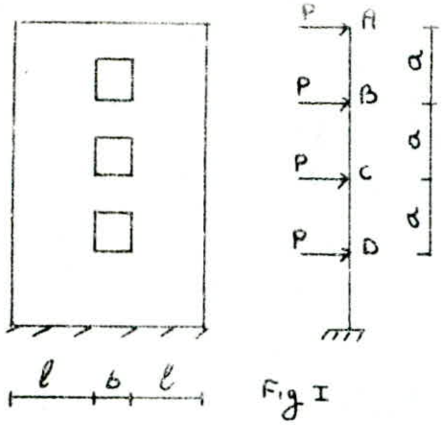
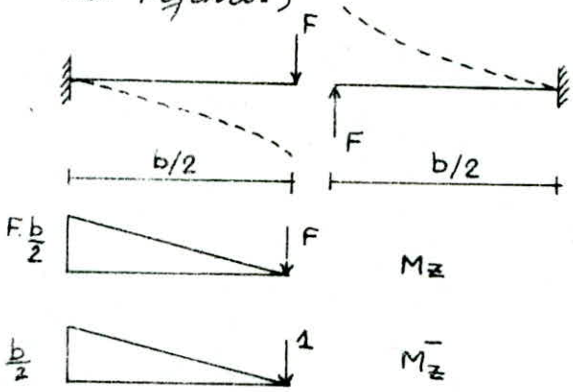


Fig I

Deux efforts F égaux et opposés sont crées en O milieu du Linteau aprés que celui-ci ait subi la déformation dûe à la rotation y' des trumeaux

Calculons la Flèche ΔH du linteau au point o sous l'effort F :
(Il faut noter que les linteaux sont encastrés dans Les refends)



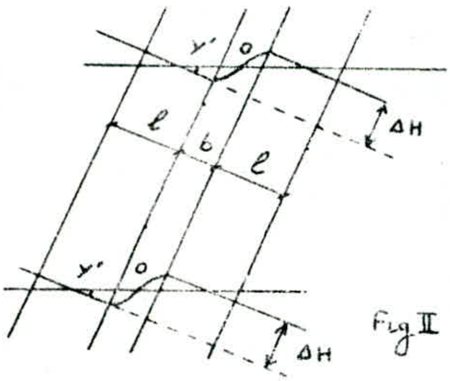


Fig II

$$Ei\,\frac{\Delta H}{2} = \frac{1}{2}\left(\frac{Fb}{2}\cdot\frac{b}{2}\right)\cdot\frac{2}{3}\,\frac{b}{2} \Rightarrow F = (12\,Ei\,\Delta H)/b^3$$

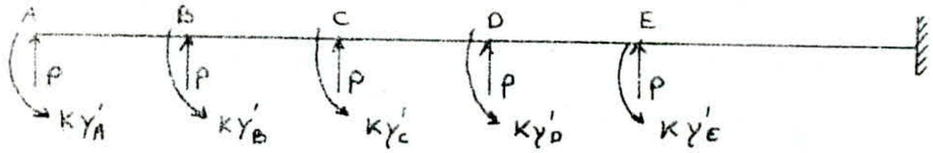
De La Fig II on peut exprimer ΔH en fonction de y'

$$y' = \frac{\Delta H}{2\left(\frac{\ell}{2}\right)+b} \quad \text{d'où} \quad \Delta H = (\ell+b)\,y' \quad \text{d'où} \quad F = \left[12\,Ei\,(\ell+b)\cdot y'\right]/b^3$$

Le moment par rapport à la fibre neutre des demi-refends est : $M = F.(b+\ell)/2$

D'où $M = \left[6Ei\,(\ell+b)^2 y'\right]/b^3 = Ky'$ avec $K = 6\,Ei\,(\ell+b)^2/b^3$
c'est le moment dû au linteau avec y' : rotation au niveau considéré

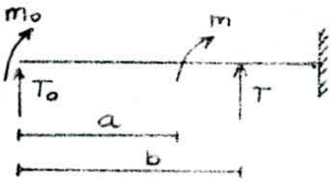
De ce qui précède, on peut schématiser le système de forces s'exerçant sur le refend.
Soit I : inertie du refend $\qquad a$: hauteur d'étage.



Ainsi $M_B = P.a - Ky'_A \qquad M_C = P.2a + Pa - K(y'_A + y'_B)$
on obtient donc la formule de récurrence, en partant du sommet :

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1}\cdot a - K\,(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-1})$$

Pour calculer les rotations, utilisons l'équation universelle :



$$EI\,\varphi(x) = -\left[m_0 x + \frac{T_0 x^2}{2} + \Big|_{x>a} m\,(x-a) + \Big|_{x>b} \frac{P(x-b)^2}{2}\right] + EI\,\varphi_0$$

Soit I : l'inertie du trumeau $\quad \varphi_0 = y'_A$ dans notre cas
pour $x = a \qquad EIy'_B = -\left[-Ky'_A\cdot a + \frac{Pa^2}{2}\right] + EIy'_A$

$$\Rightarrow y'_B = \frac{1\,a}{EI}\,Ky'_A - \frac{1}{EI}\,\frac{Pa^2}{2} + y'_A \quad \text{D'où} \quad y'_A = y'_B + \frac{1}{EI}\,\frac{Pa^2}{2} - \frac{1.a}{EI}\,Ky'_A$$

Pour $x = 2a$: $EIy'_C = -\left[-Ky'_A\,2a + \frac{P(2a)^2}{2} - Ky'_B\,a + P\frac{a^2}{2}\right] + EIy'_A$

$$EIy'_C = 2aKy'_A - 4a^2P/2 + Ky'_B\,a - P\frac{a^2}{2} + EIy'_B + \frac{Pa^2}{2} - Ky'_A\,a$$

$$y'_C = Ka(y'_A + y'_B)\cdot\frac{1}{EI} + y'_B - 4a^2\frac{P}{2}\cdot\frac{1}{EI}$$ que l'on peut écrire

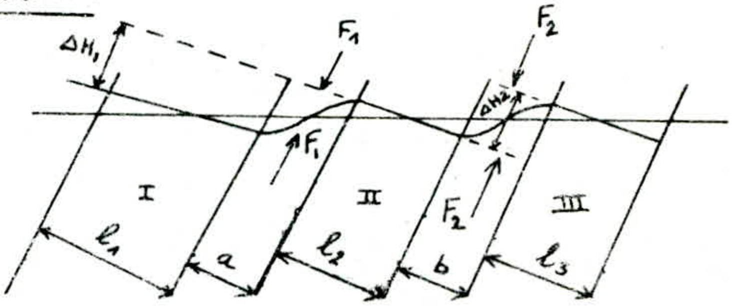
$$y'_B = y'_C + 2P\frac{a^2}{2EI} + Pa\frac{a}{EI} - K(y'_A + y'_B)\frac{a}{EI}$$

D'où la formule de récurrence (en partant du sommet) :

$y'_{n-1} = y'_n$ + moment de console en $n-1$. $\frac{a}{EI}$ + effort tranchant en $n-1$. $\frac{a^2}{2EI}$ $- K(y'_1 + \dots + y'_{n-1})\cdot\frac{a}{EI}$

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1}\cdot\frac{a}{EI} + T_{n-1}\cdot\frac{a^2}{2EI} - m_{n-1}\cdot\frac{a}{EI}$$ avec $m_{n-1} = K(y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$

Cas de refends à plusieurs files d'ouvertures :



comme précédemment, on obtient : $F_1 = (12Ei\,\Delta H_1)/a^3$; $F_2 = (12Ei\,\Delta H_2)/b^3$

$$y' = \frac{\Delta H_1}{\left(\frac{\ell_1}{2} + a + \frac{\ell_2}{2}\right)} \Rightarrow \Delta H_1 = (\ell_1 + 2a + \ell_2)\cdot y'/2$$

$$y' = \frac{\Delta H_2}{\left(\frac{\ell_2}{2} + b + \frac{\ell_3}{2}\right)} \Rightarrow \Delta H_2 = (\ell_2 + 2b + \ell_3)\cdot y'/2$$

D'où $F_1 = 6Ei(\ell_1 + 2a + \ell_2)\,y'/a^3$ et $F_2 = 6Ei(\ell_2 + 2b + \ell_3)\cdot y'/b^3$

Les moments de correction sont donc :

refend I : $M_1 = F_1(a + \ell_1)/2 \Rightarrow M_1 = \frac{3Ei}{a^3}(\ell_1 + 2a + \ell_2)\cdot y'(a + \ell_1)$

refend II : $M_2 = F_1(a + \ell_2)/2 + F_2(b + \ell_2)/2$

$$M_2 = \frac{6Ei}{2a^3}(\ell_1 + 2a + \ell_2)\,y'(a + \ell_2) + \frac{6Ei}{2b^3}(\ell_2 + 2b + \ell_3)\,y'(b + \ell_2)$$

refend III :

$$M_3 = F_2\cdot(b + \ell_3)/2 \Rightarrow M_3 = \frac{6Ei}{2b^3}(\ell_2 + 2b + \ell_3)\,y'(b + \ell_3)$$

on pose : $K_1 = 3Ei(\ell_1 + 2a + \ell_2)\cdot(a + \ell_1)\cdot[1/a^3]$

$$K'_1 = 3Ei(\ell_1 + 2a + \ell_2)(a + \ell_2)\cdot/a^3$$

$$K_2 = 3Ei(\ell_2 + 2b + \ell_3)(b + \ell_2)/b^3$$

$$K'_2 = 3Ei(\ell_2 + 2b + \ell_3)(b + \ell_3)/b^3$$

En partant du Sommet (l'indice 1 indique le niveau terrasse), on obtient des formules de récurrence suivantes :

$$M_{nc} = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - (\Sigma K' + \Sigma K)(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-1}) \qquad (1)$$

$$y'_{n-1} = y'_n + M_{n-1}\frac{h}{\Sigma EI} + T_{n-1}\frac{h^2}{2\Sigma EI} - (\Sigma K + \Sigma K')(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-1})\frac{h}{\Sigma EI} \qquad (2)$$

avec :

M_{n-1} : moment de console en $n-1$ sous effort extérieur total
T_{n-1} : effort tranchant en $n-1$ sous effort extérieur total
h : hauteur d'étage
M_{nc} : moment corrigé au niveau n
y'_n : rotation au niveau n
i : inertie du linteau
ΣI : Inertie totale des trumeaux constituant le voile.

E : module d'elasticité du matériau constituant les trumeaux et les Linteaux

on pose : $\begin{cases} F_{n-1} = M_{n-1}\dfrac{h}{\Sigma EI} + T_{n-1}\dfrac{h^2}{2\Sigma EI} \\ \alpha = (\Sigma K + \Sigma K')\dfrac{h}{\Sigma EI} \end{cases}$

l'équation (2) devient : $\alpha(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-1}) + y'_{n-1} - y'_n = F_{n-1}$ d'où

$$\alpha(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-2}) + (1+\alpha)y'_{n-1} - y'_n = F_{n-1}$$

cette formule représente un système d'équations linéaires ayant comme inconnues les rotations y'. La résolution du système est basée sur le fait que la rotation à la base est nulle.

$n-1 = 1$ (2) devient : $(1+\alpha)y'_1 - y'_2 = F_1$
$n-1 = 2$ (2) devient : $\alpha y'_1 + (1+\alpha)y'_2 - y'_3 = F_2$
$n-1 = 3$ (2) devient : $\alpha(y'_1 + y'_2) + (1+\alpha)y'_3 - y'_4 = F_3$

ce qui donne le système suivant :

$$\begin{bmatrix} 1+\alpha & -1 & 0 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ \alpha & 1+\alpha & -1 & 0 & 0 & \cdots & 0 \\ \alpha & \alpha & 1+\alpha & -1 & 0 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & & \ddots & \ddots & & \vdots \\ \vdots & \vdots & & & & \ddots & 0 \\ \vdots & \vdots & & & & & -1 \\ \alpha & \alpha & \cdots & \cdots & \cdots & \alpha & 1+\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ y'_{15} \\ y'_{16} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ F_{15} \\ F_{16} \end{bmatrix}$$

Aprés avoir résolu ce système d'inconnues $y'_1, y'_2 \cdots y'_{16}$, on calculera le moment total corrigé :

$M_{nc} = M_{n-1} + T_{n-1} \cdot h - m_{n-1}$ avec $m_{n-1} = (\Sigma K + \Sigma K')(y'_1 + y'_2 + \cdots + y'_{n-1})$

Le moment corrigé sur chaque trumeau est donné par :

$$M_{ij} = \frac{I_i}{\Sigma I_i} M_{ncj} \qquad I_i : \text{inertie du trumeau } i \text{ considéré}$$

L'effort tranchant dans les trumeaux est donné par : $T_{ij} = \dfrac{I_i}{\Sigma I_i} T_j$

T_j : effort tranchant ext au niveau j

Pour les linteaux : y' : rotation au niveau considéré

effort tranchant dans le linteau 1 : $T_1 = 6\dfrac{Ei}{a^3}(l_1 + 2a + l_2)\,y'$

effort tranchant dans le linteau 2 : $T_2 = 6\dfrac{Ei}{b^3}(l_2 + 2b + l_3)\,y'$

Moment dans les linteaux :

linteau 1 : $M_1 = T_1 \cdot \dfrac{a}{2}$

linteau 2 : $M_2 = T_2 \cdot \dfrac{b}{2}$

Exemple de calcul : voile VX1 :

ce voile est constitué de 4 trumeaux dont les longueurs sont :
$l_1 = 1{,}4$ m $\quad l_2 = 2{,}8$ m $\quad l_3 = 2{,}8$ m $\quad l_4 = 1{,}4$ m
on a trois linteaux de longueurs égales : $a_1 = a_2 = a_3 = 1{,}10$ m
hauteur du linteau : 0,89 m

$i = 0{,}3 \cdot 0{,}89^3/12 \Rightarrow i = 0{,}0176\ m^4$

$I_1 = 0{,}3 \cdot 1{,}4^3/12 = I_4 = 0{,}0686\ m^4 \qquad h = 3{,}06\ m \qquad E = 3{,}78\ 10^6\ t/m^2$

$I_2 = I_3 = 0{,}3 \cdot 2{,}8^3/12 = 0{,}55\ m^4$

$K_1 = \dfrac{3 \cdot 3{,}78 \cdot 10^6}{1{,}1^3} \cdot 0{,}0176\,[1{,}4 + 2{,}2 + 2{,}8]\,(1{,}1 + 1{,}4) = 2{,}399\ 10^6$

$K'_1 = K_1\,(1{,}1 + 2{,}8)/(1{,}1 + 1{,}4) \Rightarrow K'_1 = 3{,}742 \cdot 10^6$

$K_2 = \dfrac{3 \cdot 3{,}78 \cdot 10^6}{1{,}1^3} \cdot 0{,}0176\,[2{,}8 + 2{,}2 + 2{,}8]\,(1{,}1 + 2{,}8) \Rightarrow K_2 = 4{,}561 \cdot 10^6$

$K'_2 = K_2\,(1{,}1 + 2{,}8)/(1{,}1 + 2{,}8) \Rightarrow K'_2 = 4{,}561 \cdot 10^6$

$K_3 = \dfrac{3\,Ei}{a_3^3}\,(l_3 + 2a_3 + l_4)\,(a_3 + l_3) \qquad K'_3 = \dfrac{3\,Ei}{a_3^3}\,(l_3 + 2a_3 + l_4)\,(a_3 + l_4)$

$K'_3 = 3 \cdot 3{,}78 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0176\,(2{,}8 + 2{,}2 + 1{,}4)\,(1{,}1 + 1{,}4)/1{,}1^3 \Rightarrow K'_3 = 2{,}399 \cdot 10^6$

$K_3 = K'_3\,(1{,}1 + 2{,}8)/(1{,}1 + 1{,}4) \Rightarrow K_3 = 3{,}742 \cdot 10^6$

D'où $K = (\Sigma K + \Sigma K') = 2{,}141 \cdot 10^7$

$h^2/2\Sigma EI = 3{,}06^2/2\,[3{,}78 \cdot 10^6\,(0{,}0686 \times 2 + 0{,}55 \cdot 2)] \Rightarrow \dfrac{h^2}{2\Sigma EI} = 1{,}002 \cdot 10^{-6}$

$h/\Sigma EI = 3{,}06/[3{,}78 \cdot 10^6 \cdot 2\,(0{,}0686 + 0{,}55)] \Rightarrow h/\Sigma EI = 6{,}543 \cdot 10^{-7}$

D'où $F_{n-1} = M_{n-1} \cdot 6{,}543 \cdot 10^{-7} + T_{n-1} \cdot 1{,}002 \cdot 10^{-6}$

$\alpha = K \cdot h/\Sigma EI \Rightarrow \alpha = \left(2{,}141 \cdot 10^7/[2 \cdot 3{,}78 \cdot 10^6\,(0{,}0686 + 0{,}55)]\right) \cdot 3{,}06$
$\alpha = 14{,}02$

Exemple de calcul de F_{n-1} :

Pour $n-1 = 1$ $\quad F_1 = M_1 \cdot 6{,}543 \cdot 10^{-7} + T_1 \cdot 1{,}002 \cdot 10^{-6} = 0 + 12{,}13 \cdot 1{,}002 \cdot 10^{-6} = 1{,}215\ 10^{-5}$

Pour $n-1 = 2$ $\quad F_2 = 37{,}178 \cdot 6{,}543 \cdot 10^{-7} + 23{,}52 \cdot 1{,}002 \cdot 10^{-6} = 4{,}785 \cdot 10^{-5}$

Pour $n-1 = 3$ $\quad F_3 = 109{,}089 \cdot 6{,}543 \cdot 10^{-7} + 32{,}746 \cdot 1{,}002 \cdot 10^{-6} = 10{,}419\ 10^{-5}$

Exemple de détermination du moment corrigé :

Pour le niveau 3 (à partir du sommet) :

$M_{3c} = M_2 + T_2 h - m_2 \qquad m_2 = K(y'_1 + y'_2) = 2,141\ 10^7 (9,782 \cdot 10^{-7} + 2,54 \cdot 10^{-6})$

$\Rightarrow m_2 = 75,334 \ t.m$

$M_{3c} = 37,1178 + 23,52 \cdot 3,06 - 75,334 \Rightarrow M_{3c} = 33,75 \ t.m$

Dans les trumeaux 1-4 on a $M_c = \dfrac{0,0686}{2(0,0686+0,55)} \cdot 33,75 \Rightarrow M_c = 1,871 \ t.m$

Dans les trumeaux 2-3 on a $M_c = \dfrac{0,55}{2(0,0686+0,55)} \cdot 33,75 \Rightarrow M_c = 15,0036 \ t.m$

Exemple de calcul des efforts tranchants dans les trumeaux :

Au niveau 3 :

trumeau 2 et 3 $\quad T = 32,746 \cdot \dfrac{0,55}{2(0,068+0,55)} = 14,5714 \ t$

Exemple de calcul d'effort tranchant dans les linteaux :

linteau 1, niveau 3 : $\quad T_1 = \dfrac{6 \cdot 3,78 \cdot 10^6}{1,1^3} (1,4+2,2+2,8) \cdot 4,00296 \cdot 10^{-6} \cdot 0,0176$

$T_1 = 7,6831 \ t$

d'où le moment de le linteau 1, niveau 3 : $M = T_1 \cdot \dfrac{a_1}{2} = 7,6831 \cdot 0,55 = 4,225 \ t.m$

Exemple de détermination d'efforts normaux dans les trumeaux :

trumeau 2 : $\quad N = \Sigma T_2 - \Sigma T_1$

niveau 1 : $\quad N = 2,288 - 1,877 = 0,411 \ t$

niveau 2 : $\quad N = (2,288 + 5,942) - (1,877 + 4,876) = 1,477 \ t$

Tous les autres résultats sont donnés sous forme de Listing.

CHAP VIII

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES ET COMBINAISONS

ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES VERTICALES ET COMBINAISONS

On notera : N_G : éffort normal dû aux charges permanentes

N_Q : éffort normal dû aux surcharges d'exploitation.

Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux :

La charge verticale (éffort normal) revenant au trumeau est donnée par l'expression suivante :

$$N_i = \frac{N . l_i}{L}$$

N : charge verticale totale revenant au voile.

l_i : longueur du trumeau + la moitié de la longueur du linteau.

L : longueur totale du voile

tous les résultats sont donnés sous forme de tableaux.

Les combinaisons d'Actions :

Les combinaisons d'actions sont donnés par le règlement parasismique Algérien (RPA 81)

1 - $G + Q \pm E$

2 - $0,8G \pm E$

avec G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

E : effet du Seisme.

D'où les combinaisons : 1. Effort axiaux : $N_G + N_Q \pm N_E$

$0,8 N_G \pm N_E$

2. Moment : $M_G = 0$; $M_Q = 0$ seul $M_E \neq 0$

3. Effort tranchant : $V_G = 0$; $V_Q = 0$; $V_E \neq 0$

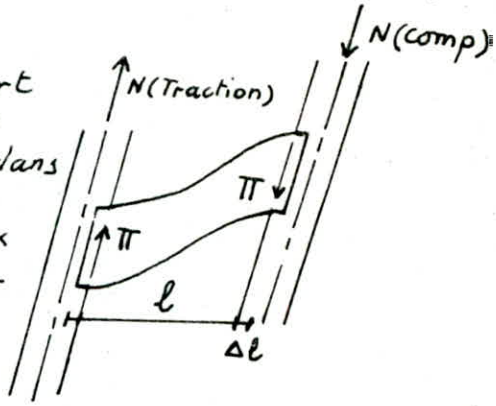
Les combinaisons sont données sous forme de Tableaux.

CHAP IX

FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux en tant que poutres courtes se chargent par un grand effort tranchant. Cet effort tranchant sera transmis aux trumeaux comme forces axiales (compression dans un trumeau et traction dans l'autre trumeau)



La pontée du linteau est donné par $l' = l + 2\Delta l$ (compte tenu de la déformation). Par conséquent l'effort tranchant et le moment dûs au seisme seront amplifiés. Mais l'amplification qui sera prise dans les calculs est celle proposée par le RPA :
" la vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doit être effectuée avec :

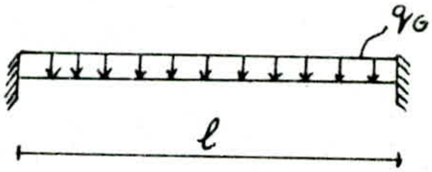
$$\begin{cases} \overline{T} = 1{,}4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul} \\ M \text{ calculé à partir de } \overline{T}. \end{cases}$$

Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont : $\begin{cases} V = V_E + V_G \\ M = M_E + M_G \end{cases}$

Les efforts maximaux sont obtenus au niveau de l'encastrement :

$$\begin{cases} V_G^{max} = q_G \cdot \dfrac{l}{2} \\ M_G^{max} = q_G \cdot \dfrac{l^2}{12} \end{cases}$$



Calcul de Ferraillage

Il sera conforme aux dispositions du RPA 81.

Exemple de calcul : VOILE VX1.

$h_t = 89$ cm ; $h = 80$ cm $T_{max} = 43{,}056$ t (linteau 2 ; 2ᵉ niveau)
$l = 110$ cm $b = 30$ cm $q_G = 0{,}3 \cdot 0{,}89 \cdot 2{,}5 \Rightarrow q_G = 0{,}6675$ t/ml

NB : Le poids de plancher revenant au linteau a été négligé, de plus on calculera pour chaque voile le linteau le plus sollicité, ceci pour 2 niveaux qui correspondent à des épaisseurs différentes. On prendra les 2 cas les plus défavorables, et on ferraillera les autres niveaux de la même manière.

Effort tranchant de calcul : $T = T_{max} + q_G \cdot \dfrac{l}{2} \Rightarrow T = 43{,}056 + 0{,}6675 \cdot \dfrac{1{,}1}{2}$

$T = 44{,}423$ t $\overline{T} = 1{,}4\,T$ $\overline{T} = 60{,}792$ t

$M = (1{,}4 \cdot 43{,}056) \cdot \dfrac{1{,}10}{2} + \dfrac{1{,}4}{12} \cdot 0{,}6675\,(1{,}1)^2 \Rightarrow M = 33{,}25$ t.m

Le calcul du ferraillage s'effectue en flexion simple $\overline{\sigma_b'} = 2\,\overline{\sigma_{b0}'}$

D'où $\bar{\sigma}_b' = 206,4\ Kg/cm^2$ $\quad \alpha = \dfrac{15 \cdot 206,4}{15 \cdot 206,4 + 4200} = 0,424 \quad \Rightarrow \gamma = 1 - \dfrac{\alpha}{3} = 0,858$

d'où $K = \dfrac{1}{2} \cdot \alpha \gamma \bar{\sigma}_b' \Rightarrow K = 37,597$ et $M_{res} = K b h^2 \Rightarrow M_{res} = 37,597 \cdot 30 \cdot 80^2$
$= 72,186\ t.m$

$M_{res} > M \Rightarrow A' = 0 \qquad A = \dfrac{33,25 \cdot 10^5}{0,858 \cdot 80 \cdot 4200} \Rightarrow A = 11,53\ cm^2$

On prendra donc $A_s = A_i = 4T20 = 12,56\ cm^2$

__Vérifications :__

- $\tau_b = \dfrac{60,792 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 80} = 28,948\ Kg/cm^2 < \bar{\tau}_b = 0,12\ \sigma'_{28} = 33,02\ Kg/cm^2$

$A_{min} = 0,0015 \cdot 30 \cdot 89 = 4,005\ cm^2 < A_s = A_i$

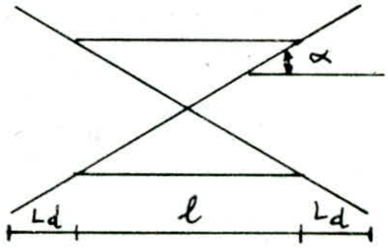
- $\tau_b > 0,06\ \sigma'_{28} = 16,51\ Kg/cm^2$, d'où la nécéssité de barres inclinées
$A_x \geqslant 0,0015\ b \cdot h_t = 4,005\ cm^2$ soit 2T16
($4,02\ cm^2$)

Longueur d'ancrage : $L_d \geqslant \dfrac{h_t}{4} + 50\,\varnothing \Rightarrow L_d \geqslant \dfrac{89}{4} + 50 \cdot 2 = 122,25\ cm$.
on prendra $L_d = 125\ cm$

Longueur des barres inclinées :

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2\,L_d / \cos\alpha$$

Dans ce cas $L = 463\ cm$



- Armatures de répartition : $A_r \geqslant 0,002\ b \cdot h_t = 0,002 \cdot 30 \cdot 89 = 5,34\ cm^2$
soit $6T12 = 6,78\ cm^2$

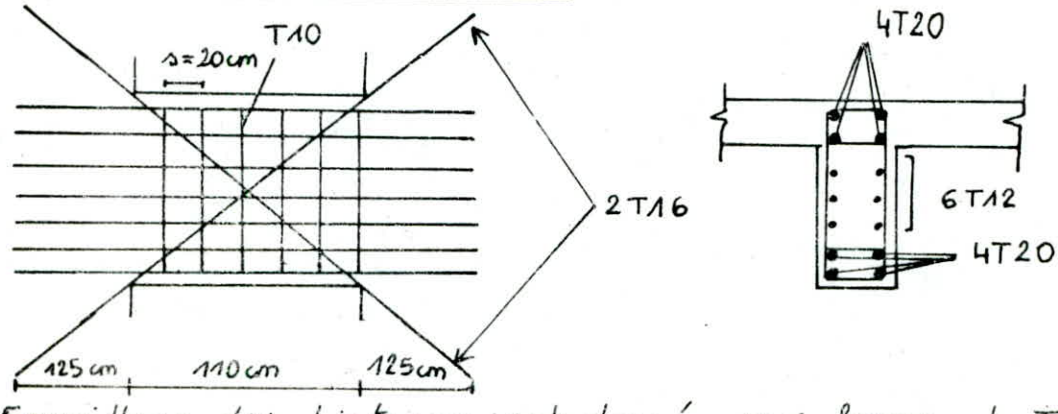
- Armatures transversales : $s \leqslant \dfrac{h_t}{4} = \dfrac{89}{4} \Rightarrow s \leqslant 22,25\ cm$
on prendra $s = 20\ cm$

$$A_t = \frac{s \cdot T_{max}}{\frac{7}{8}\, h\, \bar{\sigma}_a} \Rightarrow A_t = \frac{20 \cdot 60,792 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 80 \cdot 4200} = 4,135\ cm^2$$

soit $6T10 = 4,71\ cm^2$.

