

23/85

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

200

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

C.P.A

BATIMENT:

R + 5 + 2 SOUS-SOLS

Proposé par :

SONATIBA.

Etudié par :

EL MEDJADJI, Khaled
CHENNIT Mohamed.

Dirigé par :

PROMOTION : JAN 85

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciements

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à nos promoteurs Mr. ALPTEKHIN YAHRI (CTC) et Mme. Baouche (ENPA) pour l'aide et la grande attention apportées à notre projet et pour leur aimable

Nous sommes très reconnaissant en vers Mr. EL-Bey Fouad et Mr. IRKI Abdelouahab

Nos remerciements vont aussi A:

- l'ensemble des ingénieurs du CTC pour leurs aides et gentilleses, A. Mr. SENDJANI; KADRI EL. HADJ.
- Aux professeurs, assistants qui ont contribué à notre formation
- A l'ensemble du personnel du CTC; à OUAZIT. N à DERMOCHE. Y.
- Aux ingénieurs BOUDAOU, ALLACHE. (DUCH)
- A. KHEYAR BOUBEKEUR, AGGOUNE. NADIR.
- à nos amis HADADOU. HACENE; TOUTI ayache.

dédicaces

Ce modeste travail est dédié A :

- . Mon adoré MÈRE que j'aime tant.
- . Mon père, Mes soeurs, Moussa Smail
- . Notre petite adoré Moussa Maya
- . Toute ma famille (SETBEL, SEKHI, SEHAKI, Moussa Souiki M, O. Bettoui; A. BENAHMED, M. KHEVAR; A. DJEBBARI, R. MANAA, D. RAHMANI, A. HADJI, S. Si-Tayeb H. BOUKHELCHAL, M. RAHLI, A. ABBAS, H. CHETTOUH, Y. OURAO, M. CHERRED, A. ABADA, N. AGGOUN toute ma promotion et tous ceux que j'ai côtoyé durant mes études. et amis.
- . A. Abdenacer GARIDI
- . Mes frères des Masadjids "Diar-es-senchi", "EL-Thaoura" et à tous mes frères croyants

A. K. F

Setbel Djamel

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

رَبِّ اجْعَلْهُ صَقِيمَ الصَّلَاةِ وَمَنْ نَزَّ يَتْرُ رَبَّنَا وَتَقْبَلْ دُعَاءَ رَبَّنَا
اغْفِرْ لِي وَلِوَالِدِيٍّ وَلِلْمُؤْمِنِينَ يَوْمَ يَقُومُ الْحِسَابُ

صدق الله العظيم

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à la mémoire
de mon père et de ma mère.
Et en signe de reconnaissance pour tous
les sacrifices consentis à mon égard

A mes frères et sœurs (Mahfoud; Mohamed;
Sid. ahmed; Aminou; HALIMA; HADJIRA)
et à la femme de mon frère Kheira.
et à tous mes oncles (Mohamed; Slimane
Rachid, abdelkrim)
ainsi à tous mes cousins (Samir,
Soufiane...) et à tous
mes frères croyants

GARIDI. Abdelnacer

Sommaire

- Chapitre 1: Introduction. (1-8)
- Chapitre 2: Descente de charge. (9-20)
- Chapitre 3: Inerties équivalentes. (21-40)
- Chapitre 4: Calcul de la période. (41-58)
- Chapitre 5: Etude au vent. (59-67)
- Chapitre 6: Etude au séisme. (68-74)
- Chapitre 7: Etude au contreventement. (75-111)
- Chapitre 8: Etude des voiles. (115-131)
- Chapitre 9: Ferrailage des voiles. (136-177)
- Chapitre 10: Calcul des éléments. (178-224)
- Chapitre 11: Calcul de la fondation. (225-249)

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation.

Le bâtiment sera implanté dans la région d'Alger à Ain BERIAN (Zone de moyenne Sismicité). Il est composé de 9 étages courants (R+9) et d'un plancher technique non accessible.

Les planchers d'étage courant sont constitués d'une dalle de 16 cm d'épaisseur, le plancher de Rez-de-Chaussée se compose de corps creux à poutrelles préfabriquées solidaires de la structure et reposant sur un vide sanitaire de hauteur 1,20 m.

Ossature: l'ossature de ce bâtiment est constituée uniquement de voiles assurant ainsi le contreventement longitudinal et transversal de la construction.