$A_{min} = 0,0025 \cdot 30 \cdot 20 = 1,5\ cm^2$.

__D'où le schéma de Ferraillage :__



Le Ferraillage des Linteaux est donné sous forme de Tableaux.

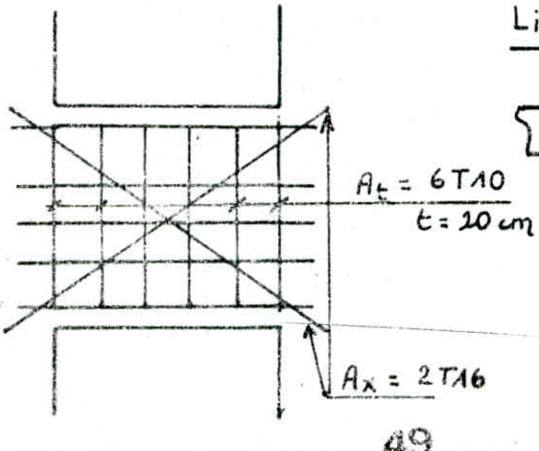
Tableau donnant le ferraillage des Linteaux :

NIV I : (RDC → 7°) $b = 30$ cm

		LINTEAUX DES VOILES				
		V1X	V4X	V1y-V6y	V4y	V5y
l (cm)		110	80	100	100	100
b (cm)		30	30	30	30	30
h_t (cm)		89	89	89	89	89
Π (t)		43,056	48,39	72,93	44,88	34,54
V (t)		60,792	68,119 8	102,57	63,299 25	48,823 25
M (t.m)		33,25	27,14	51,12	31,49	24,2
$A_i = A_s$		4T20	3T20	6T20	6T16	3T20
A_r		6T12	6T12	6T12	6T12	6T12
A_T		6T10 t = 20cm	6T10 t = 20cm	6T14 t = 20cm	6T10 t = 20cm	6T10 t = 20cm
A_x	ARM	2T16	2T16	2T16	2T16	2T16
	L (cm)	463	493	470	415	470
	L_d (cm)	125	125	125	105	125

L : longueur des barres inclinées

L_d : Longueur de Scellement des barres inclinées.



Linteau du voile V4X

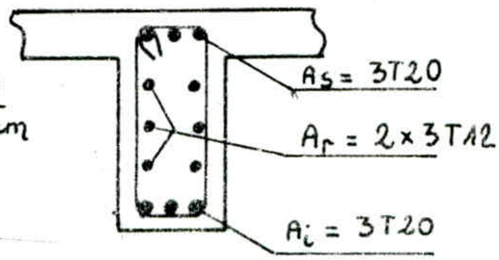


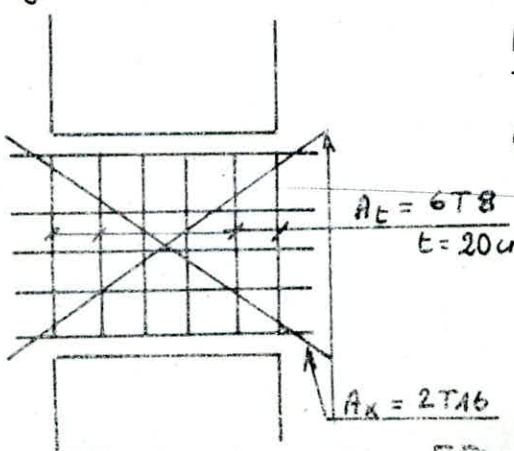
Tableau donnant le ferraillage des Linteaux :

NIV II : (8° → 15°)   b = 20 cm

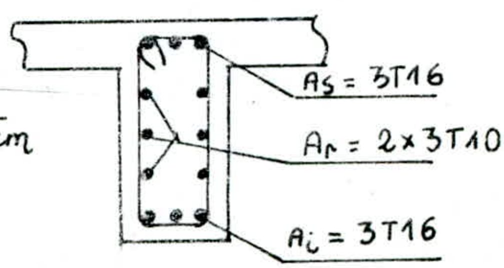
	LINTEAUX DES VOILES				
	V1X	V4X	V1y-V6y	V4y	V5y
l (cm)	110	80	100	100	100
b (cm)	20	20	20	20	20
h_t (cm)	89	89	89	89	89
Π (t)	26,5314	30,69	45,136	28,82	21,8
V (t)	37,486	43,339,8	63,657	40,815 25	30,987 25
M (t.m)	20,492	17,24	31,673	20,25	15,33
$A_i = A_s$	4T16	3T16	4T20	4T16	3T16
A_r	6 T10	6 T10	6 T10	6 T10	6 T10
A_T	6 T8 t = 20cm	6 T8 t = 20cm	6 T10 t = 30cm	6 T8 t = 20cm	6 T8 t = 20cm
A_x ARM	2T16	2T16	2T16	2T16	2T16
A_x l. (cm)	412	434	470	415	415
A_x L_d (cm)	105	105	125	105	105

l. : Longueur des barres inclinées

L_d : Longueur de Scellement des barres inclinées.



Linteau du voile V4X (NIV II)



Ferraillage des voiles

Pour déterminer les sections d'armatures, on utilisera la méthode de Mr Pierre Charon. Les dispositions à prévoir pour les armatures sont extraites du R.P.A 81

Cas des trumeaux

Armatures verticales

- le pourcentage minimal des armatures verticales sur une zone tendue est de 0,5 %
- l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à $St = \min(1{,}5t ; 30\,cm)$

t : épaisseur du mur en cm . Dans notre cas, l'espacement maximal est de 30 cm.

- les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au m^2
- A chaque extrémité des voiles, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile
- les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux

Armatures horizontales

- les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule $w_t = \frac{\tau_b \cdot 8}{\sigma_{en}} \cdot 100$

τ_b : cte de cisaillement $= \frac{1{,}4 \cdot T}{b \cdot z}$

T : effort tranchant

b : epaisseur du voile $z = \frac{7}{8} h$

- le pourcentage w_t doit être supérieur au pourcentage minimum donné ci dessous

$$\left.\begin{array}{ll} \text{pour } \tau_b \leq 0{,}025\,\sigma'_{28} & 0{,}15\,\% \\ 0{,}025\,\sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0{,}12\,\sigma'_{28} & 0{,}25\,\% \end{array}\right\} \text{ dans chaque direction}$$

- les longueurs de recouvrement seront prises égales à 50 ø

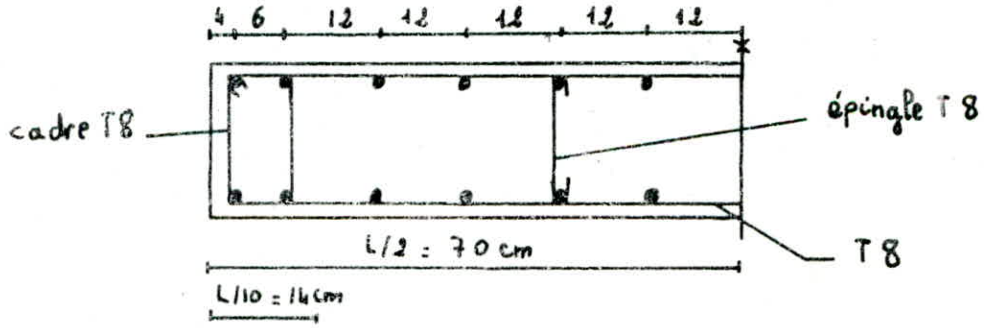
Remarques supplémentaires

- La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1er genre majorée au plus de 50 % et la contrainte des aciers au plus égale à σ_{en}
- le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10° de l'épaisseur du voile. Dans notre cas, on utilisera au maximum des T25.
- Pour la détermination des armatures, on envisagera 2 cas : (M, N^{min}) ; (M, N^{max})
- les résultats de ferraillage seront résumés dans des tableaux. On regroupera 4 niveaux successifs en un seul, ils seront ferraillés de la même manière

le niveau	I	correspond aux niveaux	0 - 1 - 2 - 3
"	II	"	4 - 5 - 6 - 7
"	III	"	8 - 9 - 10 - 11
"	IV	"	12 - 13 - 14 - 15 - 16

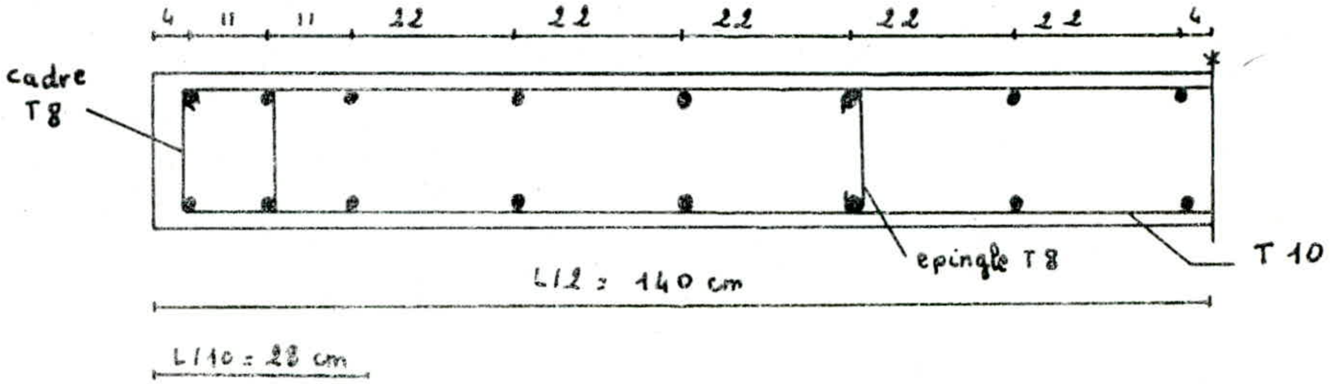
		Voile VX1 trumeaux 1.4 Ht = 140 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (kg.cm)	12,615 10^5	9,4646 10^5	6,116 10^5	3,296 10^5
	N^{max} (kg)	404,531 10^3	282,608 10^3	145,765 10^3	56,1175 10^3
	N^{min} (kg)	- 272,166 10^3	- 182,516 10^3	- 83,6656 10^3	-23,538 10^3
	$e_0(M, N^{min})$ (cm)	4,635	5,185	7,312	14
	e_1 (cm)	23,33	23,33	23,33	23,33
	sollicitation	SET	SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	12 T 20	4T20 + 8T14	4T20 + 8T10	12 T 10
	Zone L/10	4 T 20; t=6cm	4 T 20; t=6cm	4 T 20; t=6cm	4 T 10; t=6cm
	Zone L/2 - L/10	8 T 20; t=12cm	8 T 14; t=12cm	8 T 10; t=12cm	8 T 10; t=12cm
	Potelet	4 T 20	4 T 20	4 T 20	4 T 10
Armatures horizontales	zone courante	2x(ST8)/ml t=25 cm	2x(ST8)/ml t=25 cm	2x(ST8)/ml t=25cm	2x(ST8)/ml t=25cm
	zone de recouvrement	2x(ST10)/ml t=25cm; lr=1m	2x(ST10)/ml t=25cm; lr=1m	2x(ST10)/ml t=25cm; lr=1m	2x(ST10)/ml t=25cm; lr=1m
Arm. Transversales		1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
	$e_0(M, N^{max})$ (cm)	3,118	3,349	4,202	5,873
	sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	σ_b' (kg/cm²)	107,79	108,13	109,39	111,859
Vérification	$\sigma_{b'1}$ (kg/cm²)	84,378	64,33	50,0924	22,445
	$\sigma_{b'2}$ (kg/cm²)	67,104	49,93	36,569	13,984
	σ_a' (kg/cm²)	1265,67	964,95	751,386	336,683

Disposition



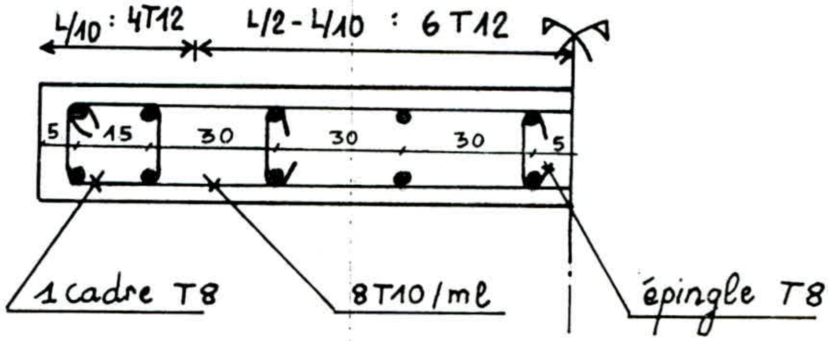
		voile VX1 trumeaux 2-3 Ht = 280 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (kg.cm)	$102,033\ 10^5$	$76,5519\ 10^5$	$49,5491\ 10^5$	$26,66351\ 10^5$
	N^{max} (kg)	$227,936\ 10^3$	$168,215\ 10^3$	$98,2763\ 10^3$	$47,0439\ 10^3$
	N^{min} (kg)	$36,7936\ 10^3$	$31,9682\ 10^3$	$25,923\ 10^3$	$18,1141\ 10^3$
	$e_0(M, N^{min})$ (cm)	277,31	239,462	191,139	147,197
	e_1 (cm)	46,66	46,66	46,66	46,66
	sollicitation	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.P.C
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	4T16 + 12T14	4T16 + 12T14	4T16 + 12T12	4T16 + 12T12
	Zone L/10	4T16 + 2T14; t=11	4T16+2T14; t=11cm	4T16+2T12; t=11cm	4T16+2T12; t=11cm
	zone L/2 - L/10	10T14; t=22cm	10T14; t=22cm	10T12; t=22cm	10T12; t=22cm
	Potelet	4T16	4T16	4T16	4T16.
Armatures horizontales	zone courante	2x(5T10)/ml t=25cm	2x(5T10)/ml t=25cm	2x(5T10)/ml t=25cm	2x(5T0)/ml t=25cm
	zone de recouvrement	2x(10T10)/ml t=11cm; lr=0,8m	2x(10T10)/ml t=11cm; lr=0,8m	2x(10T10)/ml t=11cm; lr=0,8m	2x(10T10)/ml t=11cm; lr=0,8m
Arm. transversales		1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
	$e_0(M, N^{max})$ (cm)	44,763	45,508	50,418	56,67
	sollicitation	S.E.C	SEC	SPC	SPC
	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm²)	136,197	136,746	140,365	144,97
Vérification	σ_{b1}' (kg/cm²)	46,811	34,816	31,26	15,905
	σ_{b2}' (kg/cm²)	2,763	1,769	/	/
	σ_{a1}' (kg/cm²)	702,165	522,24	422,3	213,406
	σ_a (kg/cm²)	/	/	49,2?	11,98

Disposition

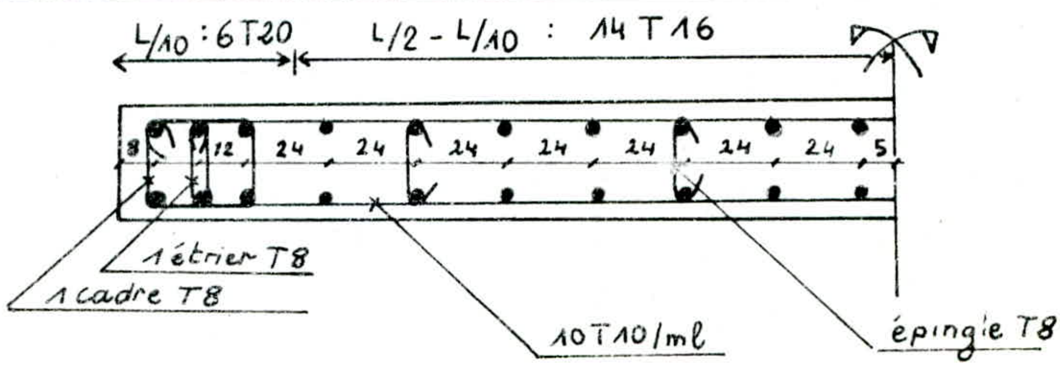


VOILES PLEINS		VX2 - VX3 L = 230 cm			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
Nmin (t)		101,688	73,176	45,944	24,344
Nmax (t)		147,12	103,04	65,32	34,64
M (t.m)		63,858	38,084	17,882	5,514
e_o (Nmin) cm		62,79	52,04	38,92	22,65
e_1 (cm)		38,33	38,33	38,33	38,33
Sollicitations		SPC	SPC	SPC	SEC
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm²)	11,3	9,23	7,8	7,8
	ZONE : L/10	4 T12 t = 15 cm	4 T12 t = 15 cm	4 T10 t = 15 cm	4 T10 t = 15 cm
	ZONE : L/2 - L/10	6 T12 t = 30 cm	6 T10 t = 30 cm	6 T10 t = 30 cm	6 T10 t = 30 cm
	POTELET	4 T12	4 T12	4 T10	4 T10
ARM. HORIZON	ZONE COURANTE	8T10/ml × 2 t = 14 cm	8T10/ml × 2 t = 14 cm	8T10/ml × 2 t = 14 cm	8T10/ml × 2 t = 14 cm
	ZONE RECOUVRT	10T10/ml × 2 t = 11 cm	10T10/ml × 2 t = 11 cm	10T10/ml × 2 t = 11 cm	10T10/ml × 2 t = 11 cm
ARM. TRANSVERSALES		1 cadre T8 4 epingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
e_o (Nmax, M) cm		43,4	36,96	27,37	15,91
Sollicitations		SPC	SEC	SEC	SEC
VERIFICATIONS	$\overline{\sigma_b'}$ Kg/cm²	141,82	136,36	127,767	117,485
	σ_{b1}' "	42,37	27,72	22,75	10,014
	σ_{b2}' "	-	0,988	4,27	4,317
	σ_{a1}' "	569,358	375,77	313,55	141,67
	σ_{a2}' "	-	54,94	91,82	73,3

Feraillage moitié du voile NIV I



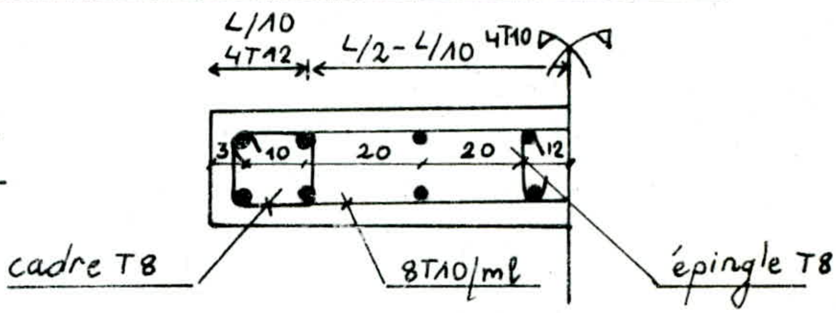
VOILE : VX4	TRUMEAUX : 1-3 L = 4,1 m			
	NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
N_{min} (t)	- 304,946	- 206,718	- 87	- 16,84
N_{max} (t)	663,026	460,335	244,246	99,94
M (t.m)	103,326	74,59	47,96	25,65
$e_o(N_{min}; M)$ cm	33,88	36,08	55,126	152,31
e_1 (cm)	68,33	68,33	68,33	68,33
Sollicitations	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
ARM. VERTICALES — $A_1 = A_2$ (cm^2)	46,98	33,62	25,06	25,06
ARM. VERTICALES — ZONE : L/10	6 T20 t = 12 cm	6 T16 t = 12 cm	6 T14 t = 12 cm	6 T14 t = 12 cm
ARM. VERTICALES — ZONE : L/2 - L/10	14 T16 t = 24 cm	14 T14 t = 24 cm	14 T12 t = 24 cm	14 T12 t = 24 cm
ARM. VERTICALES — POTELET	6 T20	6 T16	6 T14	6 T14
ARM. HORIZON — Zone courante	2 x 10T10/ml t = 11 cm	2 x 10T10/ml t = 11 cm	2 x 10T10/ml t = 11 cm	2 x 10T10/ml t = 11 cm
ARM. HORIZON — Zone recouvrt	2 x 9T14/ml t = 12,5 cm	2 x 9T14/ml t = 12,5 cm	2 x 9T14/ml t = 12,5 cm	2 x 9T14/ml t = 12,5 cm
ARM. TRANSVERSALE	1 cadre T8 1 etrier 4 epingles	1cadre 1etrier 4epingles T8	1cadre, 1etrier 4epingles T8	1cadre, 1etrier 4épingles T8
$e_o(N_{max}; M)$ cm	15,58	16,2	19,63	25,66
Sollicitations	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
VERIFICATIONS — $\overline{\sigma_b'}$ / Kg/cm^2	111,045	111,357	113,085	116,12
VERIFICATIONS — σ_{b1}' "	58,44	42,25	34,56	15,06
VERIFICATIONS — σ_{b2}' "	38,28	26,92	20	7,27
VERIFICATIONS — σ_{a1}' "	846	610,85	496,6	214,17
VERIFICATIONS — σ_{a2}' "	604	426,83	321,93	120,754



Feraillage moitié du voile NIV I

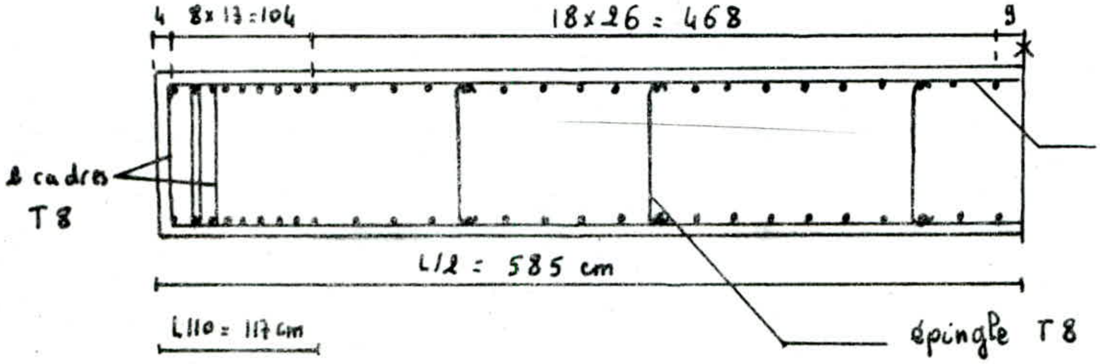
VOILE : VX4		TRUMEAU : 2 L = 1,3 m			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
Nmin (t)		69,832	50,023	30,84	16,27
Nmax (t)		97,271	68,33	42,53	22,5
M (t.m)		3,24	2,34	1,5	0,8
$e_0(N_{min}, M)$ cm		4,63	4,67	4,86	4,91
e_1 (cm)		21,66	21,66	21,66	21,66
Sollicitations		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm²) adopté	7,64	7,64	6,24	6,24
	ZONE : L/10	4T12 t = 10 cm	4T12 t = 10 cm	4T10 t = 10 cm	4T10 t = 10 cm
	ZONE : L/2 − L/10	4T10 t = 20 cm	4T10 t = 20 cm	4T10 t = 20 cm	4T10 t = 20 cm
	Potelet	4T12	4T12	4T10	4T10
ARM. HORIZON	ZONE COURANTE	2x 8T10/ml t = 14 cm	2x 8T10/ml t = 14 cm	2x 8T10/ml t = 14 cm	2x 8T10/ml t = 14 cm
	ZONE RECOUVRAT	2x 11T10/ml t = 10 cm	2x 11T10/ml t = 10 cm	2x 11T10/ml t = 10 cm	2x 11T10/ml t = 10 cm
ARM. TRANSVERSALES		1 cadre 4 epingle T8	1 cadre 4 epingle T8	1 cadre 4 epingle T8	1 cadre 4 epingle T8
$e_0(N_{max}, M)$ cm		3,33	3,42	3,52	3,55
Sollicitations		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
VERIFICATIONS	$\overline{\sigma_b'}$ Kg/cm²	108,488	108,64	108,8	108,8
	σ_{b1}' "	27	19	17,6	9,32
	σ_{b2}' "	20,11	14	13	6,82
	σ_{a1}' "	394,7	278	257	136,06
	σ_{a2}' "	312,2	218,36	201	106,12

Ferraillage NIV I



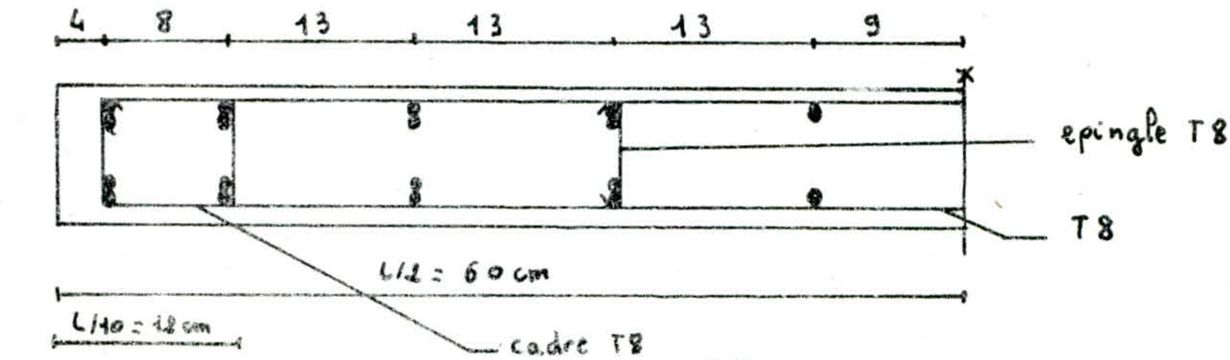
		Voile VX5 h_t = 1170 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (kg.cm)	8242,77 10^5	4960,6 10^5	2,329 10^8	717,998 10^5
	N^{max} (kg)	688,53 10^3	471,392 10^3	276,25 10^3	116,864 10^3
	N^{min} (kg)	490,56 10^3	345,856 10^3	202,4 10^3	87,552 10^3
	e_0 (M, N^{min}) (cm)	1680,277	1434,29	1150,61	820,08
	e_1 (cm)	195	195	195	195
	sollicitation	SPC	SPC	SPC	SPC
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	54T20 : 169,56 cm²	6T20 + 48T16	6T20 + 48T12	6T20 + 48T12
	Zone L/10	2x(9T20) ; t = 13 cm	6T20 + 12T16 t = 13 cm	6T20 + 12T12 t = 13 cm	6T20 + 12T12 t = 13 cm
	zone L/2 – L/10	2x(18T20) ; t = 26 cm	2x(18T16) ; t = 26 cm	2x(18T12) ; t = 26 cm	2x(18T12) ; t = 26 cm
	Potelet	6T20	6T20	6T20	6T20
Armatures horizontales	zone courante	2x(5T10) / ml t = 25 cm	2x(5T10) / ml t = 25 cm	2x(5T10) / ml t = 25 cm	2x(5T10) / ml t = 25 cm
	zone de recouvrement	2x(11T10) / ml t = 10 cm ; lr = 1m	2x(11T10) / ml t = 10 cm ; lr = 1m	2x(11T10) / ml t = 10 cm ; lr = 1m	2x(11T10) / ml t = 10 cm ; lr = 1m
Arm. transversales		2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8
	e_0 (M, N^{max}) (cm)	1197,16	1052,33	843,019	614,387
	sollicitation	S.P.C	SPC	SPC	SPC
	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm²)	206,4	206,4	206,4	206,4
vérifications	σ_b' (kg/cm²)	151,446	107,673	77,23	23,414
	σ_a (kg/cm²)	3319,34	2650,84	1645,2	352,4
	σ_a' (kg/cm²)	1650,473	1141,11	846	273,04

Disposition :



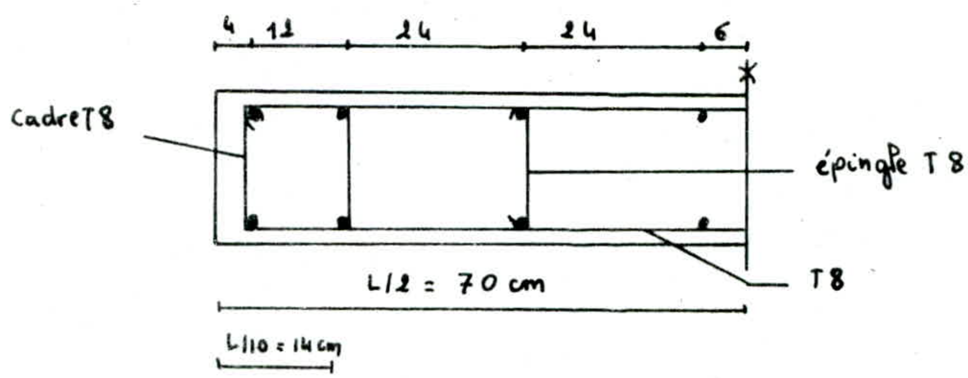
		Voiles VY1 - VY6 ; trumeau 1 ; ht = 120cm ; e1 = 20 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (kg.cm)	11,2943 10^5	8,68854 10^5	5,46554 10^5	2,92 10^5
	N^{max} (kg)	607,26 10^3	421,301 10^3	222,088 10^3	89,966 10^3
	N^{min} (kg)	-358,966 10^3	-239,9 10^3	-102,428 10^3	-24,5997 10^3
	$e_0(M,N^{max})$ (cm)	1,859	/	/	/
	$e_0(M,N^{min})$ (cm)	/	3,6217	5,336	11,87
	sollicitation	S.E.C	SET	SET	SET
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	18T25	10T20	10T14	10T14
	Zone L/10	8T25; t = 8 cm	4 T20; t=8cm	4T14 ; t = 8cm	4T14; t = 8 cm
	zone L/2 - L/10	10T25; t = 13cm	6 T20; t = 13cm	6T14 ; t = 13 cm	6T14; t = 13 cm
	Potelet	8T25	4T20	4T14	4T14
Armatures horizontales	zone courante	2x(5T8)/ml t = 25 cm	2x(5T8)/ml t = 25 cm	2x(5T8)/ml t = 25 cm	2x(5T8)/ml t = 25 cm
	zone de recouvrement	2x(5T10)/ml l_r = 1,25m ; t = 25cm	2x(5T10)/ml l_r = 1m ; t = 25cm	2x(5T10)/ml l_r = 1m ; t = 25cm	2x(5T10)/ml l_r = 1m ; t = 25cm
Armat. transversales		1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
	$e_0(M,N^{min})$ (cm)	3,146	/	/	/
	$e_0(M,N^{max})$ (cm)	/	2,062	2,461	3,245
	Sollicitation	S.E.T	S.E.C	S.E.C	S.E.C
Verifications	$\bar{\sigma}_b'$ (kg/cm²)	/	106,74	107,43	108,78
	σ_{b1}' (kg/cm²)	/	100,788	85,91	35,87
	σ_a (kg/cm²)	2168,33 ; σ_{a1}'	1511,83	1288,69	538,15
	σ_{b2}' (kg/cm²)	/	84,72	69,285	26,99

Disposition (au niveau I)



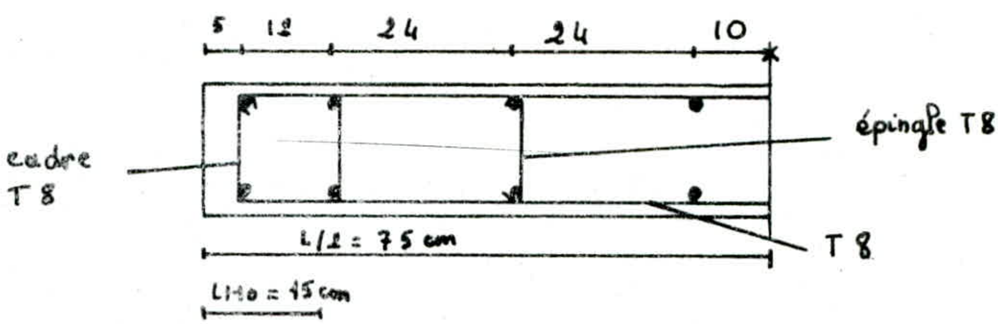
		Voiles VY1 - VY6 ; trumeau 2 ht = 140 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (Kg.cm)	$17,935\ 10^5$	$13,7971\ 10^5$	$8,679\ 10^5$	$4,636\ 10^5$
	N^{max} (Kg)	$240,708\ 10^3$	$172,642\ 10^3$	$110,432\ 10^3$	$58,167\ 10^3$
	N^{min} (Kg)	$109,824\ 10^3$	$93,4525\ 10^3$	$58,5\ 10^3$	$34,115\ 10^3$
	$e_0(M, N^{max})$ (cm)	7,451	7,991	7,859	7,97
	e_1 (cm)	23,33	23,33	23,33	23,33
	sollicitation	S.E.C	S.E.C	SEC	SEC
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	8 T12	8T12	8T12	8T12
	Zone L/10	4T12 ; t = 12 cm	4T12 ; t = 12 cm	4T12 ; t = 12 cm	4T12 ; t = 12 cm
	zone L/2 - L/10	4T12 ; t = 24 cm	4T12 ; t = 24 cm	4T12 ; t = 24cm	4T12 ; t = 24cm
	Potelet	4T12	4 T12	4 T12	4 T12
Armatures horizontales	zone courante	2×(5T8)/ml t = 25 cm	2×(5T8)/ml t = 25 cm	2×(5T8)/ml t = 25 cm	2×(5T8)/ml t = 25 cm
	zone de recouvrement	2×(5T10)/ml t = 25cm ; l_r = 0,6m	2×(5T10)/ml t = 25 cm ; l_r = 0,6m	2×(5T10)/ml t = 25cm ; l_r = 0,6m	2×(5T10)/ml t = 25cm ; l_r = 0,6m
Armat. transversales		1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
	$e_0(M, N^{min})$ (cm)	16,33	16,532	14,835	13,589
	sollicitation	S.E.C	S.E.C	SEC	SEC
	σ_b' (Kg/cm²)	127,276	127,572	125,072	123,234
vérifications	σ_{b_1}' (Kg/cm²)	40,84	31,19	30,249	19,279
	σ_{a_1}' (Kg/cm²)	612,67	467,85	453,75	289,185
	σ_{b_2}' (Kg/cm²)	8,28	6,138	7,846	5,088

Disposition



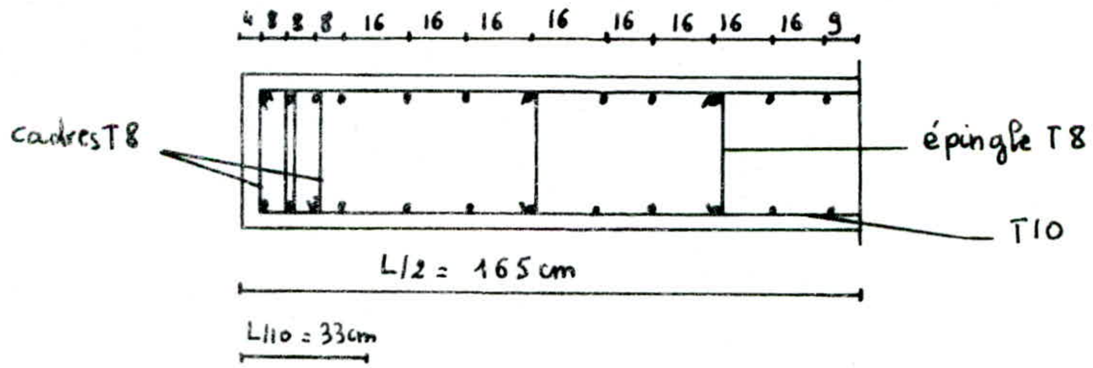
		Voiles VY1 - VY6 ; trumeau 3 ; $h_t = 150$ cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (Kg . cm)	$21,9611\ 10^5$	$16,8344\ 10^5$	$10,6274\ 10^5$	$5,676\ 10^5$
	N^{max} (Kg)	$408,767\ 10^3$	$288,025\ 10^3$	$167,087\ 10^3$	$78,2347\ 10^3$
	N^{min} (Kg)	$-43,6295\ 10^3$	$-21,26\ 10^3$	$8,88\ 10^3$	$17,8923\ 10^3$
	$e_0 (M, N^{min})$ (cm)	50,335	79,465	119,677	31,723
	e_1 (cm)	25	25	25	25
	Sollicitation	S.E.T	S.P.C	S P C	S.P.C
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	8T16	8T16	8T14	8T14
	Zone L/10	4T16 ; t = 12 cm	4T16 ; t = 12 cm	4T14 ; t = 12 cm	4T14 ; t = 12 cm
	zone L/2 - L/10	4T16 ; t = 24 cm	4T16 ; t = 24 cm	4T14 ; t = 24 cm	4T14 ; t = 24 cm
	Potelet	4T16	4T16	4T14	4T14
Armatures horizontales	zone courante	2 x (5T8) / ml t = 25 cm	2 x (5T8) / ml t = 25 cm	2 x (5T8) / ml t = 25 cm	2 x (5T8) / ml t = 25 cm
	zone de recouvrement	2 x (5T10) / ml t = 25 cm ; Pr = 0,8 m	2 x (5T10) / ml t = 25 cm ; Pr = 0,8 m	2 x (5T10) / ml t = 25 cm ; Pr = 0,8 m	2 x (5T10) / ml t = 25 cm ; Pr = 0,8 m
Armatures transversale		1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8	1 cadre T8 4 épingles T8
	$e_0 (M, N^{max})$ (cm)	5,372	5,865	6,3604	7,255
	Sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	$\overline{\sigma_b}'$ (Kg/cm²)	110,592	111,271	111,35	113,183
Vérifications	$\sigma b'_1$ (Kg/cm²)	98,231	70,26	61,04	29,338
	$\sigma a'_1$ (Kg/cm²)	1473,46	1053,9	915,6	440,07
	$\sigma b'_2$ (Kg/cm²)	65,853	45,35	38,127	17,097

Disposition

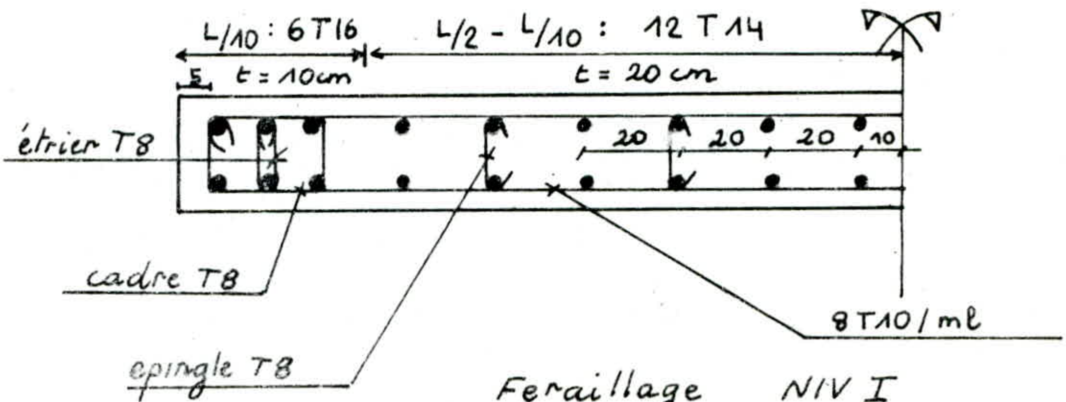


		Voiles VY1- VY6 ; trumeau 4 ; h_t = 330 cm			
		Niv I	Niv II	Niv III	Niv IV
	M (kg.cm)	234,775 10^5	180,609 10^5	113,612 10^5	60,6826 10^5
	N^{max} (kg)	1010,75 10^3	704,405 10^3	382,246 10^3	162,396 10^3
	N^{min} (kg)	- 455,741 10^3	-298,922 10^3	-114,77 10^3	-16,283 10^3
	$e_0(M, N^{min})$ (cm)	51,515	60,420	98,991	372,674
	e_1 cm	55	55	55	55
	Sollicitation	S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.P.C
Armatures verticales	$A_1 = A_2$ adoptés	24T20	6T20+18T16	6T20+18T10	6T20 + 18T10
	Zone L/10	8T20 ; t = 8 cm	6T20+2T16 t = 8 cm	6T20+2T10 t = 8 cm	6T20 + 2T10 t = 8 cm
	zone L/2 - L/10	16T20 ; t = 16 cm	16T16 ; t = 16 cm	16T10 ; t = 16 cm	16T10 ; t = 16 cm
	Poteflet	6T20	6T20	6T20	6T20
Armatures horizontales	zone courante	2x(5T10)/ml t = 25 cm	2x(5T10)/ml t = 25 cm	2x(5T10)/ml t = 25 cm	2x(5T10)/ml t = 25 cm
	zone de recouvrement	2x(15T10)/ml t = 7 cm ; l_r = 1 m	2x(15T10)/ml t = 7 cm ; l_r = 1 m	2x(15T10)/ml t = 7 cm ; l_r = 1 m	2x(15T10)/ml t = 7 cm ; l_r = 1 m
Armatures transversales		2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8	2 cadres T8 4 épingles T8
	$e_0(M, N^{max})$ (cm)	23,227	25,639	29,722	37,367
	Sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	$\bar{\sigma}_b'$	117,72	119,236	121,789	126,571
Verifications	σ_{b1}'	113,07	86,11	74,705	34,395
	σ_a'	1696,05	1291,66	1120,578	515,94
	σ_{b2}'	53,137	35,857	26,066	8,416

Disposition



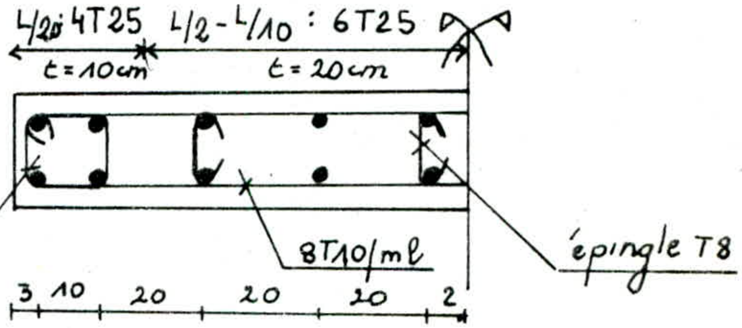
VOILES PLEINS		Vy2 - Vy3 L = 310 cm			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
N_{min} (t)		101,472	72,48	44,096	23,296
N_{max} (t)		136,762	96,456	59,184	31,392
M (t.m)		273,653	162,902	75,46	23,52
$e_0(N_{min}; M)$ cm		269,68	224,75	171,13	100,96
e_1 (cm)		51,66	51,66	51,66	51,66
Sollicitations		SPC	SPC	SPC	SPC
ARM VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm²) adopté	30,54	25,62	18,59	16,14
	ZONE : L/10	6T16 t = 10cm	6T16 t = 10cm	6T14 t = 10 cm	6T12 t = 10cm
	ZONE : L/2 - L/10	12 T 14 t = 20 cm	12 T 12 t = 20cm	12 T10 t = 20cm	12 T10 t = 20 cm
	POTELET	6T16	6T16	6T14	6T12
ARM HORIZ	ZONE COURANTE	2× 8T10/ml t = 14cm	2× 8T10/ml t = 14cm	2× 8T10/ml t = 14cm	2× 8T10/ml t = 14 cm
	ZONE RECOUVRT	2× 8T10/ml t = 14cm	2× 8T10/ml t = 14cm	2× 8T10/ml t = 14 cm	2× 8T10/ml t = 14 cm
ARM. TRANSVERSALES		1 cadre T8 1 étrier " 4 epingl "	1 cadre T8 1 étrier T8 4 epingles T8	1 cadre T8 1 étrier T8 4 epin T8	1 cadre T8 1 étrier T8 4 epin T8
$e_0(N_{max}, M)$ cm		200	168,88	127,5	74,92
Sollicitations		SPC	SPC	SPC	SPC
VERIFICATIONS	$\overline{\sigma_b'}$ Kg/cm²	206,4	206,4	188,1	153,08
	σ_{b1}' "	84,11	52,74	34,75	11,41
	σ_{b2}' "	-	-	-	-
	σ_{a1}' "	945,722	604,285	424,26	150,517
	σ_{a2}' "	σ_a = 1581,77	σ_a = 891,35	σ_a = 352,57	σ_a = 15,49



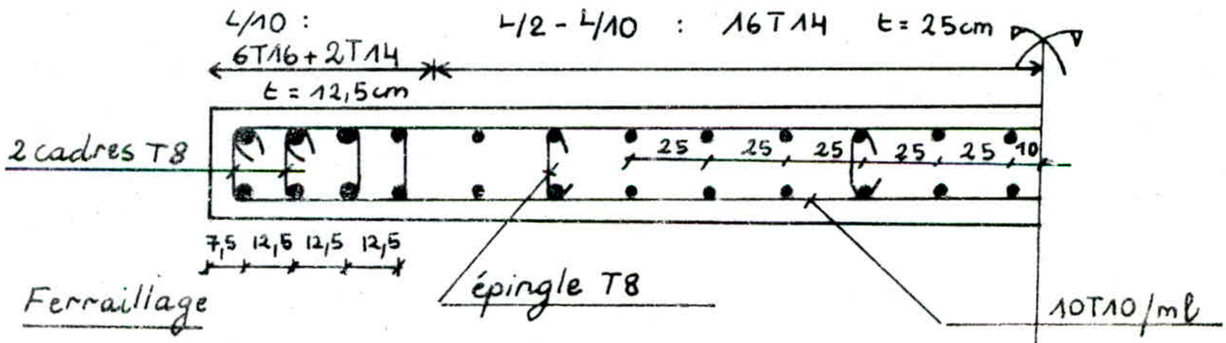
Feraillage NIV I

VOILE : VY4		TRUMEAU : 1 L = 1,5 m			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
N_{min} (t)		-351,117	-243,33	-110,148	-31,151
N_{max} (t)		525,661	367,7	188,364	73,2
M (t.m)		3,69	2,15	1,31	0,68
e_0 (N_{min}, M) cm		1,05	0,88	1,189	2,18
e_1 (cm)		25	25	25	25
Sollicitations		S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm^2) adopté	49	31,4	11,3	11,3
	ZONE : L/10	4T25 t = 10cm	4T20 t = 10cm	4T12 t = 10cm	4T12 t = 10cm
	ZONE : L/2 - L/10	6T25 t = 20cm	6T20 t = 20cm	6T12 t = 20cm	6T12 t = 20cm
	Potelet	4T25	4T20	4T12	4T12
ARM. HORIZON	ZONE COURANTE	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm
	ZONE RECOUVRT	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm	2×8T10/ml t = 14cm
ARM TRANSVERSALES		1 cadre 4 ép. T8	1 cadre 4 ép. T8	1 cadre 4 ép. T8	1 cadre 4 ép. T8
e_0 (N_{max}, M) cm		0,7	0,58	0,695	0,928
Sollicitations		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
VERIFICATIONS	$\overline{\sigma}'_b$ Kg/cm²	104,16	104	104,15	104,48
	σ'_{b1} "	90,03	68,92	57,84	22,66
	σ'_{b2} "	86	66,2	54,97	21,17
	σ'_{a1} "	1344,3	1029,81	863	338
	σ'_{a2} "	1296	997,09	828	320

Ferraillage NIV I



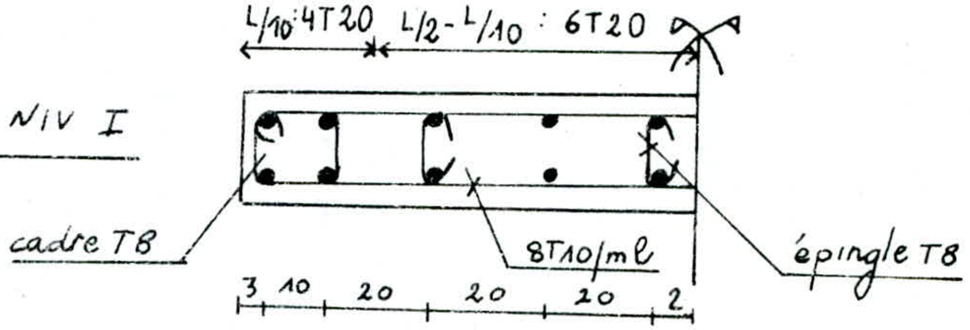
VOILE : VY4		TRUMEAU : 2 L = 5,1 m			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
N_{min} (t)		-220,073	-148,855	-51,039	0,589
N_{max} (t)		708,797	497,107	270,047	117,171
M (t.m)		145,7	85,02	51,73	26,97
$e_0(N_{min}, M)$ cm		66,2	57,11	101,35	4578,94
e_1 (cm)		85	85	85	85
Sollicitations		SET	SET	SET	SPC
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm²)	39,78	39,78	27,12	21,52
	ZONE : L/10	6T16+2T14 t = 12,5 cm	6T16 + 2T14 t = 12,5 cm	8T12 t = 12,5 cm	8T12 t = 12,5 cm
	ZONE : L/2 - L/10	16T14 t = 25 cm	16T14 t = 25 cm	16T12 t = 25 cm	16T10 t = 25 cm
	Potelet	6T16 + 2T14	6T16 + 2T14	8T12	8T12
ARM. HORIZON	ZONE COURANTE	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm
	ZONE RECOUVRT	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm	2x10T10/ml t = 11 cm
ARM. TRANSVERSALES		2 cadres 4 épingles T8	2 cadres 4 épingles T8	2 cadres 4 épingles T8	2 cadres 4 épingles T8
$e_0(N_{max}, M)$ cm		20,55	17,1	19,15	123,01
Sollicitations		SEC	SEC	SEC	SEC
VERIFICATIONS :	σ'_b Kg/cm²	111,52	110,122	110,95	112,51
	σ'_{b1} "	52,71	35,82	29,69	13,65
	σ'_{b2} "	33,23	24,45	19,34	8
	σ'_{a1} "	761,54	520,33	429,88	196,53
	σ'_{a2} "	527,68	383,865	305,702	129,798