- Sens longitudinal : 21,52 m

- Sens transversal : 15,00 m

Le bâtiment comporte des escaliers types d'étages courant à paillasses adjacentes préfabriquées et d'une cage d'ascenseur.

Coffrage: le coffrage du bâtiment sera réalisé en "table et banche" les voiles à l'aide des banches, et les dalles à l'aide des tables.

- Les façades sont constituées de maçonnerie brique à corps creux.

- Hauteur d'étage : 2,91 m

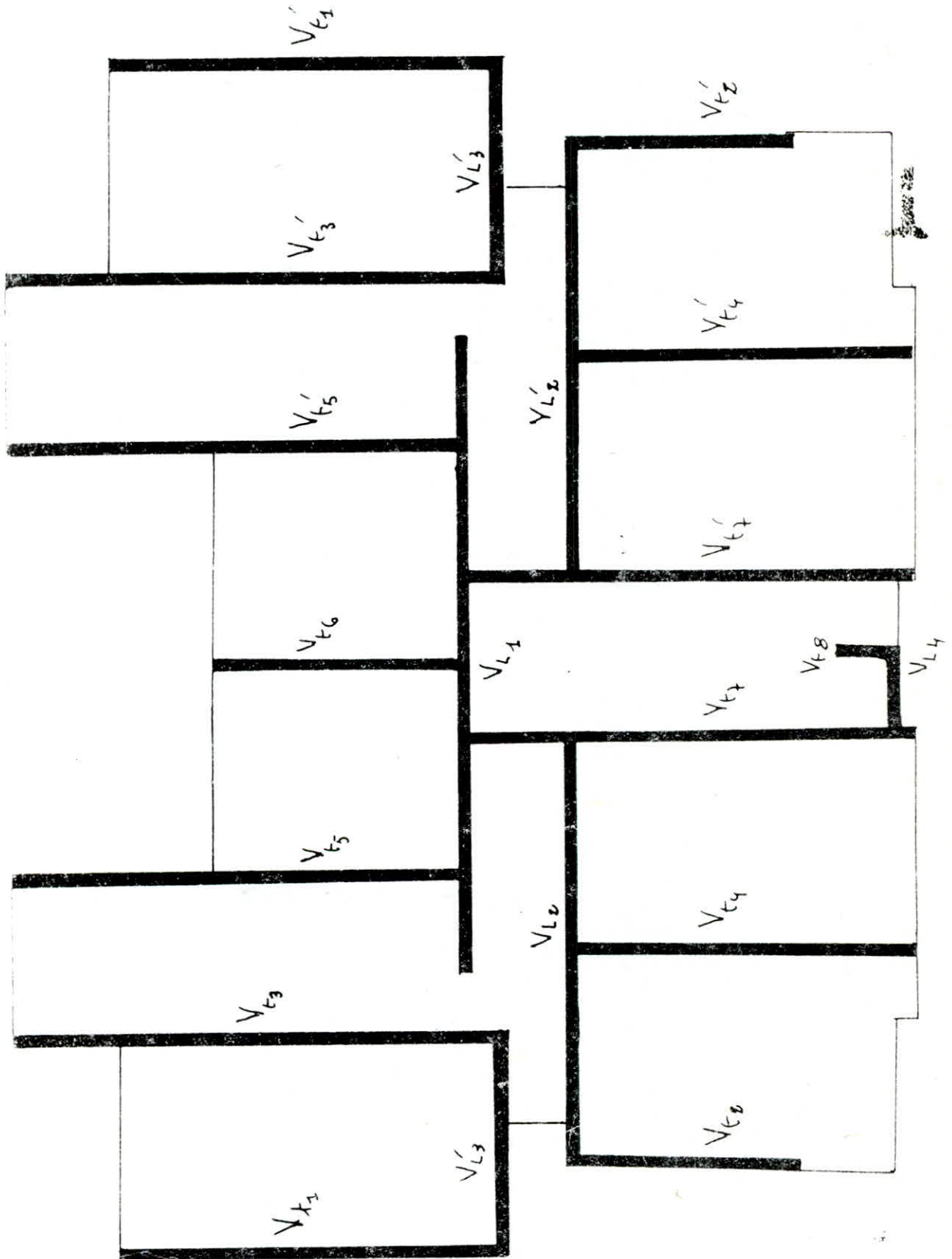
- Hauteur du bâtiment : 29,1 m

- Hauteur du vide sanitaire : 1,20 m

- La contrainte du sol : $\bar{\sigma}_s = 1,5 \text{ bars}$.