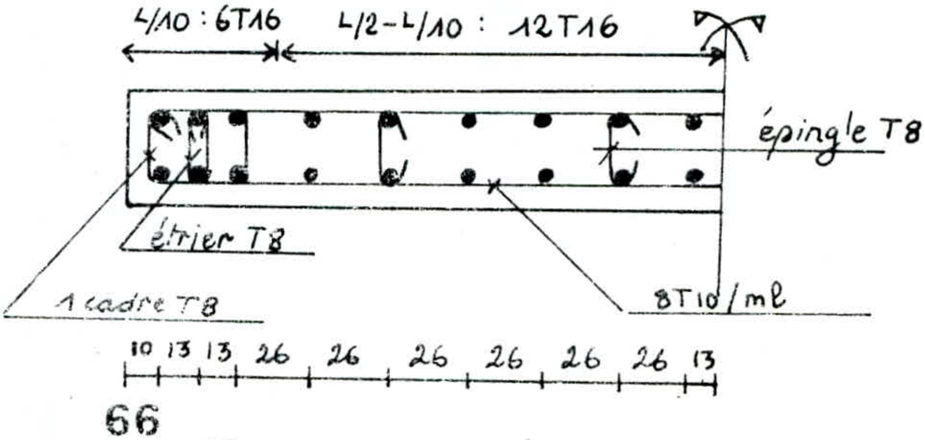
Ferraillage NIV I

VOILE : VY5		TRUMEAU : 1	L = 1,5 m		
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
Nmin (t)		-247,082	-168,779	-73,26	-17,98
Nmax (t)		430,607	299,748	156,29	62,89
M (t.m)		4,27	2,76	1,7	0,89
e_0 (N_{min}, M) cm		1,73	1,64	2,32	4,95
e_1 (cm)		25	25	25	25
Sollicitations		S.E.T	S.E.T	S.E.T	S.E.T
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm²)	31,4	24,62	11,3	11,3
	ZONE : L/10	4T20 t = 10cm	4T20 t = 10cm	4T12 t = 10cm	4T12 t = 10cm
	ZONE : L/2 - L/10	6T20 t = 20 cm	6T16 t = 20cm	6T12 t = 20 cm	6T12 t = 20cm
	Potelet	4T20	4T20	4T12	4T12
ARM. HORIZON	ZONE COURANTE	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm
	ZONE RECOUVAT	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm
ARM TRANSVERSALES		1 cadre 4 épingles T8	1 cadre 4 épingles T8	1 cadre 4 épingles T8	1 cadre 4 épingles T8
e_0 (N_{max}, M) cm		0,99	0,92	1,08	1,41
Sollicitations		S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
VERIFICATIONS	σ'_b Kg/cm²	104,56	104,46	104,69	105,14
	σ'_{b1} "	81,83	59	48,67	19,81
	σ'_{b2} "	76,42	55,35	44,94	17,86
	σ'_{a1} "	1219,39	880,67	724,462	294,22
	σ'_{a2} "	1154,41	835,9	679,76	270,82

Ferraillage NIV I



VOILE : VY 5		TRUMEAU : 2 L = 4,1m			
		NIV I	NIV II	NIV III	NIV IV
N_{min} (t)		- 148,19	- 97,28	- 28,16	6,38
N_{max} (t)		570,297	398,51	219,14	96,91
M (t.m)		87,51	56,67	34,93	18,38
e_0 (N_{min}; M) cm		59,05	58,25	124	288
e_1 (cm)		68,33	68,33	68,33	68,33
Sollicitations		SET	SET	SET	SPC
ARM. VERTICALES	$A_1 = A_2$ (cm^2)	36,18	36,18	25,62	25,62
	ZONE : L/10	6T16 t = 13cm	6T16 t = 13 cm	6T16 t = 13cm	6T16 t = 13 cm
	ZONE : L/2 - L/10	12T16 t = 26cm	12T16 t = 26 cm	12T12 t = 26cm	12T12 t = 26 cm
	Potelet	6T16	6T16	6T16	6T16
ARM. HORIZON.	ZONE COURANTE	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm	2x 8T10/ml t = 14cm
	ZONE RECOUVRT	2x 11T10/ml t = 10cm	2x 11T10/ml t = 10cm	2x 11T10/ml t = 10cm	2x 11T10/ml t = 10cm
ARM. TRANSVERSALES		1 cadre 4 ep 1 étrier T8	1 cadre 4 ep 1 étrier T8	1 cadre 4 ep 1 étrier T8	1 cadre 4 ep 1 étrier T8
e_0 (N_{max}; M) cm		15,34	14,22	15,93	18,96
Sollicitations		SEC	SEC	SEC	SEC
VERIFICATIONS :	σ'_b Kg/cm^2	110,92	110,36	111,22	112,748
	σ'_{b1} "	51,5	35,54	29,71	13,58
	σ'_{b2} "	33,7	24	19,15	8,02
	σ'_{a1} "	745,93	515,76	429,9	195,44
	σ'_{a2} "	532,25	377,39	303,11	128,72



Ferraillage
NIV I

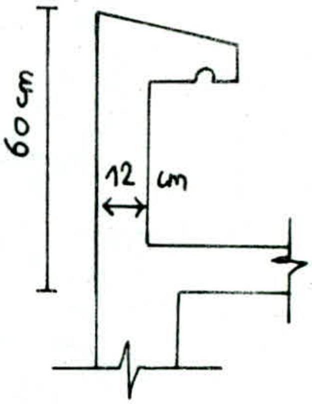
CHAP X

FERRAILLAGE DES ELEMENTS

CALCUL DE L'ACROTERE

L'acrotère est encastrée sur le plancher terrasse et se calcule comme une console.

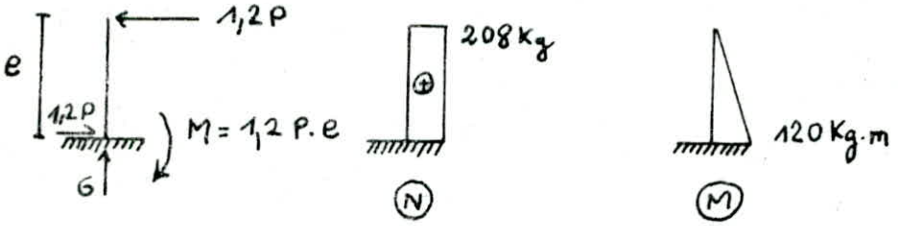
CHARGE ET SURCHARGE



Poids propre de l'acrotère : $G = 208\ Kg/ml$

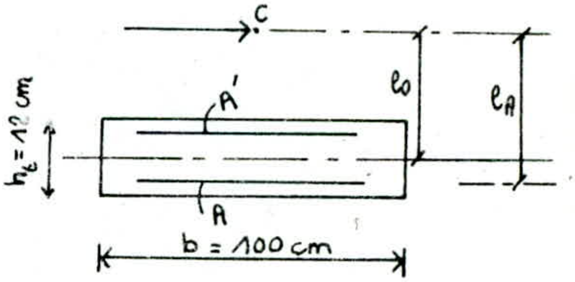
Surcharge : main coulante : $S = 1{,}2 \times 100 = 120\ Kg/ml$

SCHÉMA STATIQUE ET EVALUATION DES EFFORTS :



Ferraillage : Le calcul se fait en Flexion composée

excentricité : $e_0 = M/N = 57{,}6\ cm > \frac{h_t}{2} = 6\ cm$ La Section est partiellement comp.



$\bar{\sigma}'_{b_0} = 68{,}8\ Kg/cm^2$

$\bar{\sigma}_b' = \mathrm{Min}\left[\bar{\sigma}'_{b_0}\left(1+\frac{e_0}{3e_1}\right) ; 2\bar{\sigma}'_{b_0}\right] = 137{,}6\ Kg/cm^2$

Moment Fictif :

$\mathcal{M} = N' e_A = N'\left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d\right)$

$= 0{,}208 \cdot 0{,}616 = 0{,}128\ t.m$

Moment résistant de la section : $M_{rb} = \frac{1}{2}\bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} \bar{\gamma}\, b\,(h_t - d)^2$

$= \frac{1}{2} \cdot 137{,}6 \cdot 0{,}424 \cdot 0{,}858 \cdot 100 \cdot 10^2 = 2{,}5\ t.m$

calcul des Armatures :

$$\mathcal{M} < M_{rb} \longrightarrow \begin{cases} A' = 0 \\ A = \dfrac{\mathcal{M}}{\bar{\gamma} h \bar{\sigma}_a} - \dfrac{N}{\bar{\sigma}_a} = \dfrac{0{,}128 \cdot 10^5}{0{,}858 \cdot 10 \cdot 2800} - \dfrac{208}{2800} = 0{,}46\ cm^2 \end{cases}$$

cette Section étant faible ; on adoptera une section minimale imposée par la condition de non fragilité du béton.

$A_{min} = \bar{\omega}\, b h = 0{,}69\ \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0{,}69 \cdot \frac{5{,}9}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0{,}97\ cm^2$

on adoptera 5Ø6/ml espacés de 25 cm (1,41 cm²)

VERIFICATIONS :

Condition de non fissuration :

$K = 1{,}5\ 10^6$ (fissuration peu nuisible)

$\eta = 1{,}6$ acier H.A

$\phi = 6mm$; $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1{,}41}{2\times100\times2} = 0{,}0035$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1+10\tilde{\omega}_f} = 1362\ Kg/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2{,}4\sqrt{\frac{K\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3687\ Kg/cm^2$$

$\sigma_2 > \bar{\sigma}_a$ donc pas de risque de fissuration.

Cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b.z} = \frac{120}{100.\frac{7}{8}.10} = 0{,}137\ Kg/cm^2 < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas necessaires mais pour éviter tout risque de fissuration excessive on mettra des Armatures de répartition $3\phi6/ml$

Verification au Seisme Local :

Conformément à l'article 3.3.9 du RPA 81, Les élément de structure Secondaire doivent être calculés sons l'action des forces horizontales Suivant la formule. $F_p = ZI\ C_p\ W_p$

Le produit ZI : dépend de la zone et du groupe d'usage du Batiment, Dans notre cas zone II et groupe d'usage 2 . par conséquent $ZI = 0{,}6$

$C_p = 0{,}8$ (élément de console)

W_p : poids de l'élément

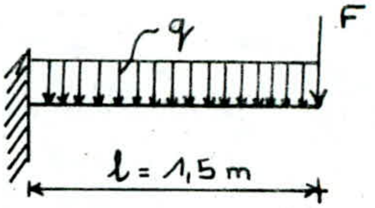
d'ou $F_p = 208 \times 0{,}6 \times 0{,}8 = 99{,}84\ Kg/ml < 1{,}2P = 120\ Kg/ml$

L'acrotère est calculée avec un effort Supérieur à l'effort Sismique donc L'acrotère est vérifiée au Seisme Local.

CALCUL DES BALCONS

Les Balcons sont encastrés dans les planchers et seront calculés en console soumise à son poids propre et au poids du garde Corps.

EVALUATION DES CHARGES :



charge permanente :

$G = 510 \ Kg/m^2$

Surcharge :

$P = 350 \ Kg/m^2$.

$$q = G + 1{,}2P = 510 + 1{,}2 \cdot 350 = 930 \ Kg/m^2$$

poids du garde corps : $100 \ Kg/ml$

Soit par ml :

$$q = 930 \times 1 = 930 \ Kg/ml = 0{,}93 \ t/ml$$

$$F = 100 \times 1 = 100 \ Kg = 0{,}1 \ t$$

CALCUL DES SOLLICITATIONS :

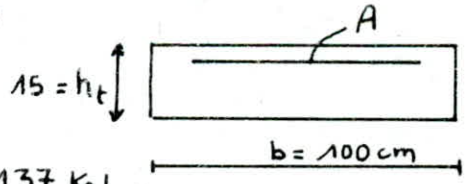
moment à L'encastrement : $M = \frac{q\ell^2}{2} + F\ell = \frac{0{,}93 \cdot 1{,}5^2}{2} + 0{,}1 \times 1{,}5$

$$= 1{,}2 \ t \cdot m$$

effort tranchant : $T = q\ell + F = 0{,}93 \cdot 1{,}5 + 0{,}1 = 1{,}5 \ t$

CALCUL DU FERRAILLAGE : (méthode Mr pierre Charon)

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0{,}038 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9169 \\ K = 45{,}2 \end{cases}$$



$h_t = 15cm$
$d = 2cm$
$h = 13cm$
$b = 100cm$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{45{,}2} = 61{,}94 < \bar{\sigma}_b' = 137 \ Kg/cm^2$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9169 \cdot 13} = 3{,}6 \ cm^2$$

on prendra 6HA10/ml ($4{,}71 \ cm^2$)
espacement $t = 20$ cm.

Armatures de répartition :

elles seront prise telle que $A_r = \frac{A}{4} = \frac{4{,}71}{4} = 1{,}17 \ cm^2$

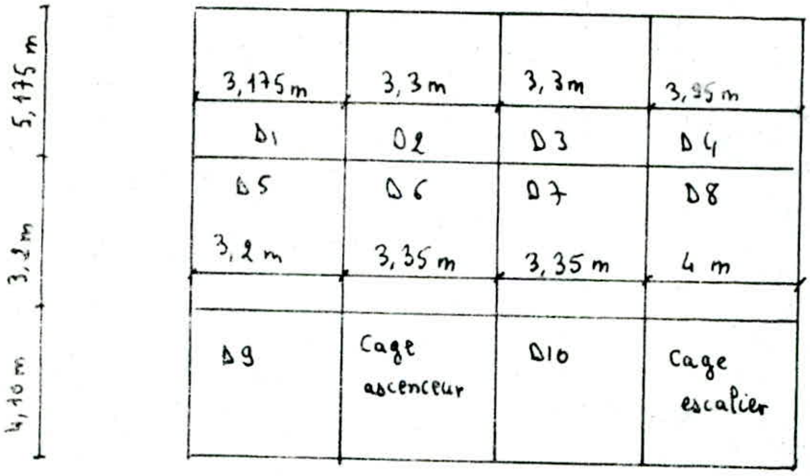
on prendra 6HA6/ml ($1{,}69 \ cm^2$) esp. $t = 20cm$.

verifications : Les conditions de non fragilité de non fissuration et la verification au cisaillement sont satisfaites.

Calcul des planchers

1er cas : Planchers du 1er, 2e et 3e étage

Identification des dalles   épaisseur = 16 cm



On a dans ce cas : charge permanente $G = 648\ kg/m^2$
surcharge d'exploitation $S = 400\ kg/m^2$

Dans notre cas $S \leq 2G$.

Méthode de calcul :

Notre plancher étant à faible surcharge, nous avons opté pour l'utilisation de la méthode forfaitaire des C.C.B.A 68, article 55 ; les conditions d'utilisation de cette méthode étant vérifiées dans notre cas :

- Fissuration considérée non préjudiciable
- éléments solidaires ont une section constante dans leurs différentes travées.

Moments fléchissants pris en compte.

Détermination de Mo

Pour une dalle uniformément chargée reposant sur 4 côtés librement, les moments M au centre de la plaque par bande de largeur unité sont donnés par :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x \end{cases} \qquad q = G + 1,2P$$

μ_x et μ_y sont donnés dans l'annexe 2 des C.C.B.A 68 en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

q : charge uniformément répartie sur toute la surface = 1128 kg/m² dans notre cas

l_x, l_y : dimensions du panneau mesurées entre nus d'appui

$l_x \leq l_y$ $0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$

Pour les valeurs des moments, on adoptera les valeurs suivantes :

- travée intermédiaire
  - moments en travée : 0,75 Mo
  - moments sur appui : 0,5 Mo
- travée de rive
  - moment en travée : 0,85 Mo
  - moment sur appui de rive : 0,3 Mo
  - moment sur appui intermédiaire : 0,5 Mo

l'écartement des armatures est ≤ 33 cm dans la direction la plus sollicitée
≤ 45 cm dans la direction perpendiculaire.

Il serait fastidieux d'exposer les calculs pour tous les panneaux de dalle, on donnera seulement le résultat final.

On a opté, afin d'avoir une rapidité d'exécution, pour un quadrillage unique pour tous les panneaux de dalle. Ce quadrillage constituera les armatures inférieures des panneaux : quadrillage en T8 avec des mailles carrées 20 cm x 20 cm.

Pour les armatures supérieures, on prendra dans tous les cas 4 T8/ml, t = 33 cm, la longueur des chapeaux sera égale à 150 cm.

Nous avons calculé la flèche pour le panneau le plus sollicité : D4. La méthode utilisée est celle préconisée par les C.C.B.A 68, article 61

charges à prendre en considération :

- charges permanentes appliquée au moment de la mise en oeuvre des cloisons : $j = 400 \text{ kg/m}^2$
- ensemble des charges permanentes : $648 \text{ kg/m}^2 = g$
- charge + surcharge : $1048 \text{ kg/m}^2 = q$

$$\begin{cases} E_i = 21\,000 \sqrt{\sigma'_{28}} \\ E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_{28}} \end{cases} \qquad \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

On trouve :
$$f_{g\infty} = 0{,}146 \text{ cm} \qquad f_{j0} = 0{,}02389 \text{ cm}$$
$$f_{q0} = 0{,}196 \text{ cm} \qquad f_{g0} = 0{,}0636 \text{ cm}$$

D'où $\Delta f_t = 0{,}254$ cm   Flèche admissible $= 395/500 = 0{,}79$ cm

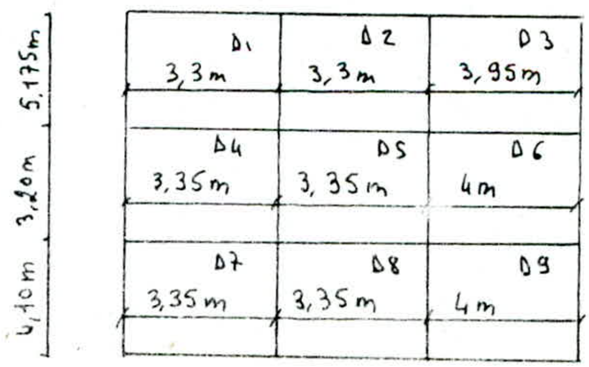
$\Delta f_t < 0{,}79$ cm.

<u>2e cas : Plancher terrasse</u>   épaisseur des panneaux : 16 cm

$G = 750 \text{ kg/m}^2$

$p = 100 \text{ kg/m}^2$

D'où $q = 870 \text{ kg/m}^2$



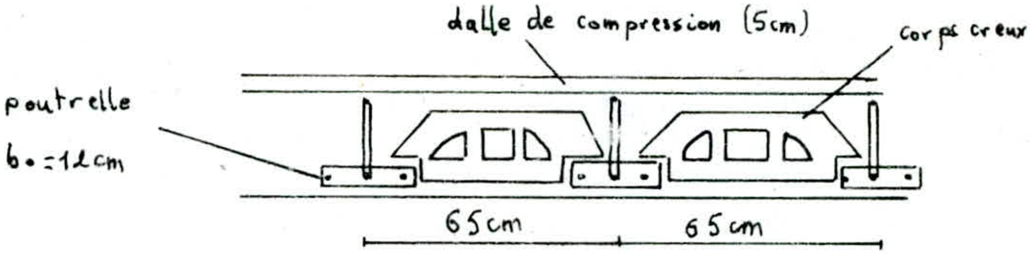
On a opté finalement pour le plancher terrasse, pour un quadrillage unique pour tous les panneaux de dalle : quadrillage en T8 avec des mailles 25 cm x 25 cm.

Pour les armatures supérieures, on prendra 4 T8 / ml, longueur des chapeaux : 150 cm

Le calcul pour le panneau D3 de la flèche donne $\Delta f_t = 0{,}208$ cm < $f_{adm} = 0{,}79$ cm

3e cas : Calcul des planchers des étages courants

Ces planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées possédant des armatures en attente et de hourdis creux constituant des éléments de remplissage



Calcul de la dalle de compression

Le calcul nous donne comme armatures : un quadrillage Ø5 en treillis soudés avec des mailles 30 cm x 30 cm

Calcul des poutrelles

Nous retiendrons pour le calcul le cas le plus défavorable. Les poutrelles seront calculées comme si elles reposaient sur des appuis libres à l'extrémité. Par mesure de sécurité, des armatures supérieures seront disposées à ces extrémités pour pouvoir équilibrer un moment d'encastrement éventuel.

Nous devons envisager 2 cas

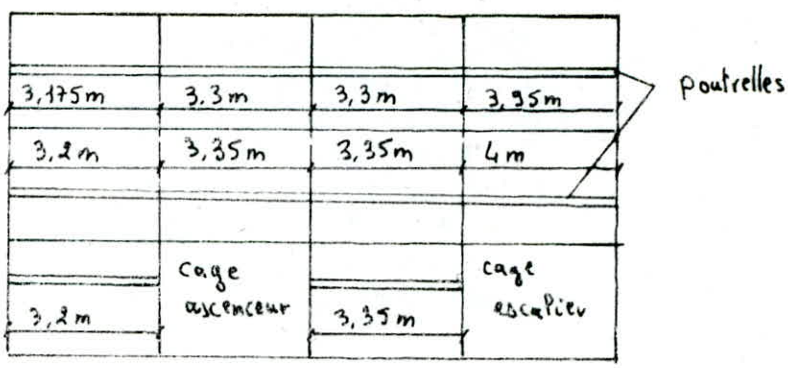
- Calcul de la poutrelle sous son poids propre, ce calcul correspond au moment de la pose de la poutrelle
- Calcul de la poutrelle sollicitée par la sollicitation globale.

Nous ferons seulement le calcul du 2e cas, celui-ci étant plus défavorable

Disposition des poutrelles

Nous disposerons les poutrelles dans le sens indiqué par la figure →

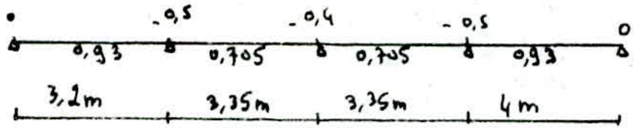
Les distances entre axes des poutrelles est de 65 cm



<u>sollicitation</u> $G = 573\ kg/m^2$ $P = 175\ kg/m^2$ D'où $S = 783\ kg/m^2$

La charge revenant à la poutrelle est $783 \cdot 0,65 = 510\ kg/ml$

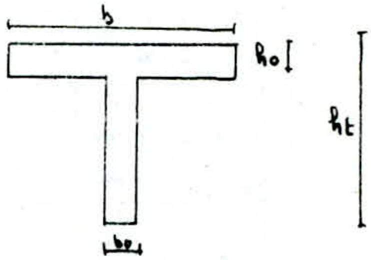
Nous avons plusieurs types de schémas statiques, celui qui nous donne les moments les plus grands est celui que nous étudierons



$M_0^{max} = 510 \cdot \frac{4^2}{8} = 1020\ kg.m$

$M_t^{max} = 0,93 \cdot M_0^{max} = 948,6\ kg.m$ $M_a^{max} = 0,5\ M_0^{max} = 510\ kg.m$

<u>Calcul des armatures</u>



$b_0 = 12\ cm$
$h_0 = 5\ cm$
$h_t = 25\ cm$ $d = 2\ cm$
$h = 23\ cm$ $b = 65\ cm$

Le ferraillage se fera suivant la méthode de Pierre Charon

On trouve :

- En travée : $A = 3T10$
- Sur appui : $A = 1T12$

Toutes les vérifications (non fissuration, non fragilité, à l'effort tranchant, vérification des contraintes et de la flèche) ont été faites et sont positives.

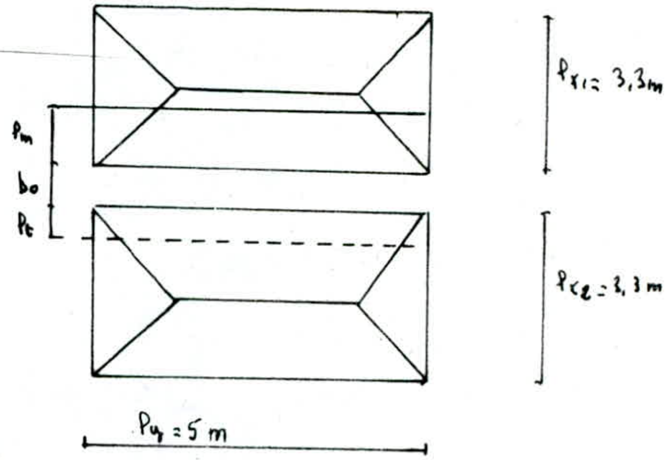
Calcul des poutres

les poutres ayant les mêmes caractéristiques géométriques seront ferraillées de la même manière sur tous les niveaux en prenant le cas le plus défavorable étant donné que les différences du point de vue chargement ne conduisent pas à des grandes différences dans le ferraillage

Exemple : Poutres 1_2_3_4_5-10-11-12 $b_0 = 35$ cm $h_t = 50$ cm

$\rho = \ell_x/\ell_y = 3,3/5,175 = 0,6376 > 0,4$

D'où les charges se répartissent (de la dalle) suivant le schéma suivant.



$$\begin{cases} \ell_m = (0,5 - \rho^2/6) \cdot \ell_x = 1,426 \text{ m} \\ \ell_t = (0,5 - \rho/4) \cdot \ell_x = 1,124 \text{ m} \end{cases}$$

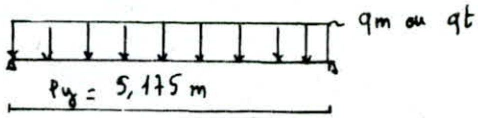
$$\begin{cases} L_m = 2\ell_m + b_0 \\ L_t = 2\ell_t + b_0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_m = 3,202 \text{ m} \\ L_t = 2,598 \text{ m} \end{cases}$$

- Sollicitations $G + 1,2P = 648 + 1,2 . 400 = 1128$ kg/m²

Retombée : $2500 . 0,35 (0,5 - 0,16) = 297,5$ kg/ml

Pour le calcul du moment on a $q_m = 3,202 . 1128 + 297,5 = 3,91$ t/ml
Pour le calcul de l'effort tranchant on a $q_t = 2,598 . 1128 + 297,5 = 3,3$ t/ml

Schéma statique



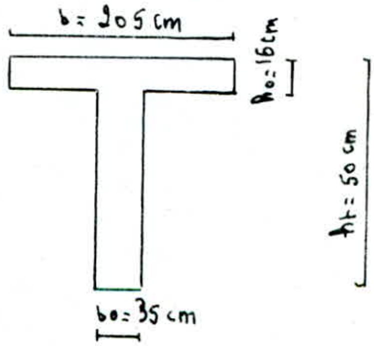
$$\begin{cases} M_0 = q_m \ell_y^2/8 \\ T_0 = q_t \ell_y/2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0 = 12,193 \text{ t.m} \\ T_0 = 8,54 \text{ t} \end{cases}$$

Largeur de la table de compression : On prendra au maximum de chaque côté de la nervure:

- la moitié de la distance entre les faces voisines de 2 nervures consécutives : 330/2 = 165 cm
- le sixième de la distance entre points de moments nuls : 5,175/6 = 86 cm
- 6 à 8 h_0 (h_0 : épaisseur de la dalle) : 96 cm

D'où le schéma de calcul :

$h = 45$ cm



Calcul du ferraillage

On trouve $A = 11,02$ cm²
Pourcentage minimal du RPA81 : 5,25 cm²
On armera avec 4T20

Aux appuis, on prévoiera 4T12 pour équilibrer des moments d'encastrement éventuels

Armatures transversales

$T = 8{,}54\ t \qquad \tau_b = 8{,}54 \cdot 10^3 / (35 \cdot \frac{7}{8} \cdot 45) \Rightarrow \tau_b = 6{,}196\ kg/cm^2 < 1{,}15\ \bar{\sigma}_b$

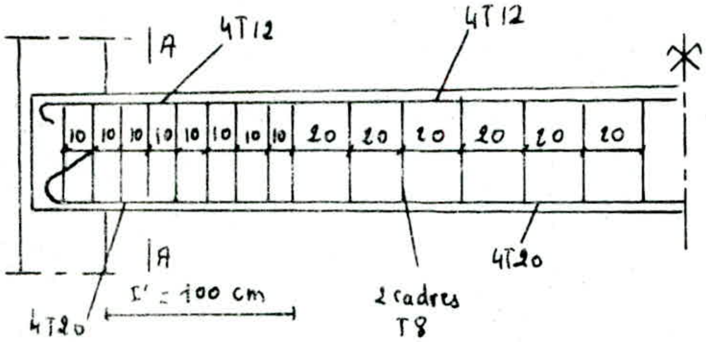
- Zone nodale : $t \leq Min\ (h/4\ ;\ 12\,\phi\ ;\ 30cm) \Rightarrow t = 10\ cm$ sur $l' = 100\ cm$
- En dehors de la zone nodale $t \leq h/2 \Rightarrow t = 20\ cm$

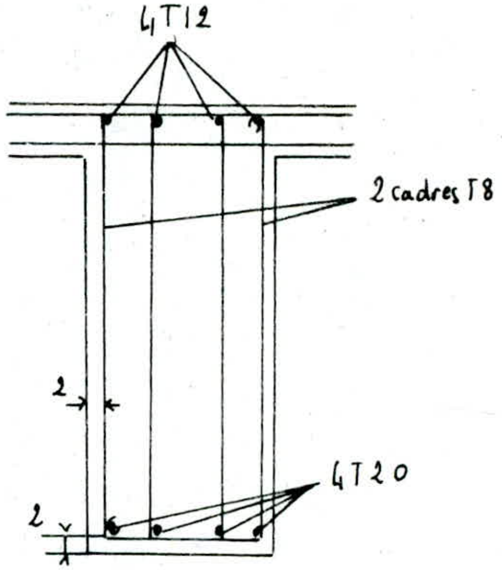
$\bar{\sigma}_{at} = 2800\ kg/cm^2$

$$A_t = \max \begin{cases} (T_{max} \cdot t)/(\bar{\sigma}_{at} \cdot z) \\ 0{,}003\ t \cdot b_0 \quad (RPA) \end{cases} \Rightarrow A_t = \max \begin{cases} 0{,}774\ cm^2 \\ 1{,}05\ cm^2 \end{cases}$$

On prendra donc 2 cadres T8

Schéma de Ferraillage





Section A-A

le reste des résultats est regroupé dans le tableau qui suit :

Poutres	Armatures longitudinales				Armatures transversales	
	Armatures inférieures	Armatures supérieures		Choix	écartement	
		Zone nodale	Zone courante		Zone nodale	Zone courante
6-7-8-9	3T16	3T12	3T10	2 cadres T8	10 cm	20 cm
13-15	3T16	3T12	3T10	2 cadres T8	10 cm	20 cm
14	4T16	4T12	4T10	2 cadres T8	10 cm	20 cm
16	4T16	4T12	4T10	2 cadres T8	10 cm	20 cm
17-18	3T16	3T12	3T10	2 cadres T8	10 cm	20 cm

FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les poteaux seront ferraillés de la même manière sur 3 niveaux consécutifs. en tenant compte des prescriptions de l'article 4.2.3.1 du RPA 81.

EXEMPLE DE CALCUL :

Poteaux du RDC ; 1° et 2° étage. (section $35 \times 55\ cm^2$)

Effort Normal 230t.

contraintes de travail :

$\bar{\bar{\sigma}}_b' = \bar{\sigma}_{b_0}' = 68{,}8\ Kg/cm^2$ et $\bar{\bar{\sigma}}_a' = n\bar{\bar{\sigma}}_b' = 1032\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a' = 2800\ Kg/cm^2$.

calcul des Armatures longitudinales porteuses :

$$A' = \frac{N' - B'\bar{\bar{\sigma}}_b'}{n\bar{\bar{\sigma}}_b'} = \frac{230.10^3 - 35.55.68{,}8}{15.68{,}8} = 94{,}53\ cm^2 \rightarrow 20\ HA\ 25\ (98\ cm^2)$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\sigma_b' = \frac{N'}{B' + nA'} = \frac{230.10^3}{35.55 + 15.98} = 67{,}7\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_{b_0}'$$

$$\sigma_a' = n\sigma_b' = 15 \times 67{,}7 = 1016{,}2\ Kg/cm^2 < \bar{\bar{\sigma}}_a'$$

ARMATURES TRANSVERSALES :

$$\phi_t \simeq 0{,}3\ \phi_{L max} = \phi 8$$

Les espacements des armatures transversales sont imposés par l'article 4.2.3.1.2 du RPA 81.

Zone courante : $t' \leq 12\phi$ zone II $\rightarrow t' \leq 30\ cm$ on prend $t = 25\ cm$

Zone de recouvrement : $t \leq Min\ (10\phi\ ;\ 15\ cm)$ on prend $t = 10\ cm$

Longueur de recouvrement : $l_r = 50\phi = 50 \times 2{,}5 = 125\ cm$.

A_t : 2 cadres HA8

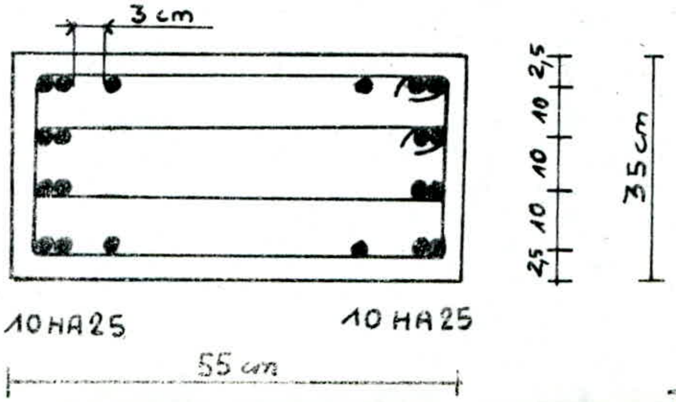


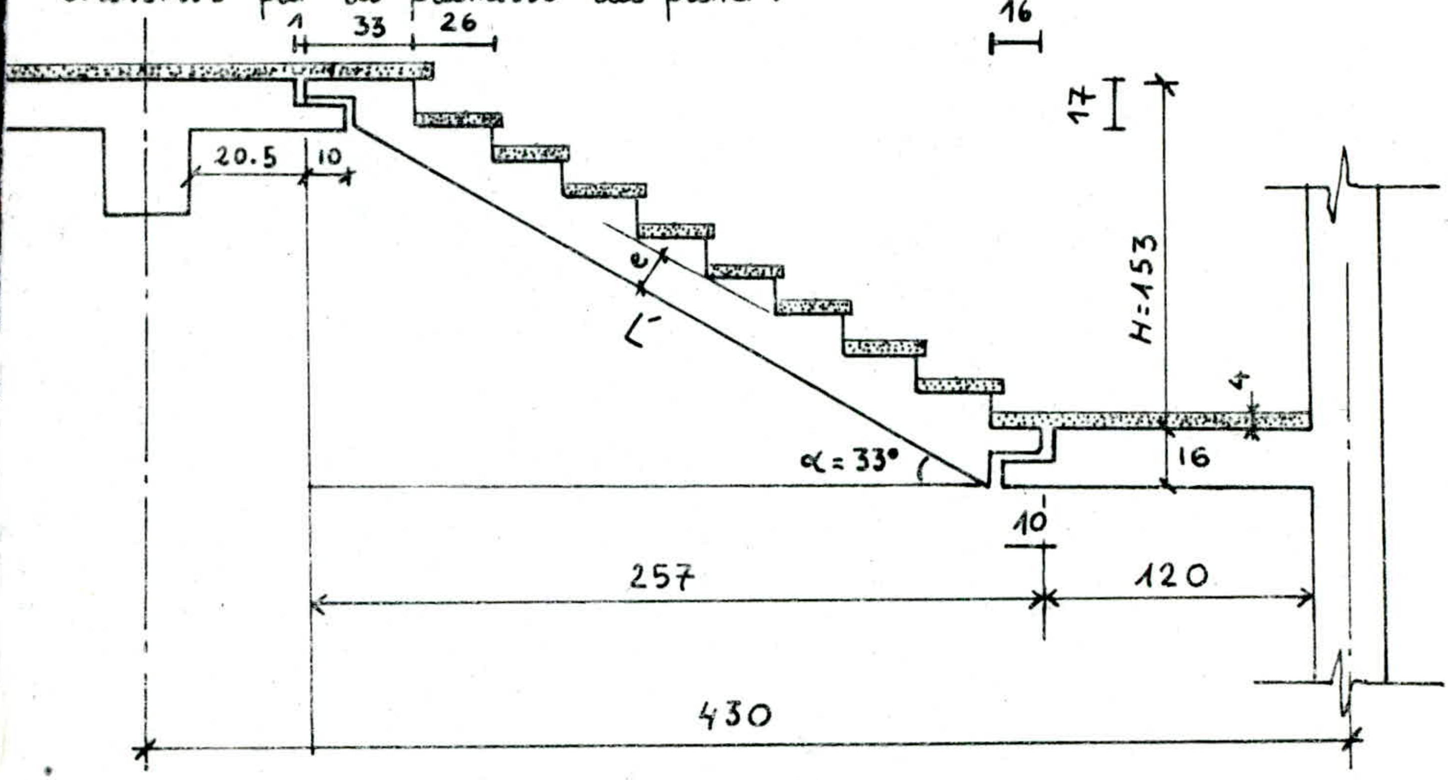
TABLEAU DONNANT LE FERRAILLAGE DES POTEAUX

Poteaux des étages	EFFORT NORMAL (t)	A' calculé (cm^2)	choix des Armatures	contraintes (Kg/cm^2) σ_b'	σ_a'	ARM TRANS-VERSALES	espacement des A. T (cm) Zone COUR	ZONE RECOU	Longueur de recouvrt (cm)	Section
RDC 1° 2°	230	94,53	20 HA 25 ($98 cm^2$)	67,7	1016,2	2 cadres HA8	25	10	125	I
3° 4° 5°	200	65,46	12 HA 20 8 HA 25 ($76,88 cm^2$)	64,97	974,6	2 cadres HA8	20	12	100	II
6° 7° 8°	160	26,7	8 HA 20 4 HA 16 ($33,16 cm^2$)	66,05	990,75	2 cadres HA8	20	12	100	III
9° 10° 11°	110	A'min 19,63	8 HA 20 ($25,13 cm^2$)	47,78	716,78	2 cadres HA8	20	12	100	IV
12° 13° 14°	60	A'min 19,63	8 HA 20 ($25,13 cm^2$)	20,06	391	2 cadres HA8	20	12	100	V
15°	20	A'min 19,63	8 HA 20 ($25,13 cm^2$)	8,69	130,3	2 cadres HA8	20	12	100	VI

- Le pourcentage minimum des armatures Longitudinales est de 1% en zone II. soit $19,63 cm^2$
- La quantitée d'armatures transversales minimales : $A_t = 0,004 \times S \times b_1$ en zone II

ESCALIERS

Les escaliers prévus sont constitués de volées préfabriquées en béton armé. Les paliers sont en Dalle pleine d'épaisseur 16cm. La jonction "palier-volée" est assurée par des becquets, qui par Scellement s'opposent à l'effort transmis par la paillasse au palier.



DIMENSIONS :

hauteur de marche : $h = 17cm$

giron : $g = 26 cm$

Emmarchement : 1,50 m

hauteur de La volée : 1,53 m

α : inclinaison de la paillasse / Horiz.

$$\alpha = \operatorname{arctg} \frac{h}{g} = 33°$$

nombre de marches $n = \frac{H}{h} = 9$

portée Horizontale de La volée $L = 2{,}57m$

L' : Longueur développé $L' = \frac{L}{\cos\alpha}$

Revêtement : 4 cm

Prédimensionnement de l'épaisseur de la paillasse :

$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20}$ avec $L' = \frac{L}{\cos\alpha} = 307$ cm $\quad 10{,}2 \leq e \leq 15{,}35$ cm $\longrightarrow e = 12$ cm

Verification de la relation de BLondel : $0{,}59 \leq g + 2h \leq 0{,}66$

$g + 2h = 0{,}60$ verifié

CALCUL : 1 - volée (calcul de la paillasse)

1.1 : charges et Surcharges dans la volée préfabriquée :

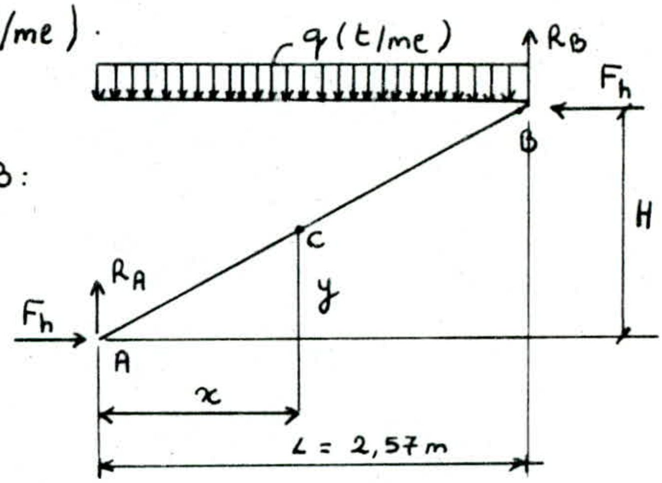
$$\left.\begin{array}{l} G = 770 \text{ Kg/m}^2 \\ Q = 250 \text{ Kg/m}^2 \end{array}\right\} q = G + 1{,}2\,Q = 1070 \text{ Kg/m}^2$$

$$= 1070 \times 1{,}5 = 1605 \text{ Kg/ml}$$

Soit $q = 1{,}6$ t/ml

1.2 : évaluation des sollicitations :

Le moment fléchissant en travée pourra être calculé par référence à la Poutre sur deux appuis simples, de portée égale à la distance horizontale (L), et supportant le même système de charges que la volée préfabriquée (q t/me).



équilibre Statique :

Moment des forces par rapport au point B :

$$R_A \cdot L - q\frac{L^2}{2} - F_h \cdot H = 0$$

d'où $$R_A = q\frac{L}{2} + F_h \cdot \frac{H}{L} \quad (1)$$

et $$R_B = q\frac{L}{2} - F_h \cdot \frac{H}{L} \quad (2)$$

Moment des forces au pt C d'abscisse x :

$$M = R_A x - q\frac{x^2}{2} - F_h \cdot x \frac{H}{L}$$

$$= q\frac{L}{2}x + F_h\frac{H}{L}x - q\frac{x^2}{2} - F_h \cdot x\frac{H}{L}$$

$$= q\frac{L}{2}x - q\frac{x^2}{2} \quad ; \text{ pour } x = \frac{L}{2} \qquad M = \frac{qL^2}{8}$$

1.3 FERRAILLAGE :

La Section est rectangulaire et soumise à la flexion Simple, on adoptera la méthode de Mr. Pierre Charon.

Données : $M = \frac{qL^2}{8} = 1{,}32 \text{ t.m} = 1{,}32 \cdot 10^5 \text{ Kg.cm}$; $h_t = e = 12 \text{ cm}$; $h = h_t - d = 10 \text{ cm}$

$b = 100 \text{ cm}$; $\overline{\sigma_a}(Sp_1) = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\mu = \frac{15 M}{\overline{\sigma_a} \cdot b \cdot h^2} = 0{,}0707$ $\begin{cases} K = 30{,}9 \\ \varepsilon = 0{,}8911 \end{cases}$ $\sigma_b' = \frac{\overline{\sigma_a}}{K} < \overline{\sigma_b'}$

$A = \frac{M}{\overline{\sigma_a} \varepsilon h} = 5{,}29 \text{ cm}^2$ soit 7HA10/ml ($5{,}49 \text{ cm}^2$) esp. $t = 16$ cm.

Armatures de répartition :

elles sont adoptées telle que leur section soit prise forfaitairement au 1/4 des Armatures principales. $A_r = \frac{1}{4} \cdot 5{,}49 = 1{,}37 \text{ cm}^2$ soit 7HA6/ml ($1{,}97 \text{ cm}^2$) esp. $t = 16$ cm.

Armatures transversales : $\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$

$T_{max} = q\frac{\ell}{2} = 1{,}6 \times \frac{2{,}57}{2} = 2{,}056 \text{ t}$; $b = 100 \text{ cm}$; $z = \frac{7}{8} h = 8{,}75$

d'où $\tau_b = 2{,}35 \text{ Kg/cm}^2 < 1{,}15 \overline{\sigma_b}$ il n'est pas utile d'utiliser des Armatures transversales.

VERIFICATIONS :

a) condition de non fissuration :

$\sigma_1 = 2012 \text{ Kg/cm}^2$ $\sigma_2 = 3110{,}75 \text{ Kg/cm}^2 > \overline{\sigma_a} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$
pas de risque de fissuration.

b) flèche :

La flèche admissible sera limitée au 1/300 de la portée horizontale "L"
La flèche en travée est donnée par $f = \frac{5}{384} \frac{q\ell^4}{EI}$ qui doit être inférieure à $\overline{f}$. $E = 7000 (\sigma_j')^{1/2} = 7000 (270)^{1/2} = 117\,250 \text{ Kg/cm}^2$.
(E : module de déformation longitudinal)

$I = bh^3/12 = \frac{150 \times 10^3}{12} = 12500 \text{ cm}^4$; $q = 16 \text{ Kg/cm}$; $L = 257 \text{ cm}$

d'où $f = 0{,}62 \text{ cm} < \overline{f} = 0{,}85 \text{ cm}$.

c) vérification des contraintes de l'acier :

$\tilde{\omega} = \frac{A}{b \cdot h} \times 100$ $\left| \begin{array}{l} A = 5{,}49 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 10 \text{ cm} \end{array} \right.$ $\Rightarrow \tilde{\omega} = 0{,}549 \longrightarrow \begin{cases} K = 30{,}2 \\ \varepsilon = 0{,}8894 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1{,}32 \cdot 10^5}{5{,}49 \cdot 0{,}8894 \cdot 10} = 2703{,}36 \text{ Kg/cm}^2 < \overline{\sigma_a} = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

d) condition de non fragilité :

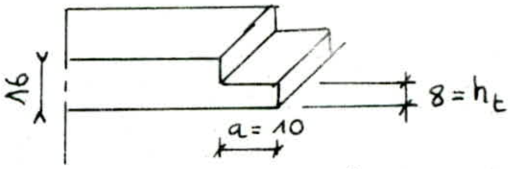
$A \geq 0{,}69 \, b \cdot h \cdot \frac{\overline{\sigma_b}}{\sigma_{en}}$ avec $b = 100$ cm ; $h = 10$ cm ; $\overline{\sigma_b} = 6{,}96 \text{ Kg/cm}^2$; $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ ($\phi < 20$)

d'où $5{,}49 \text{ cm}^2 > 1{,}14 \text{ cm}^2$ (vérifié)

2. CALCUL DU BECQUET :

2.1 dimensions :

La hauteur des becquets d'appui ne sera pas inférieure à 7 cm (DTU SOCOTEC) on choisira une hauteur $h_t = 8$ cm, pour le becquet de la volée et du palier.



2.2 EVALUATION DE LA CHARGE SUR LE BECQUET : "p"

DTU (SOCOTEC)

Les efforts verticaux et horizontaux sollicitants les becquets peuvent être remplacés par une charge verticale d'intensité eguale au poids Total de la volée surchargée (q), majorée par le coefficient de comportement (γ_q) qui tient compte des résultats d'essais de la résistance des becquets et met en évidence les phénomènes de rupture prématurée.

$p = q L \gamma_q$ — q = poids de la volée surchargée : 1,6 t/ml
L = Longueur horizontale de la volée : 2,57 m
$\gamma_q = 1{,}2$

d'ou $P = 5t$

2.3 Sollicitations :

La section de l'armature en boucle des becquets d'appui, sera dimensionnée en prenant comme portée La distance (l) entre les plans verticaux V et W, sans que cette portée soit inférieure à (a + 3 cm), ni inférieure à h_t.

$$l \geq \begin{cases} 13\text{cm} \\ 8\text{cm} \end{cases} \Rightarrow l = 14\text{ cm} \qquad \underline{M = Pl = 0{,}7 \text{ t.m}}$$

2.4 Ferraillage :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0{,}104 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8721 \\ K = 24{,}1 \end{cases} \qquad \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} < \bar{\sigma}_b'$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 4{,}77\text{cm}^2$$

on adoptera
7 boucles $\phi 10$/ml (5,49 cm²)
esp. $t = 16$ cm

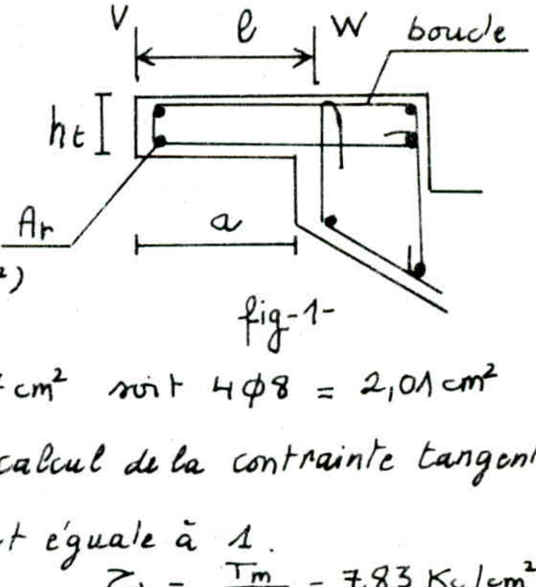


fig-1-

2.5 Armatures de répartition :

$A_r = \frac{1}{4} A = 1{,}37$ cm² soit $4\phi 8 = 2{,}01$ cm²

2.6 Verification au cisaillement :

Pour le calcul de la contrainte tangente dans le béton du bécquet, la valeur de γ_q est eguale à 1.

d'où $P = 1 \times 1{,}6 \times 2{,}57 = 4{,}112\,t = T_{max}$ $\qquad \tau_b = \frac{T_m}{b \cdot z} = 7{,}83$ Kg/cm² $< 1{,}15\,\bar{\sigma}_b = 8$ Kg/cm²

Il n'est pas utile d'utiliser les Arm. transversales.

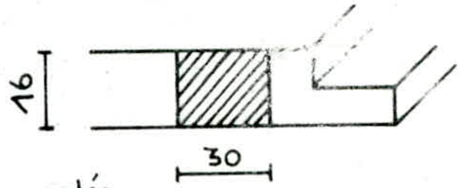
2.7 Dispositions constructives (DTU)

i) L'armature des becquets devra être réalisée au moyen de boucles (fig 1) ou de cadres fermés

ii) L'espacement des boucles ne sera pas supérieur à deux fois la section d'encastrement du becquet.

3. CALCUL DE LA POUTRE PALIERE :

La poutre palière est une poutre incorporée (noyée) dans le palier ; elle sert d'appui pour ce dernier et reprend les efforts que transmet la volée au becquet. on choisit $b = 30\,cm$.