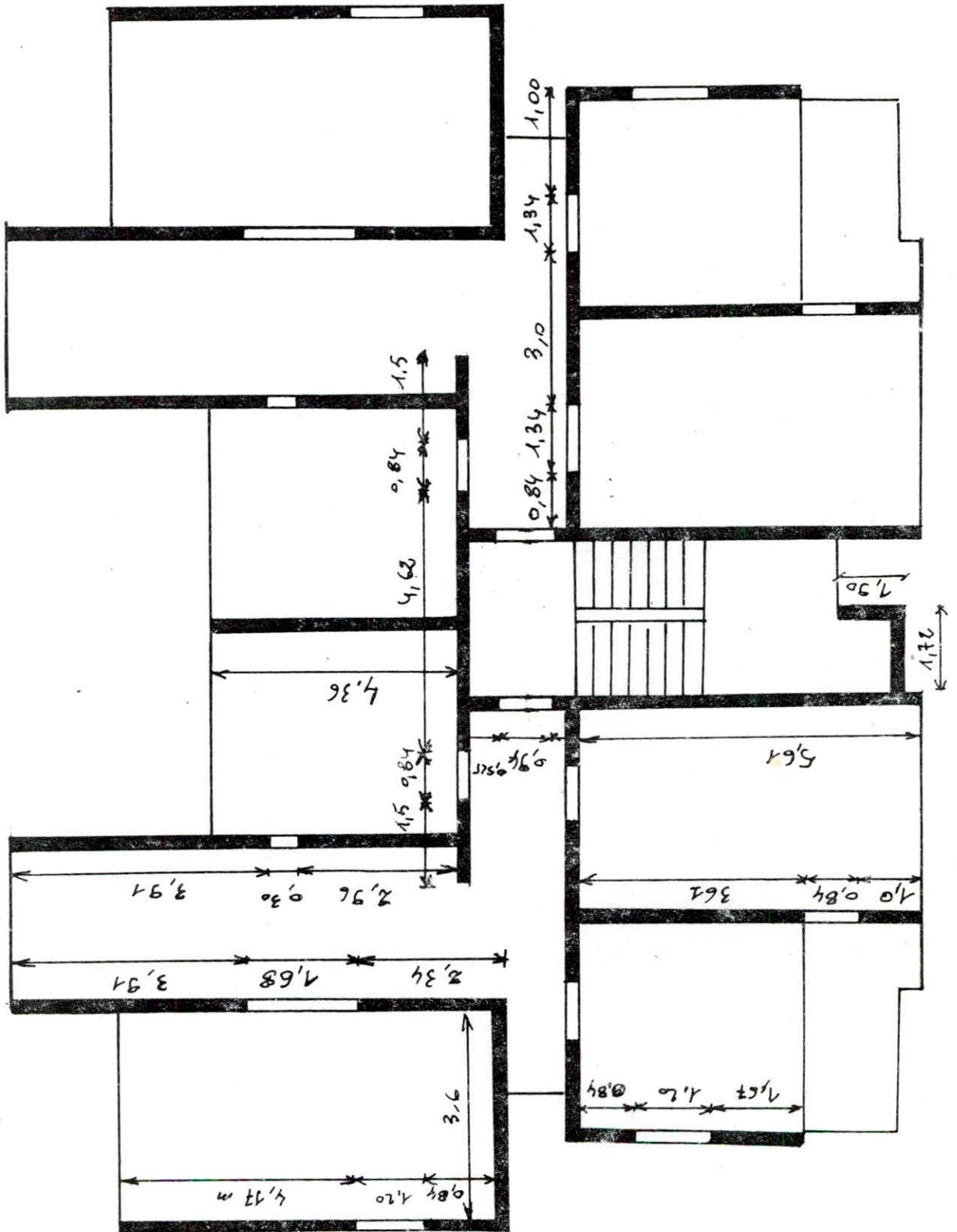
- 3 -
Représentation des voiles

V_t : voiles transversaux ; V_l : voiles longitudinales



-4-

I dentification des éléments de refends



CONTRAINTES - ET - MATÉRIAUX

B. Béton : Le bâtiment étant à usage d'habitation, On utilisera un béton dosé à 350 kg/m^3 de ciment C.P.A 325 avec un contrôle atténué. Les Contraintes admissibles pour les sollicitations du 1^{er} genre sont définies aux articles (9 et 11 C.C.B.A 68)

- Résistance nominale à 28 jours (du béton).