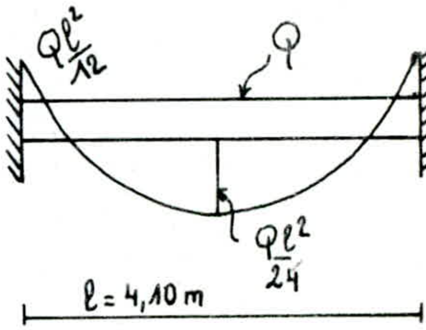
3.1 charge et surcharge (DTU)

La charge agissant sur la poutre palière "Q", et transmise par l'élément préfabriqué (volée) au droit de chaque appui (haut et bas) sera prise égale à $0,7q$ (q : poids de la volée surchargée)

$$Q = 0,7\,q = 0,7 \times 1,07 = 0,749\ t/m^2$$

3.2 FERRAILLAGE :

Le calcul se fait en flexion simple, la portée de la poutre correspond à la longueur totale du Palier.



calcul des Armatures inférieures (travée)

$$M_t = \frac{Q\ell^2}{24} \; ; \quad \left.\begin{array}{l} Q = 0,74 \times 2,57 = 1,9\ t/ml \\ \ell = 4,10\,m \end{array}\right\} \quad M = 1,33\ t.m$$

$$\mu = \frac{15\,M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} \quad \begin{array}{l} b = 30\,cm \\ h = 16 - 2 = 14\,cm \end{array} \qquad \mu = 0,121 \qquad \left\{\begin{array}{l} K = 21,8 \\ \varepsilon = 0,8641 \end{array}\right. \qquad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3,92\ cm^2$$

on adoptera $4\,HA\,12$ ($4,52\,cm^2$)

Calcul des Armatures supérieures (appui) : (méthode des forces)

$$M_a = \frac{Q\ell^2}{12} = 2,66\ t.m \qquad \sigma_a' = 1362\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a'$$

$$A' = \frac{M - \frac{1}{2}\sigma_b' b x (h - x/3)}{\sigma_a' (h - d')} = 7,31\ cm^2 \rightarrow 4HA12 + 2HA14 = 7,6\ cm^2$$

$$A = \frac{A'\sigma_a' + \frac{1}{2}\sigma_b' b x}{\sigma_a} = 7,9\ cm^2 \rightarrow 7HA12 = 7,96\ cm^2.$$

Armatures transversales :

$T = \varphi \cdot \frac{\ell}{2} = 3{,}895\ t \qquad \tau_b = \dfrac{T}{b \times \frac{7}{8} \times h} = 10{,}59 < \bar{\tau}_b = 3{,}5\ \bar{\sigma}_b$

$A_t = \dfrac{t \cdot T}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} \qquad T = 3{,}895\ t \ ; \quad z = \frac{7}{8}(14) \ ; \quad \bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 4200$

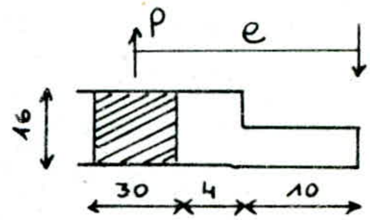
t (écartement des cadres)

$$t \leq Max \begin{cases} h\left(1 - 0{,}3\ \dfrac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \\ 0{,}2\ h \ : \ 0{,}2 \times 14 \end{cases}$$

d'ou $A_t = 0{,}9\ cm^2$ soit 2 HA 8 ($1 cm^2$) $t = 8$ cm.
minimum 1 cadre T8

Remarque : La resistance à la torsion de la poutre incorporée étant généralement faible, des armatures supérieures perpendiculaires à la poutre devront être disposées, pour équilibrer le couple $P \times e$.

$$\left.\begin{array}{l} P = 1{,}9 \times 3 = 5{,}7\,t \\ e = 29\,cm \end{array}\right\} \quad M = P \cdot e = 1{,}653\ t.m$$



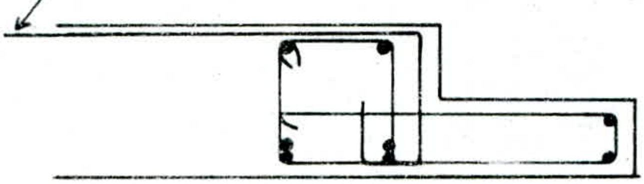
$$\mu = \frac{15\ M}{\bar{\sigma}_a\ b\ h^2} = 0{,}045 \qquad \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9104 \\ k = 40{,}8 \end{cases}$$

$A = \dfrac{M}{\bar{\sigma}_a\ \varepsilon\ h} = 4{,}63\ cm^2 \longrightarrow$ 6 HA 10/ml ($4{,}71\ cm^2$) espacement $t = 20$ cm.

vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \omega = 0{,}330 \quad K = 40{,}3 \quad \sigma_b' = 69{,}47\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b' \\ \varepsilon = 0{,}9096 \quad \sigma_a = \dfrac{M}{A \varepsilon h} = 2755\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a \end{cases}$$

Armatures perpendiculaires à la poutre

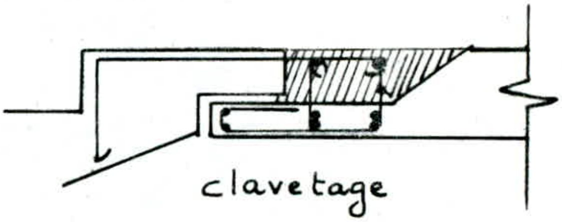


Liaison " volée - Palier " :

ELLE est assurée par une bande de béton, coulée sur place, régnant sur toute la largeur de la volée, aprés recouvrement des armatures sortant de la volée préfabriquée et du palier. cette Solution permet d'obtenir une plus grande resistance de la dalle palière, et une meilleure garantie contre le risque d'effondrement de La voleé.

L'acier de Liaison sera calculé pour la charge $q = 1,6 \times 2,57 = 4,112\,t$

d'où $A = q/\bar{\sigma}_a = \dfrac{4112}{2800} = 1,47\,cm^2$ soit 3HA8/ml ($1,5\,cm^2$)



Calcul des armatures en crochet :

Poids propre de La paillasse $G = 770\ Kg/m^2$

$G = 770 \times 1,5 \times 2,57 = 2968,35\ Kg$

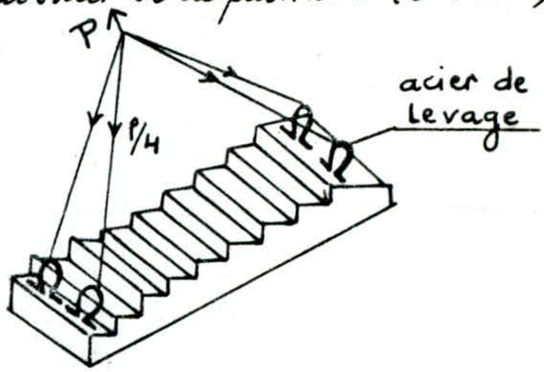
Poids propre majoré : $P = 1,2\,G = 3562\ Kg$

on dispose de 4 crochets sur les extrémités de la paillasse

d'ou $T = P/4 = 890,5\ Kg$ $\qquad A = \dfrac{T}{\bar{\sigma}_a} = 0,31\ cm^2$

on placera un crochet $\varnothing 8$ ($0,5\,cm^2$) à chaque extrémité. Les Aciers seront Ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la paillasse ($e = 14\,cm$)

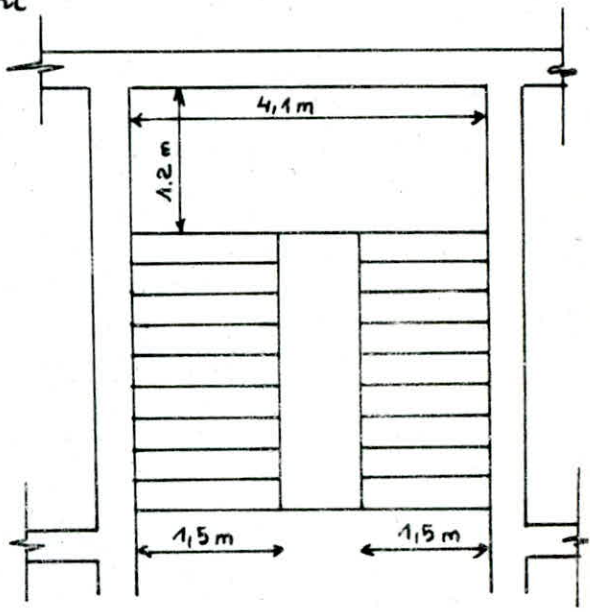
Remarque : dés que la pose est achevée, vérifiée on sectionne les Aciers



4. CALCUL DES PALIERS :

Les paliers sont considérés comme des dalles pleines - pour le calcul on utilisera les Tables de Mr BARES (TABLES POUR LE CALCUL DES Dalles et des parois).

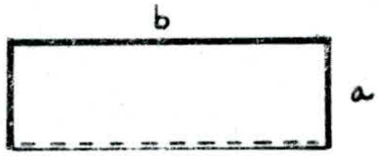
Le palier est encastré sur 3 côtés simplement appuyé sur le 4ieme côté :



- Encastré dans les voiles
- Simplement appuyé Sur la poutre palière

$l_x = a = 1,2m$

$l_y = b = 4,1m$



charges et Surcharges :

Poids propre du palier 535 Kg/m^2

Poids de la volée considéré comme uniformément répartie : $G_v = 770\ Kg/m^2$

Surcharge majorée du palier et de la volée $2 \times 250\ Kg/m^2$.

$$q = (535+770) + 1,2 \times (2 \times 250) = 1905\ Kg/m^2 = 1,905 \times 1,5 = 2,85\ t/m$$

Sollicitations : (Table Barès)

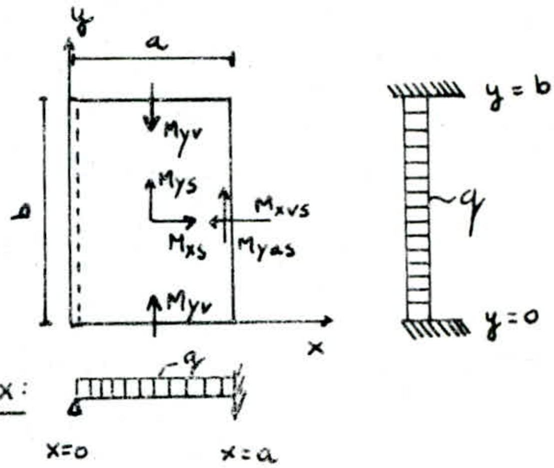
$\gamma = \frac{a}{b} = 0,3$ $\mu = 0,15$ coefficient de poisson pour Le béton armé :

on tire de la table des valeurs suivantes :

$m_{xs} = 0,0694$ $m_{yv} = 0,011$

$m_{ys} = 0,001$ $m_{xvs} = 0,136$

Les valeurs suivantes qa^2, qb^2 sont des facteurs multiplicateurs :



- Moment fléchissant au milieu de la portée Sens x :

$$M_{xs} = m_{xs} \times qa^2 = \underline{0,28\ t.m}$$

Moment fléchissant au milieu de la portée sens y :

$M_{ys} = m_{ys} \times qb^2 = 0{,}05$ t.m

Moment fléchissant d'appui dans le sens y à l'encastrement :

$M_{yv} = m_{yv} \times qb^2 = 0{,}53$ t.m

Moment fléchissant d'appui dans le sens x à l'encastrement :

$M_{xvs} = m_{xvs} \times qa^2 = 0{,}55$ t.m

Ferraillage :

en travée sens x :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0{,}28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot \overline{14}^2} = 0{,}008 \rightarrow \begin{cases} \mathcal{E} = 0{,}9597 \\ K = 109 \end{cases} \qquad \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma_a}}{K} = 25{,}7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma_b}'$$

$$A = \frac{0{,}28 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9597 \cdot 14} = 0{,}74 \text{ cm}^2$$

on adoptera $A_{tx} = 4T8/ml$ ($2{,}01$ cm²)

esp. $t = 30$ cm

en travée sens y : $\frac{l_x}{l_y} < 0{,}4$ on arme avec une section minimale $A_{ty} = \frac{A_t}{4}$

on adoptera $A_{ty} = 3T6/ml$ ($0{,}84$ cm²)

appui sens x :

$$\mu = \frac{15 \cdot 0{,}55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0{,}015 \rightarrow \begin{cases} \mathcal{E} = 0{,}9457 \\ K = 77 \end{cases} \qquad \sigma_b' = \frac{\bar{\sigma_a}}{K} = 36{,}4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma_b}'$$

$$A = \frac{0{,}55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0{,}9457 \cdot 14} = 1{,}48 \text{ cm}^2$$

soit $4T8/ml$ ($2{,}01$ cm²)

appui sens y : de La même manière on adoptera $4T8/ml$

VERIFICATIONS :

1) contraintes (en travée) $\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b\,h} = 0{,}143 \rightarrow \begin{cases} \mathcal{E} = 0{,}9379 \\ K = 65{,}5 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A\,\mathcal{E}\,h} = \frac{0{,}28 \cdot 10^5}{2{,}01 \cdot 0{,}9379 \cdot 14} = 1060{,}9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma_a}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma_a}}{K} = 42{,}74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma_a}$$

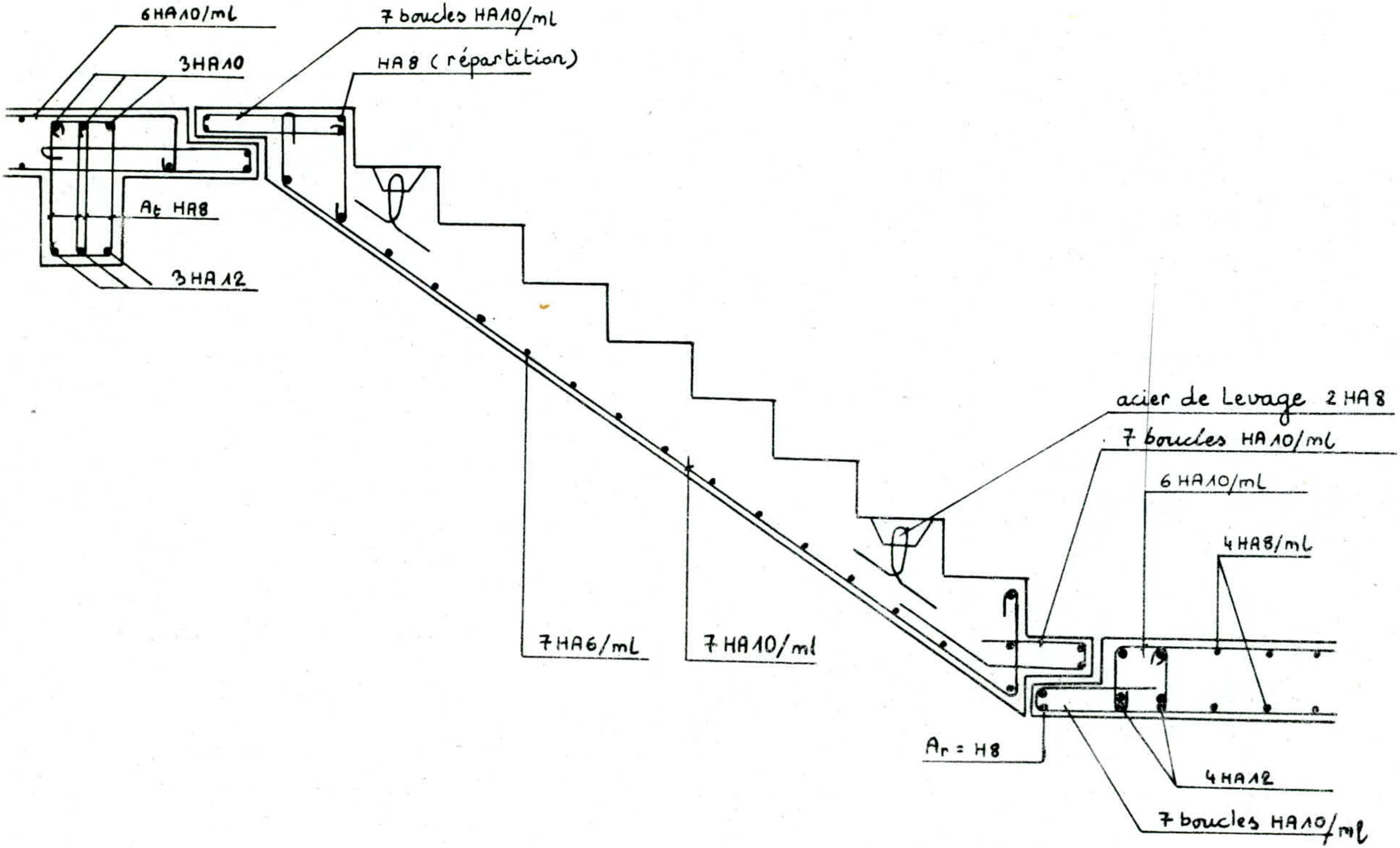
2) condition de non fissuration : $\sigma_1 = 1435{,}37$ Kg/cm² ; $\sigma_2 = 3165{,}8$ Kg/cm² $\Rightarrow \bar{\sigma_a} = 2800$ Kg/cm²

3) condition de non fragilité : $\varphi = a/b = 0{,}3$

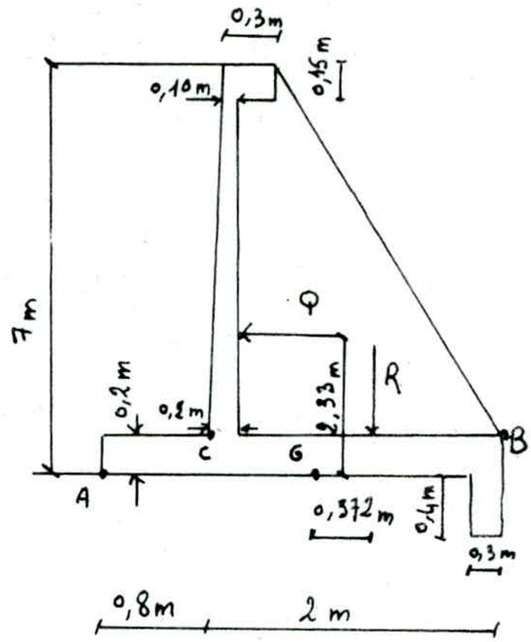
Sens x : $A > 0{,}69\ b \cdot \frac{h\,\bar{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \left(1 - \frac{\varphi}{2}\right) = 0{,}99$ cm²

vérifié.

Sens y : $A > 0{,}69\ b \cdot \frac{h \cdot \bar{\sigma_b}}{\sigma_{en}} \left(\frac{1+\varphi}{4}\right) = 0{,}43$ cm²


6HA10/ml
3HA10
At HA8
3HA12
7 boucles HA10/ml
HA8 (répartition)
7HA6/ml
7HA10/ml
acier de Levage 2HA8
7 boucles HA10/ml
6 HA10/ml
4HA8/ml
Ar = H8
4HA12
7 boucles HA10/ml

Le mur de soutènement se présente comme indiqué sur la figure. On prévoira des contreforts de 0,35 m d'épaisseur espacés de 4 m d'axe en axe



Faute d'étude de sol, on prendra les valeurs suivantes :

- Poids spécifique des terres : 1800 kg/m³
- angle du talus naturel : 45°
- contrainte admissible du sol de fondation $\sigma_s = 2\ kg/cm^2$
- coefficient de frottement béton-terre : f = 0,3

Forces à considérer

Poussée horizontale Q : $Q = A.D.h^2/2$

Pour 1 parement vertical $A = tg^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$

A = 0,1715 dans notre cas

D : poids spécifique des terres = 1800 kg/m³

h : hauteur du mur = 7 m

$Q = 0,1715 \cdot 1800 \cdot 7^2/2 \Rightarrow Q = 7564$ kg à 7/3 au dessus de la base = 2,33 m

charges verticales

Rideau : 2550 kg
semelle : 1400 kg
Remblai : 22032

R = 25982 kg

vérifications

au glissement : $Q/R = 7564/25982 = 0,291 < f = 0,3$ (c'est vérifié)

au renversement : Moment/A des charges verticales = Ms

$M_s = 2550 \cdot 0,877 + 1400 \cdot 1,4 + 22032\,[1 + (2-0,2)/2] \Rightarrow M_s = 46\,057,15$ kg.m

Moment de renversement : $M_r = 7564 \cdot 7/3 = 17\,650$ kg.m

$M_s/M_r = 2,61 > 2$ (c'est vérifié)

vérification des contraintes $\sigma' = \frac{R}{100a} \pm \frac{6M}{100a^2}$

a : largeur de la semelle
M : moment des forces agissantes par rapport au cdg G de la semelle.

$M = 7564 \cdot \frac{7}{3} - 25982 \cdot 0,372 \Rightarrow M = 7984,03$ kg.m

On trouve $\begin{cases} \sigma'_A = 1,539\ kg/cm^2 < \sigma_s \\ \sigma'_B = 0,317\ kg/cm^2 < \sigma_s \end{cases}$

Calcul du rideau Il sera considéré comme une dalle semi-encastrée sur les contreforts et soumise à une charge horizontale. Pour le calcul, on décomposera le rideau en tranches de 1 m à partir du sommet et nous prendrons la pression moyenne dans chaque tranche celle régnant à mi-hauteur. On prendra pour valeurs des moments

$\begin{cases} M = P.l^2/10 & \text{en travée} \\ M = Pl^2/20 & \text{sur appui} \end{cases}$

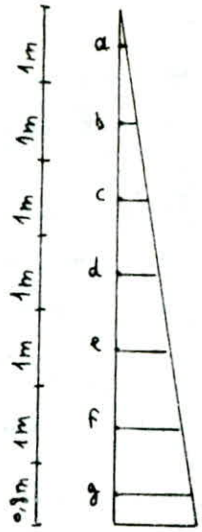
l : portée d'axe en axe des contreforts

P = A . D . Z ; Z : profondeur

$P = A \cdot D \cdot z = 0{,}1715 \cdot 1800 \cdot z = 308{,}7 \cdot z$

Effort tranchant $T = Pl/2$

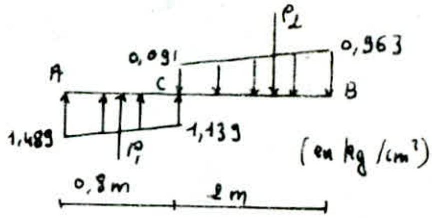
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :



Points considérés	a	b	c	d	e	f	g
z (m)	0,5	1,5	2,5	3,5	4,5	5,5	6,4
h (cm)	9,5	10	11	13	14	16	17
P (kg/m²)	155	463	772	1081	1390	1698	1976
Mt (kg.m)	247	741	1235	1730	2224	2717	3161
Ma (kg.m)	124	371	618	865	1112	1359	1581
A inférieures	3T10	4T10	4T12	5T12	5T14	5T14	5T14
A sur appui	3T10	3T10	3T10	4T10	4T10	5T10	5T10
T (kg)	309	926	1544	2162	2780	3396	3952
τ_b (kg/cm²)	0,371	1,058	1,603	1,9	2,27	2,42	3,321
A répartition	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8

les armatures de répartition sont espacés de 25 cm.

<u>Calcul de la semelle</u> Elle est soumise à la réaction du sol, à son poids propre, et aux poids du rideau et des terres supposés repartis uniformément ; on obtient le diagramme suivant



Les résultantes des charges sont $\begin{cases} P_1 = 10\,512 \text{ kg/ml} \\ P_2 = 10\,540 \text{ kg/ml} \end{cases}$

- Partie C.A : elle travaille en console
  P_1 agit à 0,417 m de C
  D'où $M_c = 10512 \cdot 0{,}417 = 4392$ kg.m/ml

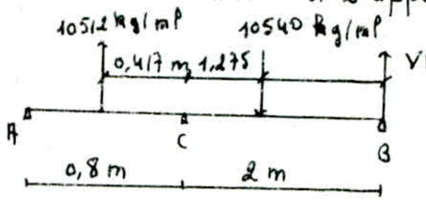
  $A = 10{,}11 \text{ cm}^2$ on prendra $A = 7T14$/ml
- Partie C.B : $M_{max} = 4392$ kg.m/ml $\Rightarrow A = 7T14$/ml

- $\tau_b = 10512 / (100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 17{,}5) \Rightarrow \tau_b = 6{,}88 \text{ kg/cm}^2$

- Armatures de répartition : $A_t \geq (t \cdot T_{max})/(z \cdot \bar{\sigma}_{at})$ $\quad \bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$

  Si on prend $t = 16{,}5$ cm $\quad A_t \geq 4{,}05 \text{ cm}^2$ soit 7 T10/ml

<u>Calcul de la bêche</u> Elle reçoit les réactions de la semelle et s'appuie sur les contreforts



$\Sigma M/c = 0 \Rightarrow V_B = 8911$ kg/ml

Poids propre au dessous de la semelle :

$0{,}3 \cdot 0{,}4 \cdot 2500 = 300$ kg/ml

D'où $q = 8911 + 300 = 9211$ kg/ml

$\begin{cases} \text{Moments en travées : } ql^2/10 \\ \text{Moment sur appui : } ql^2/20 \end{cases}$

On a $M_t = 14737$ kg.m / ml $M_a = 7368$ kg.m / ml $h = 54$ cm $b = 30$ cm

On trouve - armatures inférieures $10{,}69 \text{ cm}^2$ on prendra 4T20
- partie supérieure aux appuis $5{,}35 \text{ cm}^2$, d'où 2T20

- Armatures transversales : $\tau_b = 8911 / (30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 56) = 6{,}062$ kg/cm²
On prendra un cadre T8 $A_t = 1 \text{ cm}^2$ $\bar{\sigma}_{at} = 2800$ kg/cm²

$$t \leq \frac{1 \cdot 7 \cdot 56 \cdot 2800}{8 \cdot 8911} = 15{,}4 \text{ cm}$$

On prendra donc un cadre T8 tous les 15 cm

Calcul du contrefort

Celui-ci travaille comme une console verticale encastrée dans la semelle. Il est soumis aux efforts transmis par le rideau

A la base du contrefort, on a : $p = 0{,}1715 \cdot 1800 \cdot 6{,}8 \cdot 4 = 8396$ kg/m

$$M_{max} = p \cdot \frac{l_c}{2} \cdot \frac{l_c}{3} = 8396 \cdot 6{,}8^2/6 = 64705 \text{ kg.m}$$

On prendra { largeur de la table de compression (rideau) : 250 cm
hauteur utile $h = 180$ cm

On trouve : $A = 13{,}24 \text{ cm}^2$ d'où 3T25

- Armatures transversales : $T = 8396 \cdot 6{,}8/2 = 28546$ kg.