- à la Compression: $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 27,5 \text{ kg/cm}^2$
- à la traction : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

B1. Contrainte de Compression admissibles (Art. 9.4 C.C.B.A 68).

$$\sigma'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \rho'_b = \alpha \beta \gamma \delta \epsilon.$$

α : depend de la classe du ciment utilisé $\alpha = 1$. C.P.A.325.

β : depend de l'efficacité du Contrôle $\beta = \frac{5}{6}$ Contrôle atténué

γ : depend des épaisseurs des éléments et dimensions des granulats

$$C_g = \frac{5}{15} \Rightarrow \gamma = 1.$$

δ : depend de la nature de sollicitation

- En Compression Simple : $\delta = 0,3$
- En flexion Simple : $\delta = 0,6$
- En flexion Composée : - si l'effort normal est une traction $\delta = 0,6$
 si l'effort normal est une Compression $\delta = \begin{cases} 0,3 (1 + \frac{e_0}{3e_1}) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases}$
 avec e_0 : excentricité de la résultante des forces
 extérieures par rapport au Centre de gravité du béton seul.

e_1 : distance à la limite du noyau Central au Centre de gravité de la Section du béton seul dans le plan radial passant par le Centre de pression.

pour les sollicitations du 2^{er} genre, les valeurs " δ " seront multipliées par 1,5

ϵ : depend de la forme de la section et la position de l'axe neutre
 $\epsilon = 1$ en Compression simple, quelque soit la forme de la section,
 et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion Composée avec traction

ϵ = determine par la Condition que $\frac{F'_b}{B'}$ $\leq \sigma'_{b_0}$ pour les autres Cas:

F'_b : resultante des forces de Compression.

B' : Section du béton Comprimé

σ'_{b_0} : Contrainte admissible en Compression simple.

1. Contraintes admissibles en Compression Simple:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha \beta \gamma \epsilon \delta \sigma'_{28} = 1. \frac{5}{6} . 1. 0,3 . 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2$$

1^o genre S.P.1 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,75 \text{ kg/cm}^2$

2^o genre S.P.2 $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 . 68,75 = 103 \text{ kg/cm}^2$

2. Contraintes admissibles en flexion Simple ou F. Composée:

avec traction en Section rectangulaire:

$$\bar{\sigma}'_b = 1. \frac{5}{6} . 0,6 . 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.1)}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 . 137,5 = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (S.P.2)}$$

B2. Contrainte de traction de référence (Art. 9-5 C.C.B.A 68):

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta . \gamma . \theta \sigma'_n ; \alpha, \beta, \gamma \text{ définis précédemment.}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \text{ avec } \sigma'_{28} \text{ exprimée en (kg/cm}^2\text{)}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{275} = 0,0256$$

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b = 1. \frac{5}{6} . 1. 0,0256 . 275 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

S.P.1 : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

S.P.2 : $\bar{\sigma}_b = 1,5 . 5,9 = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

A. Aciers: on distingue 3 catégories d'Aciers.

A₁: Aciers doux (ronde lisses):

Fe24 → limite d'élasticité nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

A₂: Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.1)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.2)}$$

A₃: Aciers à haute adhérence (H.A): La nuance est FeE40

la limite d'élasticité nominale :

pour $\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

pour $\phi > 20$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2$

A₄: Contraintes admissibles:

$\phi \leq 20$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.2)} \end{array} \right.$

$\phi > 20$ $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.1)} \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Sous S.P.2)} \end{array} \right.$

A₅: Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration:

(Article 4.9 C.C.B.68)

Pour éviter des fissures inacceptables, la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la grande des valeur suivantes:

$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$
 $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\eta \frac{K}{\phi} \bar{\sigma}_b}$ } Contrainte de fissuration systématique, ou occasionnelle, ou aléatoire.

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

- $K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible.
- $K = 1 \cdot 10^6$ " préjudiciable.
- $K = 0,5 \cdot 10^6$ " très préjudiciable.

η : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ pour aciers londs lisses.
- $\eta = 1,6$ " " haute adhérence.

ϕ : diamètre de la grosse barre tendue exprimé en (mm)

$\bar{\omega}_f$: pourcentage de fissuration définies par $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$ avec A: section des barres tendues.