$\tau_b = 28546 / (35 \cdot \frac{7}{8} \cdot 180) = 5{,}178$ kg/cm²

- Armatures transversales résistant à l'effort tranchant produit par le remblai :
Pour $t = 25$ cm

$$A_t = \frac{28546 \cdot 25}{\frac{7}{8} \cdot 180 \cdot 2800} = 1{,}62 \text{ cm}^2$$

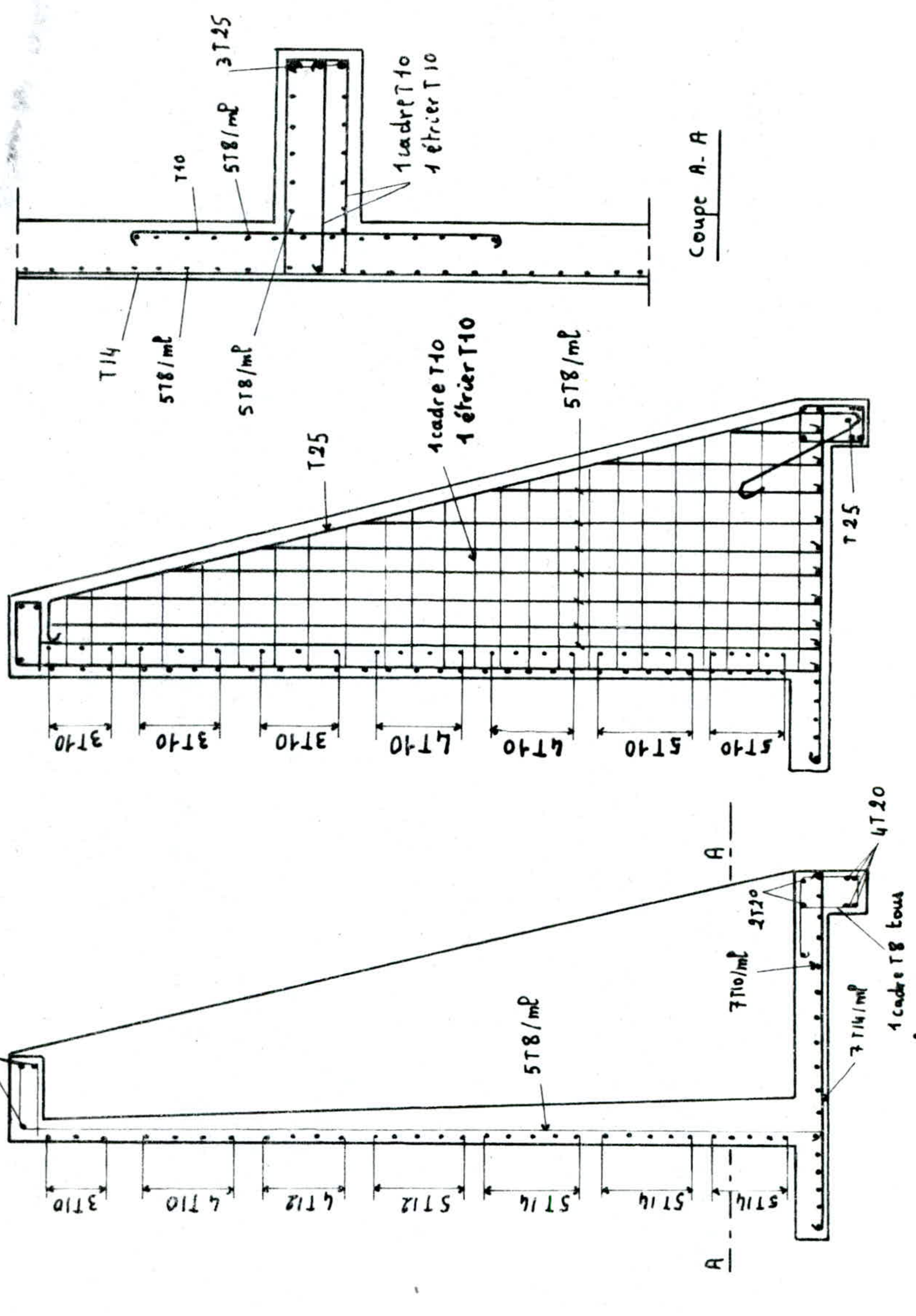
- Armatures transversales résistant à la réaction transmise par le rideau :

$A_t = 8396 / 2800 = 2{,}99 \text{ cm}^2/\text{ml}$
Pour $t = 25$ cm $A_t = 1{,}62 + 2{,}99/5 = 2{,}22 \text{ cm}^2$

On prendra 1 cadre T10 renforcé d'un étrier T10 tous les 25 cm

On prévoiera des T8 comme armatures de montage : 5T8/ml

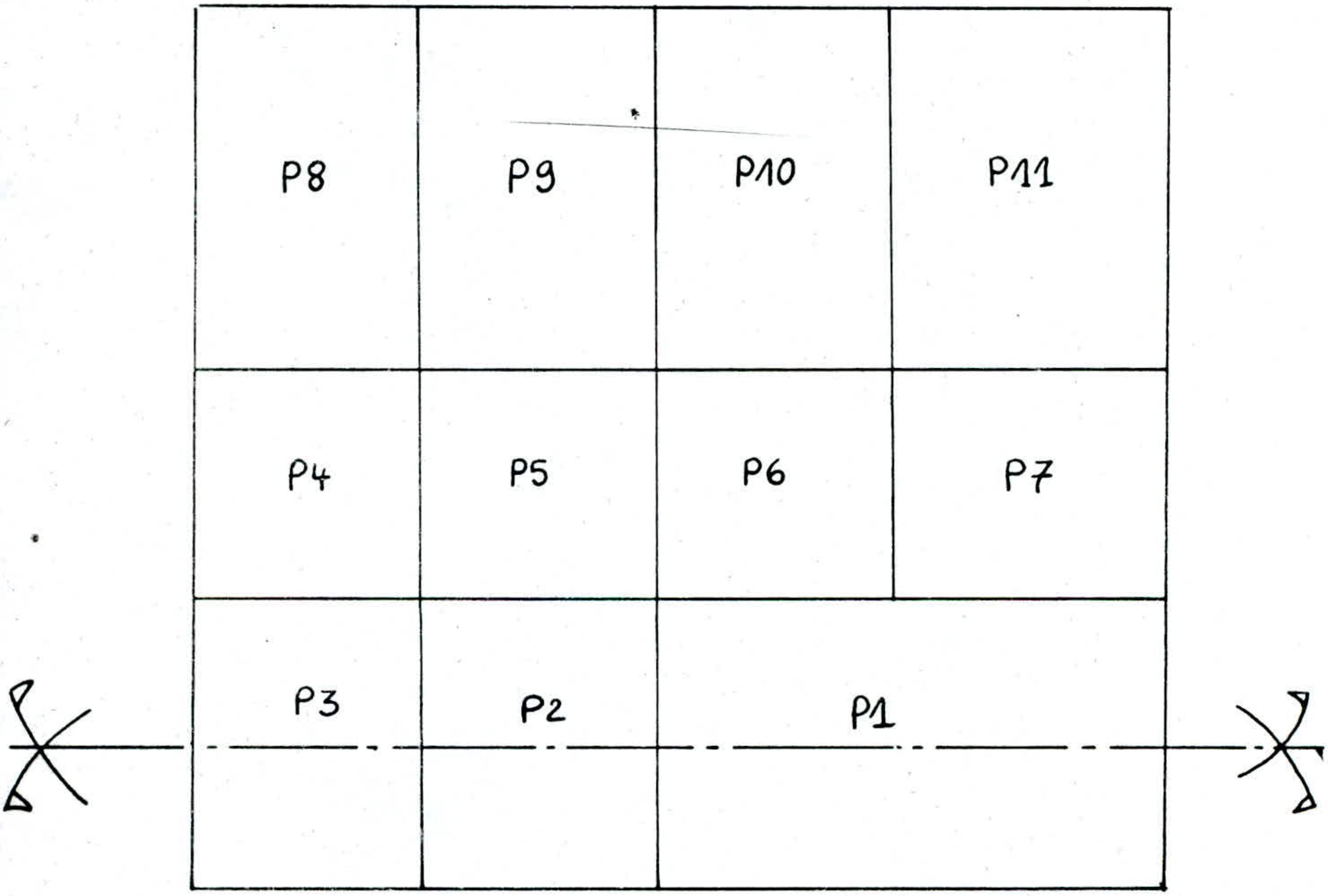
schémas de ferraillage



CHAP XI

FONDATIONS

FONDATIONS : IDENTIFICATION DES PANNEAUX DE RADIER



ech 1/100

INTRODUCTION :

Le sol sur lequel repose notre batiment à une contrainte admissible de $20\,t/m^2$. ($\bar{\sigma}_s = 2$ bars)

La descente de charge de l'ensemble de la structure au niveau des Fondations à donné les résultats suivants : $G = 5260\,t$

$P = 1220\,t$

Un calcul préliminaire à montré que l'adoption des semelles filantes comme fondations pour notre batiment à conduit à l'occupation de tout l'espace constitué par la zone inter-Axes des voiles ou au meilleur des cas à un espace trop faible.

vu l'importance de la charge transmise au sol par les différents éléments porteurs du batiment, la faible portance du Sol ($\bar{\sigma}_s = 2$ bars) et afin d'éviter le problème de tassements différentiels qui peuvent causer des désordres à la structure, on adopte un Radier Général comme type de fondation.

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseure constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renverssé Soumis aux forces de réactions du Sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme, le radier sera considéré comme infiniment rigide.

Prédimensionnement de la Surface du radier :

Poids de la Structure au niveau de la fondation sous SP1 :

$$N = G + 1{,}2P = 5260 + 1{,}2 \cdot 1220 = 6724\,t$$

Surface necessaire du radier : $S_{nec} \geq \dfrac{N}{\bar{\sigma}_s} = \dfrac{6724}{20} = 336{,}2\ m^2$

Surface de l'emprise du batiment : $S_0 = 350{,}7\ m^2$

Le débord sera pris égual à 1,3 m.

d'où la surface totale du radier : $S = 25{,}3 \times 18{,}05 = 456{,}7\ m^2 > S_{nec}$

Prédimensionnement de l'épaisseur du radier :

Etant donné qu'il est toujours peu commode de placer des étriers dans une dalle donc dans un radier, c'est la plupart du temps la règle de la contrainte de cisaillement après déduction des transmissions directes, qui donne l'épaisseur minimale prise en compte.

La contrainte de cisaillement pour une bande de 1m est :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1{,}15\,\bar{\sigma}_b \qquad z = \frac{7}{8}h$$

$$T_{max} = q\frac{\ell}{2} = \frac{14{,}72 \cdot 4{,}4}{2} = 32{,}4\,t \qquad \text{d'où } h \geq \frac{8\,T_{max}}{7 \cdot b \cdot 1{,}15 \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{8 \cdot 32{,}4 \cdot 10^3}{7 \cdot 100 \cdot 1{,}15 \cdot 5{,}91} = 54{,}5\,cm$$

$$q = \frac{N}{S} = \frac{6724}{456{,}7} = 14{,}72\ t/m^2$$

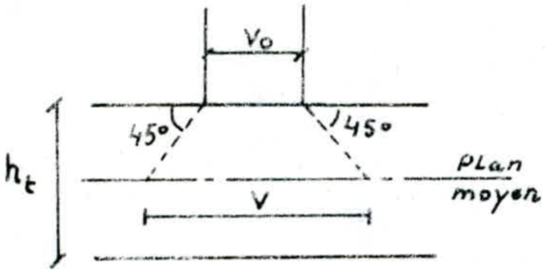
$\ell = 4{,}4\,m$

on prend $h = 55\,cm$ et $h_t = h + d = 55 + 5 = 60\,cm$

$$\boxed{h_t = 60\,cm}$$

Verification au poinçonnement :

conformément aux Règles (CCBA 68 : Art 39,54) on fera une verification au poinçonnement sous le voile le plus chargé :



$N = G + 1{,}2P = 450 + 1{,}2 \times 45 = 504\,t$

$U = U_0 + h_t = 11{,}7 + 0{,}6 = 12{,}3\,m$

$V = V_0 + h_t = 0{,}3 + 0{,}6 = 0{,}9\,m$

La condition de non poinçonnement sous mûr est donné par :

$$1{,}5\,\frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \qquad \text{avec } P_c = 2(U+V) \text{ perimètre du contour cisaillé.}$$

d'où $\frac{1,5\,N}{P_c \cdot h_t} = \frac{1,5 \cdot 504 \cdot 10^3}{2(11,3+0,9)\cdot 10^2 \cdot 60} = 4,77\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b = 5,91\ Kg/cm^2$

Le radier est vérifié au non poinçonnement.

① Verification de la stabilitée du radier sous SP1 :

$N = (G + G_{radier}) + 1,2\,P = 5260 + 685,05 + 1,2 \times 1220 = 7409\ t$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{7409}{456,7} = 16,22\ t/m^2 < \bar{\sigma}_s = 20\ t/m^2$$

② Verification de la stabilité du radier sous SP2 : (Art 4131 RPA81)

Sous les Sollicitations introduisant un moment de renversement, nous devons vérifier que les extrémités du radier ne sont pas assujetti à la traction (soulèvement), Le cas est très probable sous la sollicitation (0,8G ± E) donné par le RPA 81. d'autre part nous devons vérifier les fortes compressions sous la sollicitation (G+P+E).

Sollicitation (0,8G ± E) :

$N = 0,8G = 0,8(5260 + 685,05) = 4756\ t$

Sens longitudinal x-x :

$M_y = 12562\ t.m$

$I_y = 24358,9\ m^4$

$X = 12,65\ m$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot X = \frac{4756}{456,7} \pm \frac{12562}{24358,9} \cdot 12,65 = \begin{cases} \sigma_1 = 16,93\ t/m^2 < 1,5\bar{\sigma}_s \\ \sigma_2 = 3,89\ t/m^2 < 1,5\bar{\sigma}_s = 30\ t/m^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,36\ Kg/cm^2 < 3\ Kg/cm^2$$

Sens transversal Y-Y :

$M_x = 13931\ t.m$

$I_x = 12398,55\ m^4$

$Y = 9,025\ m$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_Y} \cdot Y = \frac{4756}{456,7} \pm \frac{13931}{12398,55} \times 9,025 = \begin{cases} \sigma_1 = 20,55\ t/m^2 = 2,055\ Kg/cm^2 < 1,5\bar{\sigma}_s = 3\ Kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 0,027\ Kg/cm^2 < 3\ Kg/cm^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,55\ Kg/cm^2 < 3\ Kg/cm^2.$$

Sollicitation G+P+E :

Sens Longitudinal :

$$G+P = 5260 + 685,05 + 1220 = 7165 \ t$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot x = \frac{7165}{456,7} \pm \frac{12562}{24358,9} \cdot 12,65 = \begin{cases} \sigma_1 = 22,21 \ t/m^2 = 2,22 \ Kg/cm^2 < 1,5\bar{\sigma}_s \\ \sigma_2 = 9,17 \ t/m^2 = 0,917 \ Kg/cm^2 < 1,5\bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,89 \ Kg/cm^2 < 1,5\bar{\sigma}_s = 3 Kg/cm^2 .$$

Sens transversal :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} \cdot Y = \frac{7165}{456,7} \pm \frac{13931}{12398,55} \cdot 9,025 = \begin{cases} \sigma_1 = 25,82 \ t/m^2 = 2,582 \ Kg/cm^2 < 3 \ Kg/cm^2 \\ \sigma_2 = 5,54 \ t/m^2 = 0,554 \ Kg/cm^2 < 3 \ Kg/cm^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,075 \ Kg/cm^2 < 3 \ Kg/cm^2 .$$

CHARGES A PRENDRE EN COMPTE POUR LE CALCUL DU RADIER :

Détermination de la Sollicitation la plus défavorable

(1) Sollicitation du 1ier genre (SP1) :

$$N_1 = G + 1,2P = 6724 \ t$$

Sous cet effort la sous face du radier subira une contrainte :

$$\sigma_{s_1} = \frac{N_1}{S} = \frac{6724}{456,7} = 14,72 \ t/m^2 = 1,472 \ Kg/cm^2$$

(2) Sollicitation du 2ième genre (SP2) :

Dans ce cas on peut déterminer un effort normal centré N_2 dont l'effet sera de produire la même contrainte moyenne que dans le cas le plus défavorable du second genre, soit (G+P+E).

pour lequel : $\sigma_m = 1,5\bar{\sigma}_s - q_r = 3 - 0,15 = 2,85 \ Kg/cm^2$

q_r : poids du radier

$$\frac{\bar{\sigma}_a (SP_2)}{\bar{\sigma}_a (SP_1)} = 1,5 < \frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = 1,93$$

D'où le radier sera calculé, sous l'effet des sollicitations du 2° genre

CALCUL DES MOMENTS • FERRAILLAGE :

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont des points d'appui sont constitués par les murs porteurs et les poteaux. Il est soumis à une charge uniformément répartie (q) SP2 dirigée de bas en haut.

Les panneaux de dalles étant sollicités par des charges uniformément réparties. q étant la charge par unité d'aire et couvrant entièrement le panneau considéré on considère au milieu de chaque portée une bande de 1m de largeur. Les moments developpés au centre du panneau dans la direction des deux bandes ont pour expression :

- Dans le sens de la petite portée l_x : $M_{ox} = \mu_x q l_x^2$
- Dans le sens de la grande portée l_y : $M_{oy} = \mu_y M_{ox}$

μ_x et μ_y sont donnés en fonction de $\varphi = \frac{l_x}{l_y}$ par une echelle dans le CCBA 68

on prendra :

Panneaux de rive

en travée : $M_{tx} = 0{,}85\ M_{ox}$ $\qquad M_{ty} = 0{,}85\ M_{oy}$

en Appui : $M_{ax} = 0{,}5\ M_{ox}$ $\qquad M_{ay} = 0{,}5\ M_{oy}$

Panneaux de rive :

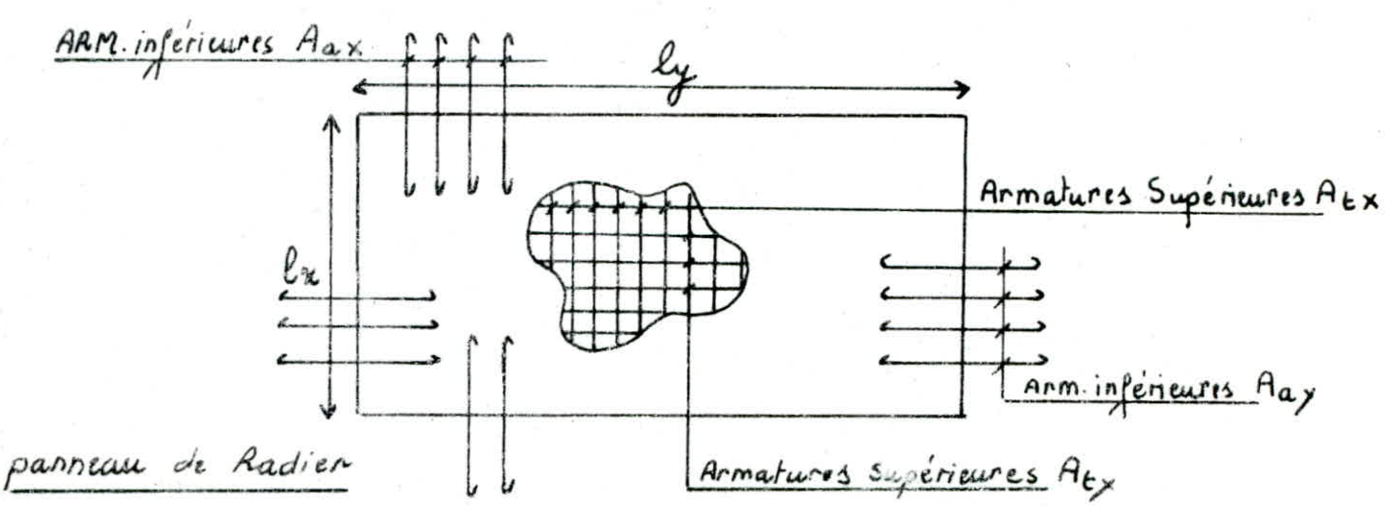
en travée : $M_{tx} = 0{,}75\ M_{ox}$ $\qquad M_{ty} = 0{,}75\ M_{oy}$

en Appui : $M_{ax} = 0{,}5\ M_{ox}$ $\qquad M_{ay} = 0{,}5\ M_{oy}$

Les moments sont choisies en verifiant : $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1{,}25\ M_o$

Le ferraillage à été fait suivant la méthode de M^R Pierre CHARON

Les résultats sont résumés dans le tableau page .



	PANNEAUX	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
TRAVEE SENS X	M_{tx} (t.m)	37,58	14,3	15,72	10,5	10,065	10,065	15,26	20,34	18,69	18,69	24,76
	A_{tx} (cm^2)	17,85	6,57	7,25	4,78	4,57	4,57	7,02	9,22	8,65	8,65	11,56
	A_{tx} choisi/ml	6HA20	6HA12	7HA12	5HA12	5HA12	5HA12	7HA12	6HA14	6HA14	6HA14	6HA16
	espacement (cm)	20	20	16,5	25	25	25	16,5	20	20	20	20
TRAVEE SENS Y	M_{ty} (t.m)	13,79	10,125	10,35	10,5	9,3	9,3	10,44	9,15	8,94	8,94	15,62
	A_{ty} (cm^2)	6,32	4,68	4,7	4,78	4,22	4,22	4,75	4,15	4,056	4,056	7,2
	A_{ty} choisi/ml	6HA12	6HA10	5HA12	5HA12	5HA12	5HA12	7HA10	7HA10	6HA10	6HA10	6HA14
	espacement (cm)	20	20	25	25	25	25	16,5	16,5	20	20	20
APPUI SENS X	M_{ax} (t.m)	22,11	9,53	9,26	6,17	6,71	6,71	8,975	11,965	12,46	12,46	14,56
	A_{ax} (cm^2)	8,9	4,33	4,2	2,78	3,03	3,03	4,07	5,47	5,7	5,7	6,69
	A_{ax} choisi/ml	6HA14	6HA10	6HA10	6HA8	7HA8	7HA8	6HA10	7HA10	6HA12	6HA12	6HA12
	espacement (cm)	20	20	20	20	16,5	16,5	20	16,5	20	20	20
APPUI SENS Y	M_{ay} (t.m)	8,115	6,75	6,08	6,17	6,2	6,2	6,14	5,385	5,96	5,96	9,19
	A_{ay} (cm^2)	3,67	3,04	2,7	2,78	2,79	2,79	2,76	2,42	2,68	2,68	4,17
	A_{ay} choisi/ml	5HA10	7HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA8	6HA10
	espacement (cm)	25	16,5	20	20	20	20	20	20	20	20	20

espacements maximaux :

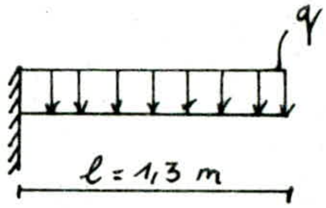
sens x : $t = \min(3h_t : 33\,cm)$

sens y : $t = \min(4h_t : 45\,cm)$

Ferraillage du débord :

La partie du radier en débord est étudiée comme une console.

$q = 28{,}5\ t/ml \qquad M = \frac{ql^2}{2} = 24{,}08\ t.m$



$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a\, b\, h^2} = \frac{15 \cdot 24{,}08 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 55^2} = 0{,}0284 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9271 \\ K = 53{,}6 \end{cases}$

$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 78{,}36\ Kg/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 11{,}24\ cm^2/ml$ soit 6HA16/ml espacés de $t = 20\,cm$.
($12{,}06\,cm^2$)

à partir du tableau de ferraillage précédent nous pouvons uniformiser de Ferraillage pour faciliter da mise en oeuvre sur chantier :

TABLEAU DE FERRAILLAGE UNIFORMISE :

Panneaux	2 à 10	1 et 11
A_{tx}	6 HA14/ml t = 20cm	6 HA20/ml t = 20cm
A_{ty}	6 HA14/ml t = 20cm	6 HA20/ml t = 20cm
A_{ax}	6 HA12/ml t = 20cm	6 HA14/ml t = 20cm
A_{ay}	6 HA12/ml t = 20cm	6 HA14/ml t = 20cm

Radier en débord 6HA16/ml t = 20cm.

Poinçonnement des poteaux :

pour verifier de non poinçonnement des poteaux sur de radier nous prévoirons une surépaisseur locale de 50cm sous da zone du radier occuppée par des poteaux. Les surépaisseurs sont centrées sous Les Axes des poteaux et ont pour dimensions 1,70 m x 1,70 m.

Bibliographie

. "ossature des batiments" A. Coin

- "Calcul des ouvrages en B. A" Belazoughi

- "Calcul et vérification des ouvrages en B-A" P. Charon

- "Exercices de B. A" P. Charon

- Marius Diver

- Rili

- RPA 81

- C-CB-A 68

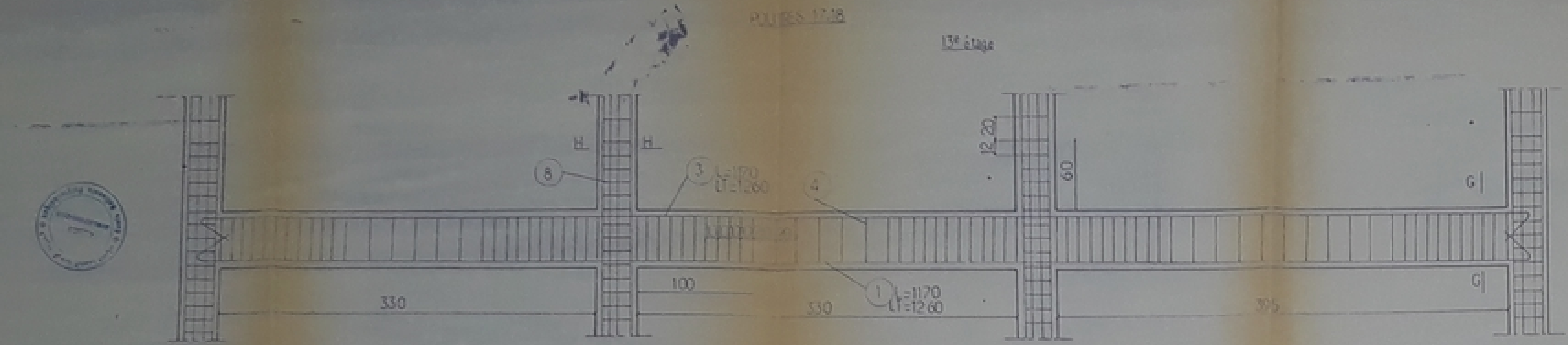
- NV65

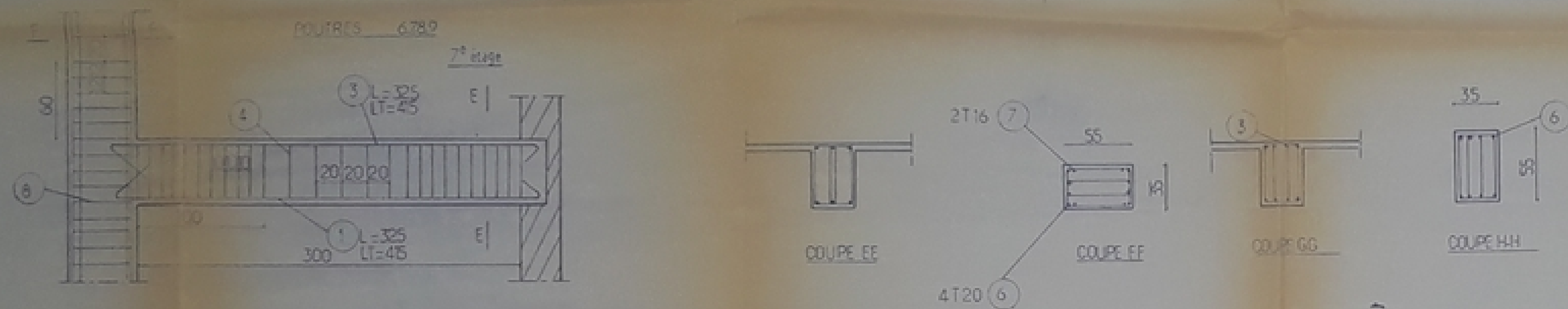
- Capra - Davidovici "Calcul dynamique des structures en zone sismique"

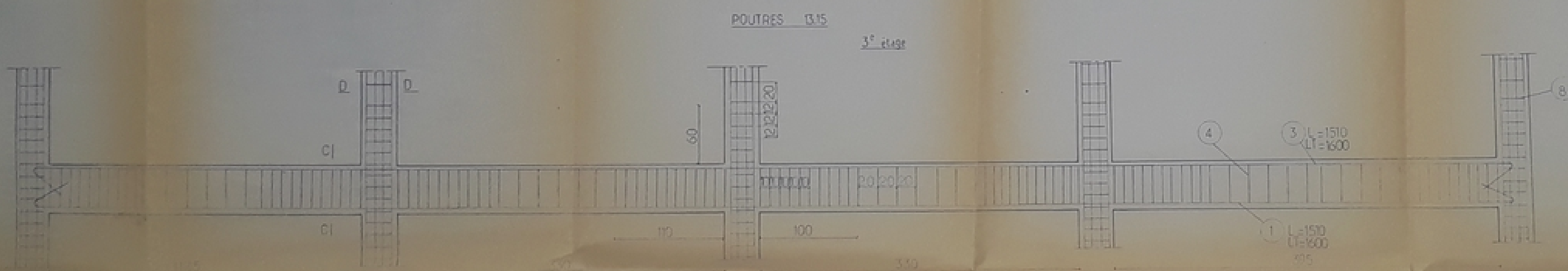
- Tables de Barès pour le calcul des dalles

- Fuentès "calculs pratiques des ossatures de batiment en B. A"

- clough "dynamique des structures".