B_f: Section d'entoutages des barres tendues.

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton, exprimé en kg/cm^2 .

Remarque: en traction la Contrainte dans les aciers ne devra en outre pas dépasser la Contrainte de fissuration.

TREILLIS Soudés

Se sont des grillages en fils écaillés se croisant perpendiculaire et soudés électriquement à leur point de croisement.

Les caractéristiques mécaniques des treillis soudés formés de fils lisses sont donnés ci-dessous pour $\eta = 1$ Coefficient de fissuration

Diamètre ϕ (mm)	Données	
	bars	kg/cm ²
$\phi \leq 6$	5200	5300
$\phi > 6$	4410	4500



CHAPITRE 2

DESCENTE DE
CHARGE

A. Charges permanentes :

1. plancher terrasse (amovissible) :

1. gravier de protection 5 ^{cm}	0,05 x 1500 =	75 kg/m ²
2. etanchéité multicouche		= 10 kg/m ²
3. Isolation thermique (4cm)	0,04 x 250 =	10
4. forme de pente	0,08 x 2000 =	160
5. dalle pleine (16cm)	0,16 x 2500 =	400
6. enduit et plâtre	0,015 x 1400 =	21.

G = 676 kg/m²

2. plancher courant :

1. Carrelage (2 ^{cm})	0,02 x 2200 =	44 kg/m ²
2. mortier de pose (2 ^{cm})	0,02 x 2000 =	40 kg/m ²
3. Sable (1 ^{cm})	0,01 x 1800 =	18
4. dalle pleine (16cm)	0,16 x 2500 =	400.
5. enduit de plâtre	0,015 x 1400 =	21
6. Cloisons		= 75.

G = 598 kg/m².

3. plancher R.D.C :

1. Carrelage (2 ^{cm})	0,02 x 2200 =	44 kg/m ²
2. mortier de pose (2 ^{cm})	0,02 x 2000 =	40.
3. sable (1 ^{cm})	0,01 x 1800 =	18
4. Table compression + hourdis (20x5) = 25 ^{cm}		= 325
5. enduit de plâtre		= 21.
6. Cloisons		= 75

G = 523 kg/m².

4. Escaliers :

4.1. Volée : Dalle inclinée d'épaisseur 12 cm

$$\alpha = 33^\circ \quad \cos \alpha = 0,838 \quad h = 18 \text{ cm}$$

1 - poids propre de la pailleasse en B.A.	$\frac{2500 \times e}{\cos \alpha}$	= 359 kg/m ²
2 - poids propre des marches -	$\frac{1}{2} \cdot 2200 \times 0,18$	= 198
3 - mortier (2 cm)	$0,02 \times 2000$	= 40.
4 - revêtement (3 cm)	$0,03 \times 2200$	= 66
5 - garde - Corps		= 100

$$G = 758 \text{ kg/m}^2$$

4.2. Paliers :

1. Carrelage (2 cm)	$0,02 \times 2200$	= 44 kg/m ²
2 - mortier de pose (2 cm)	$0,02 \times 2000$	= 40
3 - Sable (2 cm)	$0,02 \times 1800$	= 36.
4 - Dalle (16 cm)	$0,16 \times 2500$	= 400.

$$G = 520 \text{ kg/m}^2$$

5. Façades en briques creuses :

$$G = 1400 \times 0,15 \times 2,91 = 611 \text{ kg/ml. en élévation sur un niveau.}$$

6. Garde-Corps : en Acier for 7,85 t/m³

$$10 \text{ barres de } \phi 20 \text{ p.m.} \quad G = 113 \text{ kg/ml.}$$

7. Acrotère : e = 12 cm h = 72 cm

$$G = 0,12 \times 0,72 \times 2500 = 216 \text{ kg/ml.}$$

B. Surcharges d'exploitation dynamiqués :

- 1. plancher terrasses (non accessible) 100 kg/m²
- 2. plancher courant (habitation) 175 kg/m²
- 3. plancher R.D.C. (habitation) 175
- 4. Loggia, Séchoir 350
- 5. Escaliers 250
- 6. Ascotère (main-courante) 100

C. Surcharges d'exploitation fixes :

- 1. Cloisons (pour les planchers courants et R.D.C. 75 kg/m².

Charges permanentes revenant aux voiles :

1. Terrasse (niveau 10) :

A. voiles transversaux : G = 676 kg/m²

V _{t1} - V _{t1} '	plancher	0,676 x 9,463	= 6,4 ^t
	Ascotère	0,216 x 8,4	= 1,814
V _{t2} - V _{t2} '	plancher	0,676 x 7,58	= 5,123
	Ascotère	0,216 x 7,32	= 1,581.
V _{t3} - V _{t3} '	plancher	0,676 x 19,783	= 13,373
	Ascotère	0,216 x 3,32	= 0,717
V _{t4} - V _{t4} '	plancher	0,676 x 16,66	= 11,262
	Ascotère	0,216 x 6,75	= 1,458
V _{t5} - V _{t5} '	plancher	0,676 x 16	= 10,816
	Ascotère	0,216 x 6,31	= 1,363.
V _{t6}	plancher	0,676 x 12,98	= 8,774
	Ascotère	0,216 x 3,68	= 0,795.
V _{t7}	plancher	0,676 x 13,23	= 8,943
	Ascotère	0,216 x 2,76	= 0,596
	machinerie	0,676 x 1,0	= 0,676.

V_{E7}	plancher	$0,676 \times 9,53 = 6,476^t$
	Acrotère	$0,216 \times 3,9 = 0,842$
V_{E8}	plancher machinerie	$0,676 \times 1,0 = 0,676$

total = **135,592^t**

B. voiles Longitudinaux :

V_{L1}	plancher	$0,676 \times 19,53 = 13,202^t$
$V_{L2} - V_{L2}'$	plancher	$0,676 \times 11 = 7,436$
	Acrotère	$0,216 \times 1,1 = 0,237$
$V_{L3} - V_{L3}'$	plancher	$0,676 \times 3,765 = 2,545$
	Acrotère	$0,216 \times 2,53 = 0,546$
V_{L4}	plancher machinerie	$0,676 \times 0,67 = 0,454$

total = **35,184^t**

Surcharges d'exploitation :

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

A. voiles transversaux :

B. voiles Longitudinaux :

voiles	S (m ²)	P (t)
$V_{E1} - V_{E1}'$	9,463	0,946
$V_{E2} - V_{E2}'$	7,600	0,760
$V_{E3} - V_{E3}'$	19,783	1,978
$V_{E4} - V_{E4}'$	16,660	1,666
$V_{E5} - V_{E5}'$	16,00	1,600
V_{E6}	12,980	1,298
V_{E7}	13,230	1,323
V_{E7}'	9,580	0,958
V_{E8}	1,00	0,100
total = 17,580^t		

voiles	S (m ²)	P (t)
V_{L1}	19,530	1,953
$V_{L2} - V_{L2}'$	11,00	1,100
$V_{L3} - V_{L3}'$	3,765	0,376
V_{L4}	0,670	0,067
total = 4,972^t		

Terrasse :

$G = 170,776^t$

$P = 22,552^t$

Charges permanentes :

Plancher courant (niveau A. à a) :

A. voiles transversaux :

$V_{t_1} - V_{t_1}'$	{	plancher	$0,598 \times 9,463$	= 5,583 ^t
		façade	$0,611 \times 1,88$	= 1,148 ^t
$V_{t_2} - V_{t_2}'$	{	plancher	$0,598 \times 7,6$	= 4,545
		façade	$0,611 \times 1,92$	= 1,173
		garde-corps	$0,113 \times 3,32$	= 0,375
$V_{t_3} - V_{t_3}'$	{	plancher	$0,598 \times 21,17$	= 12,72
		façade	$0,611 \times 3,54$	= 2,163
$V_{t_4} - V_{t_4}'$	{	plancher	$0,598 \times 16,66$	= 9,962
		façade	$0,611 \times 5,57$	= 3,403
		garde-corps	$0,113 \times 0,68$	= 0,0768
$V_{t_5} - V_{t_5}'$	{	plancher	$0,598 \times 16$	= 9,568
		façade	$0,611 \times 3,5$	= 2,138
		gaine		= 0,9
V_{t_6}	{	plancher	$0,598 \times 12,98$	= 7,762
		façade	$0,611 \times 3,68$	= 2,248
V_{t_7}	{	plancher	$0,598 \times 9,56$	= 5,717.
		façade	$0,611 \times 1,92$	= 1,173
		<hr/> voile	$0,758 \times 2,45$	= 1,857.
		palier	$0,520 \times 4,54$	= 2,36
		gaine		= 0,9
V_{t_7}'	{	plancher	$0,598 \times 10,4$	= 6,21
		façade	$0,611 \times 1,92$	= 1,173
		voile		= 1,86
		palier		= 2,53
		gaine		= 0,9