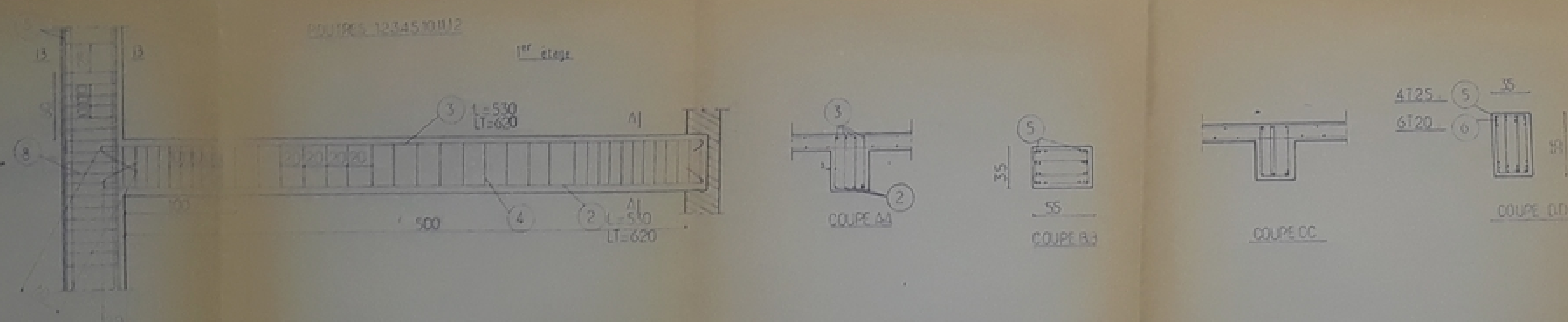






PB 00983

.1.



FEUILLE DE CONFORMATION D'ACIERS

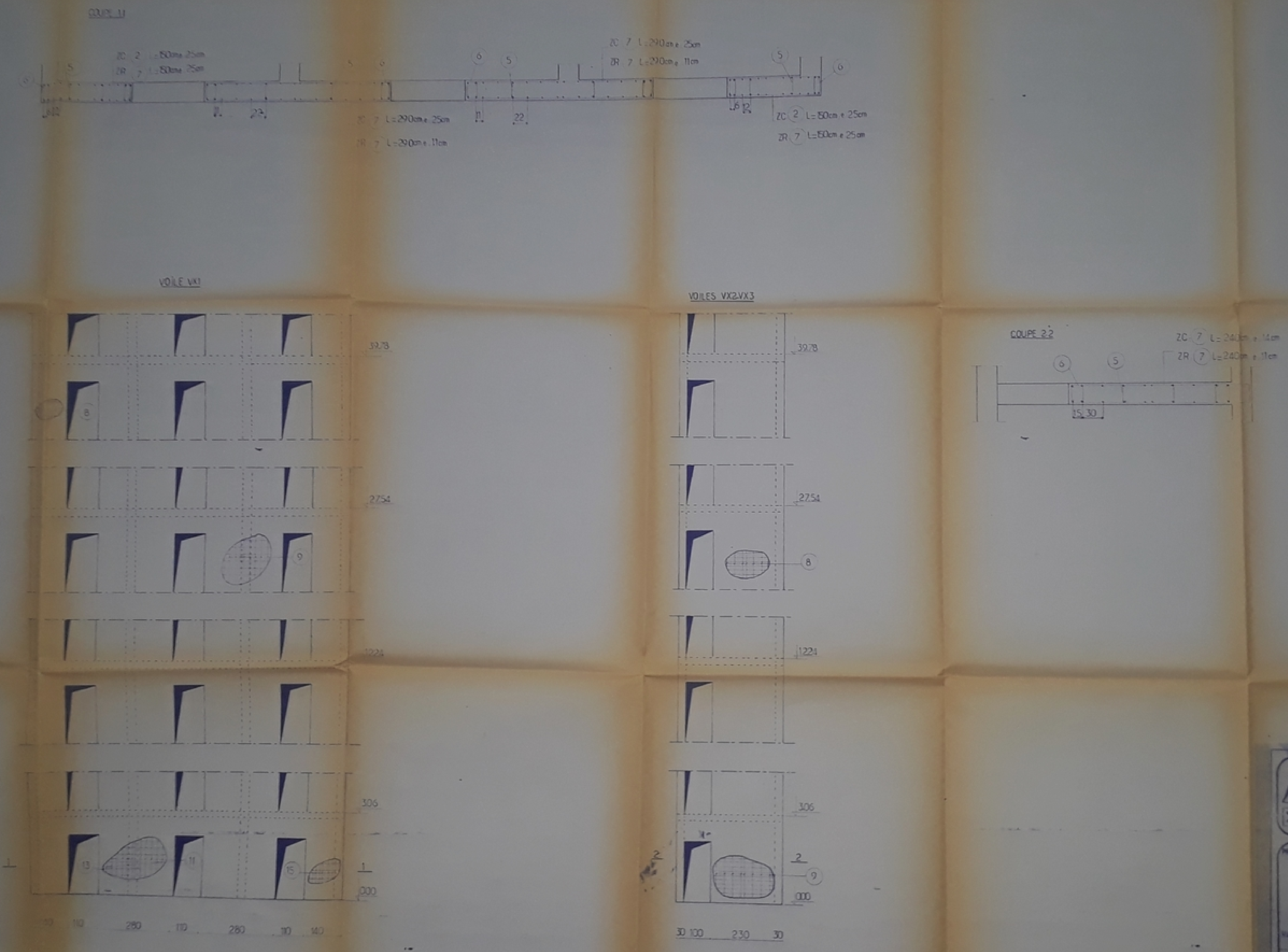
ELEMENTS		CROQUIS	Ø	repère armat.
POUTRES	armatures inférieures	L	16	1
		L	20	2
	armatures supérieures	L	12	3
	cadres		8	4
POTEAUX	armatures	435	25	5
		410	20	6
		410	16	7
	cadres		8	8

LT : longueur développée de l'armature

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

FIN D'ÉTUDE

	Ing.	Codification
	Technicien	
	Echelle 1/20	
Modifications		



PB 005 ...

2

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة

BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

BEREG

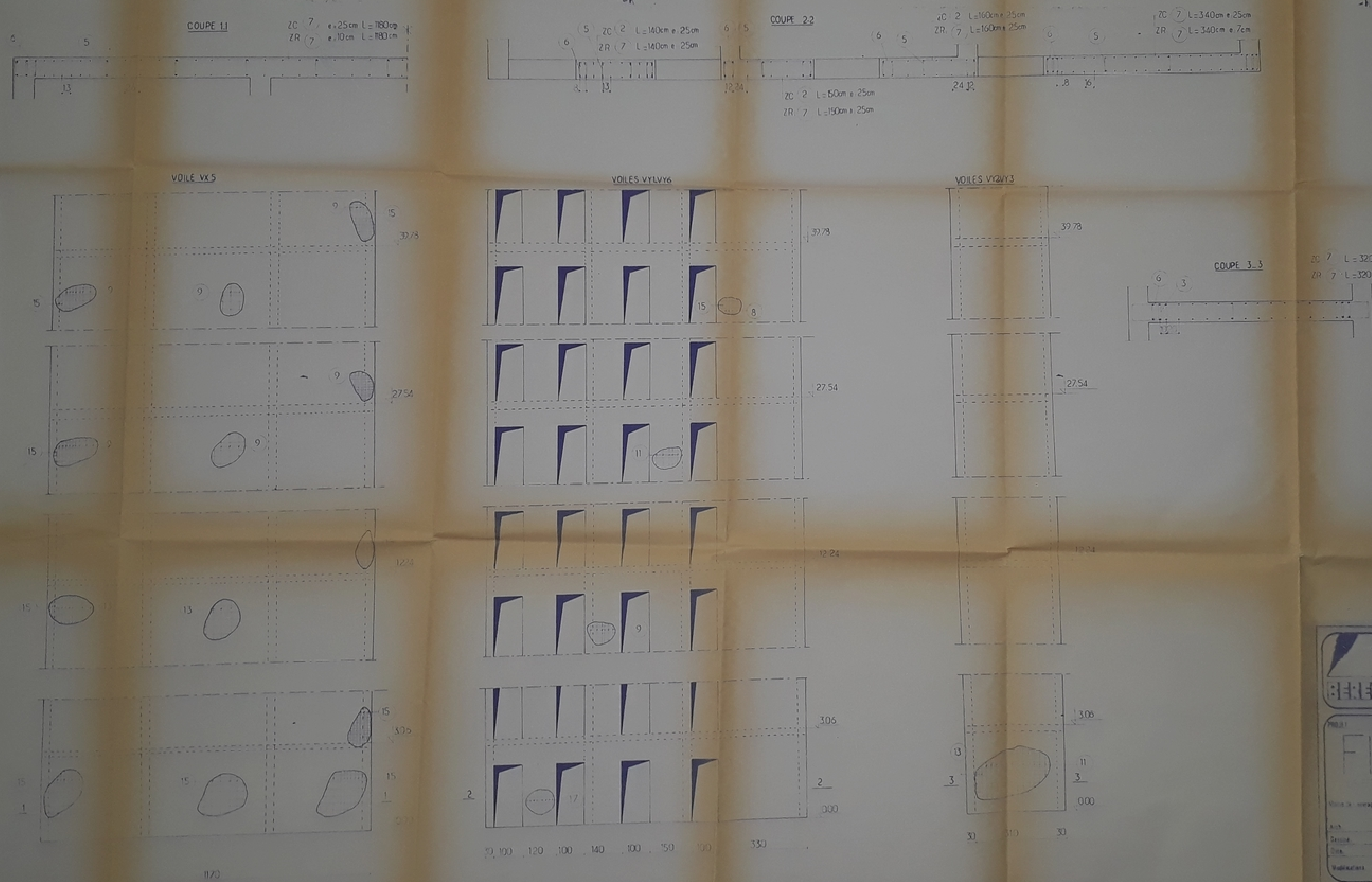
FIN D'ÉTUDE

COF-FERRAILLAGE VOILES VX1-VX2-VX3

Maître de l'ouvrage

Arch.	Ing.	Codification
Dessiné	Technicien	
Date	Echelle 1/50	

Modifications



PB --- 3 38

-3-

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة

BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

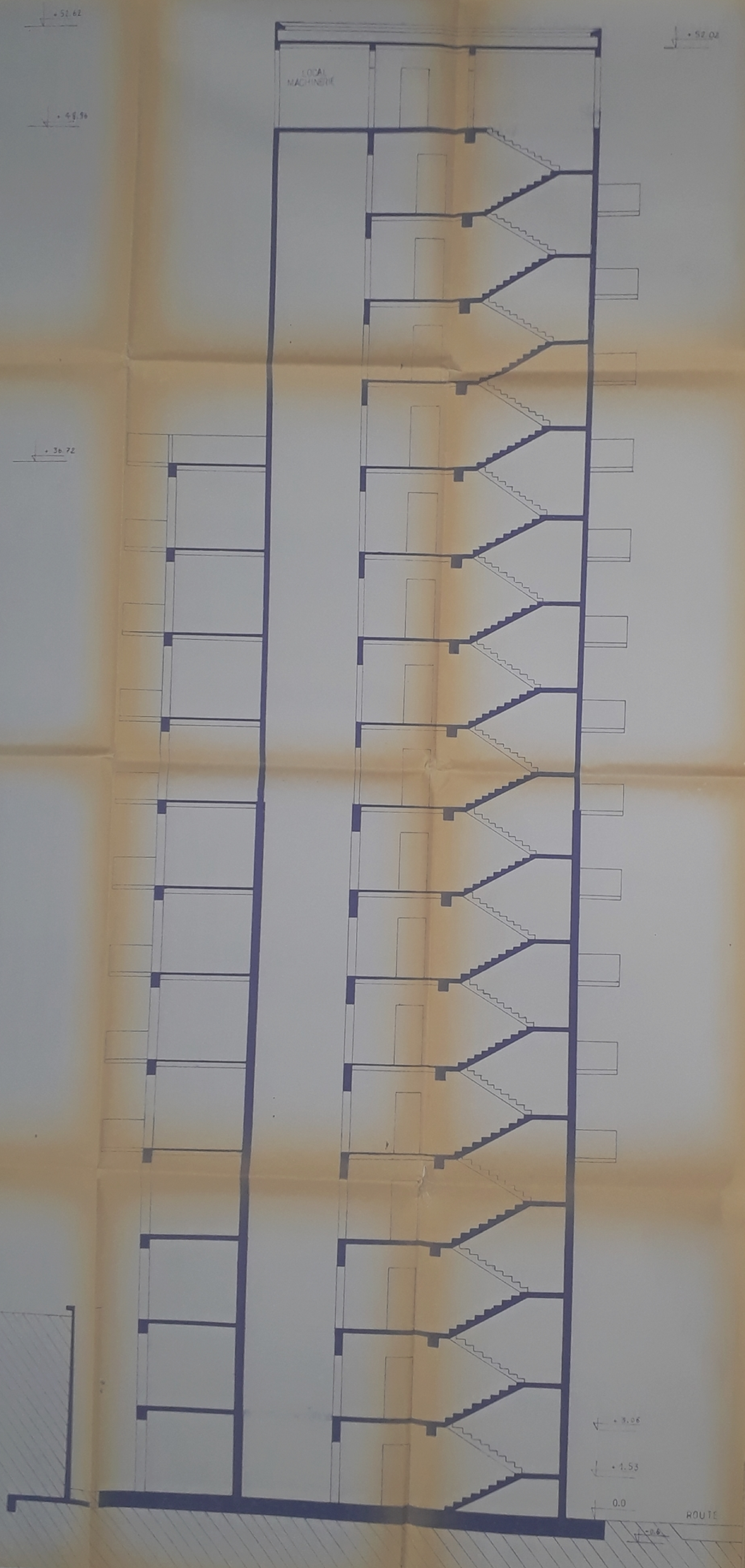
BEREG

PROJET

FIN D'ÉTUDE

Arch.	Ing.	Codification
Dessiné	Technicien	
Date	Echelle	

Modifications



PB 003 88

-4-

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

BEREG

ROUTE NATIONALE N5 BAB EZZOUAR

TELEX 64 218 DZ TEL 76 34 07 - 08

PROJET

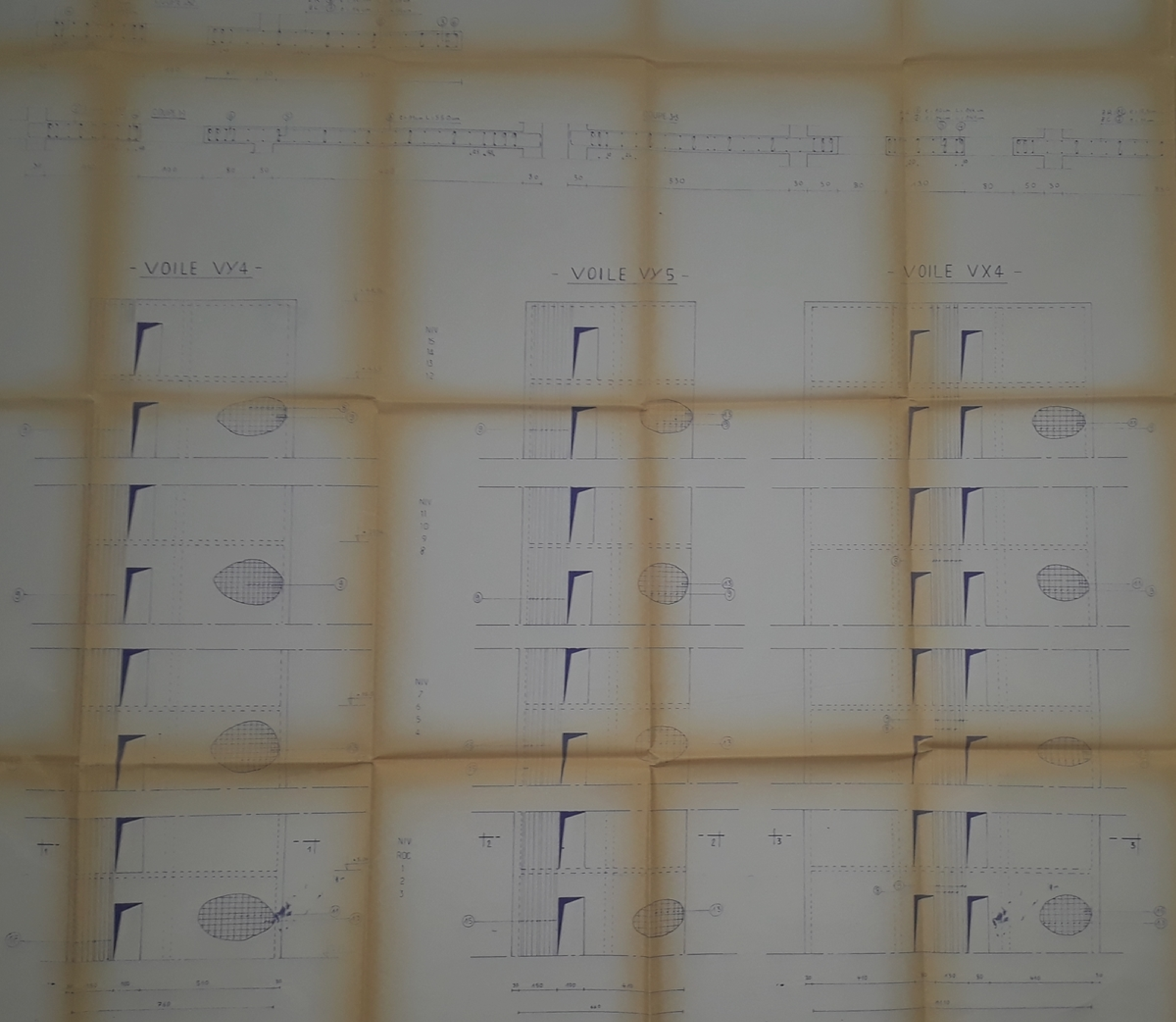
FIN D'ETUDE

COUPE A-A

Maître de l'ouvrage

FORTAS - EL HASSAR

Arch.	Ing.	Codification
Dessiné	Technicien	
Date	Echelle 1/50	
Modifications		



NOMENCLATURE DES ACIERS

Rep	Diamètre	Longueur
1	[illegible]	
2	8	
3	8	[illegible]
4	8	[illegible]
5	8	[illegible]
6	8	[illegible]
7	10	
8	10	[illegible]
9	12	[illegible]
10	12	
11	14	[illegible]
12	14	
13	14	[illegible]
14	14	
15	20	[illegible]
16	20	
17	25	[illegible]
18	25	

PB 203 83

- 5 -

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
BUREAU D'INGENIERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

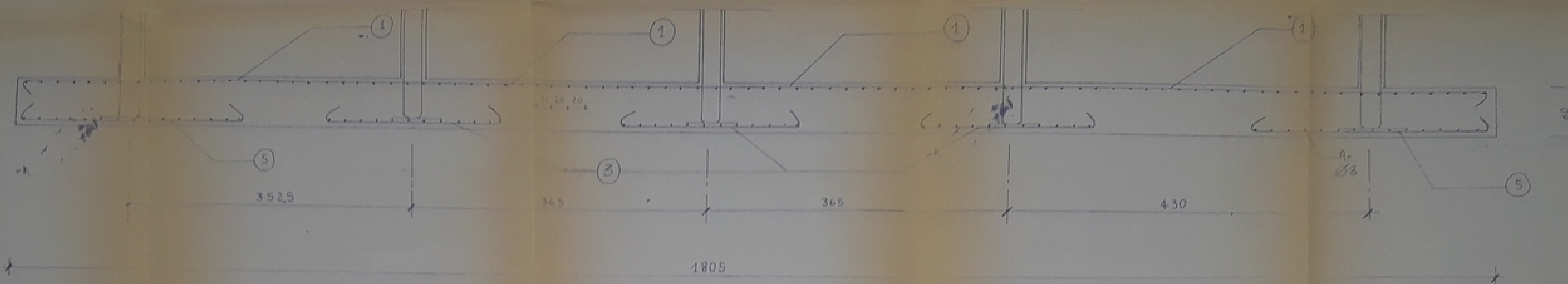
FIN D'ETUDE

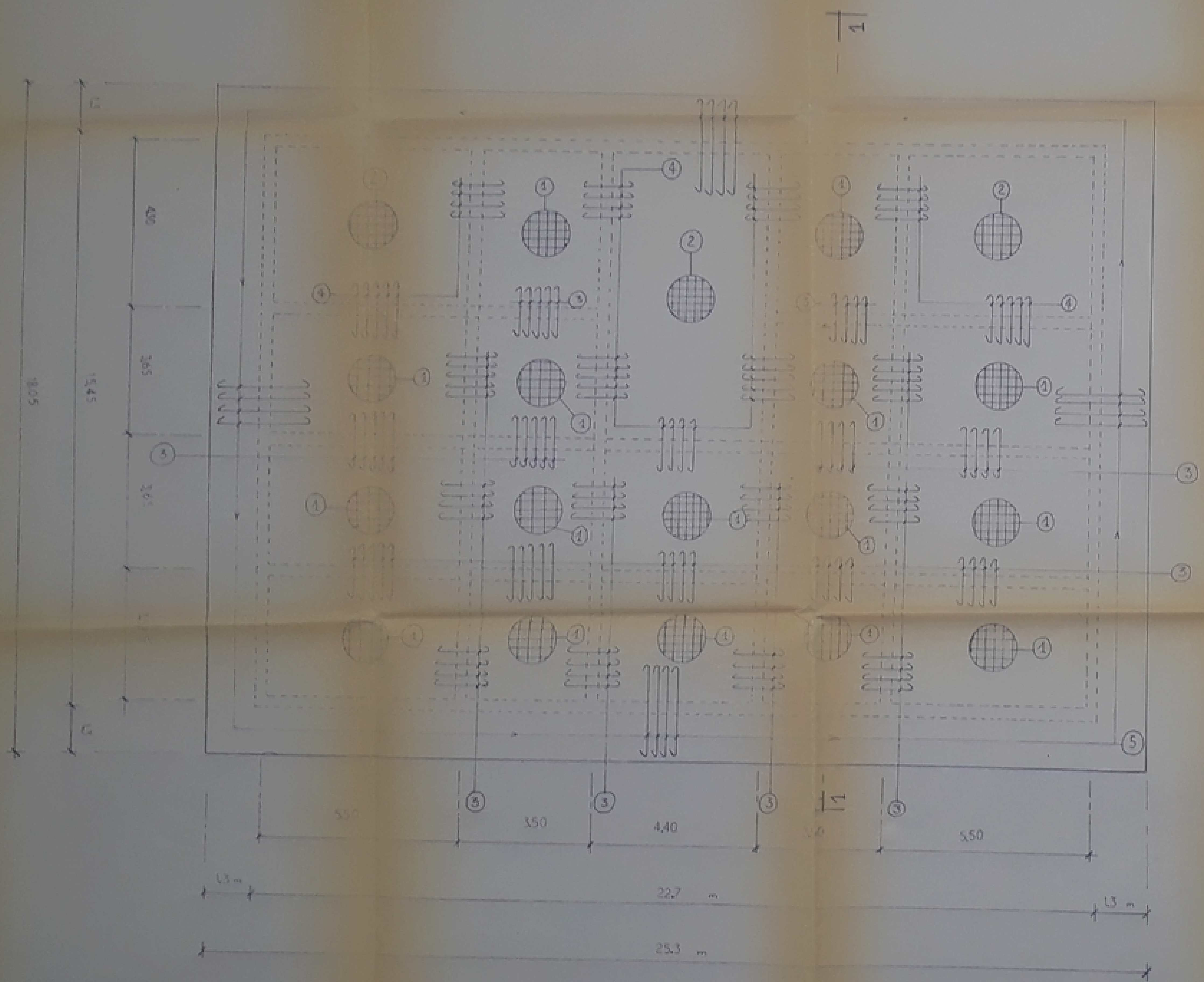
COF: FERRAILLAGE DES VOILES
VY4 - VY5 - VX4

Arch. | Ing. | Collaboration
Dessiné | Echelle
Date
Modifications

FORTAS - EL HASSANI

– COUPE 1-1 –





NOMENCLATURE DES ACIERS

	ARMATURES SUPERIEURES		ARMATURES INFERIEURES		
	1	2	3	4	5
quadrillage	mailles carrés HA14 e=20cm	mailles carrés HA20 e=20cm	/	/	/
Barres	/	/	6 HA12/ml e=20cm	6 HA14/ml e=20cm	6 HA16/ml e=20cm
L (cm)	/	/	L=L1+16Ø 234,2	L=L1+16Ø 237,4	L=L1+16Ø 315,6
FAÇ	/	/	45°	45°	45°

recouvrement des barres $l = 0,4\, l_d = 0,4 \frac{Ø}{4} \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\tau}_d}$
$\bar{\tau}_d = 16\,kg/cm^2$ HA $(l = 50Ø)$

PB 00987

-6-

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
BUREAU D'INGENIERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES

BEREG ROUTE NATIONALE N°5 BAB EZZOUAR
TELEX 64 230 DZ TEL. 76 34 07 à 09

PROJET

FIN D'ETUDE

COF. FERRAILLAGE FONDATIONS

Maître de l'ouvrage

FORTAS - EL MASSAR

Visa	Ing.	Codification
Dessiné	Technicien	
Date	Echelle 1/50 1/20	
Modifications		