V_{t8} plancher $0,83 \times 0,508 = 0,417^t$
 façade $0,611 \times 1,50 = 0,916$

total = $143,612^t$

B. voiles Longitudinaux :

V_{L1} plancher $19,53 \times 0,598 = 11,67^t$

$V_{L2} - V'_{L2}$ plancher $0,598 \times 11 = 6,57$

façade $0,611 \times 0,5 = 0,305$

$V_{L3} - V'_{L3}$ plancher $0,598 \times 3,765 = 2,251$

façade $0,611 \times 0,5 = 0,305$

total = $30,532^t$

Surcharges d'exploitation :

$P = 175 \text{ kg/m}^2$ loggia $P = 350 \text{ kg/m}^2$; escaliers $P = 250 \text{ kg/m}^2$

A. voiles transversaux :

voiles	S (m ²)	P (t)
$V_{t1} - V'_{t1}$	9,463	1,656
$V_{t2} - V'_{t2}$	$4,90 + 2,68$ (loggia)	1,700
$V_{t3} - V'_{t3}$	19,783	3,460
$V_{t4} - V'_{t4}$	$13,37 + 3,29$ (loggia)	3,500
$V_{t5} - V'_{t5}$	$13,21 + 2,79$ (loggia)	3,280
V_{t6}	$7,4 + 3,68$ (loggia)	3,240
V_{t7}	$9,56 + 6,99$ (bal)	3,440
V_{t7}'	$10,4 + 1,74$ (escal)	3,560
V_{t8}	0,832 (escalier)	0,208
total		$= 33,8^t$

B. voiles longitudinaux :

voiles	S (m ²)	P (t)
V_{L1}	$16,81 + 4,72$ (bal)	3,64
$V_{L2} - V'_{L2}$	11	1,92
$V_{L3} - V'_{L3}$	3,765	0,658
V_{L4}	0	0
total		$= 8,496^t$

étage Courant :

$$\left\{ \begin{aligned} G &= 143,612 + 30,532 = 174,144^t \\ P &= 37,8 + 8,496 = 46,596^t \end{aligned} \right.$$

Charges permanentes :

Plancher. R. D. C. (niveau 0) :

A voiles transversaux :

$V_{t_1} - V_{t_1}'$	{	plancher	$0,523 \times 9,463 =$	$4,949^t$
		façade	$0,611 \times 1,88 =$	$1,148$
$V_{t_2} - V_{t_2}'$	{	plancher	$0,523 \times 7,6 =$	$3,970$
		façade	$0,611 \times 1,92 =$	$1,17$
		garde-corps	$0,113 \times 3,32 =$	$0,375$
$V_{t_3} - V_{t_3}'$	{	plancher	$0,523 \times 19,783 =$	$10,346$
		façade	$0,611 \times 3,54 =$	$2,16$
$V_{t_4} - V_{t_4}'$	{	plancher	$0,523 \times 16,66 =$	$8,71$
		façade	$0,611 \times 5,57 =$	$3,40$
		garde-corps	$0,113 \times 0,68 =$	$0,0768$
$V_{t_5} - V_{t_5}'$	{	plancher	$0,523 \times 16 =$	$8,36$
		façade	$0,611 \times 3,5 =$	$2,13$
		gaine	-	$= 0,9$
V_{t_6}	{	plancher	$0,523 \times 12,98 =$	$6,78$
		façade	$0,611 \times 3,5 =$	$2,24$
V_{t_7}	{	plancher	$0,523 \times 10,66 =$	$5,6$
		façade	$0,611 \times 3,84 =$	$1,173$
V_{t_7}'	{	plancher	$0,523 \times 10,4 =$	$5,43$
		façade	$0,611 \times 1,92 =$	$1,17$
		gaine	-	$= 0,9$
		volée	$1,857 \times 0,758 =$	$1,400$
		papier	$0,520 \times 2,53 =$	$1,31$

V_{t8} plancher 0,83. 0,523 = 0,43^t
 total = 121,822^t

B. voiles Longitudinaux :

V_{L1} { plancher 0,523 x 19,53 = 10,21^t
 { gaine = 0,9
 $V_{L2} - V'_{L2}$ { plancher 0,523 x 11 = 5,753
 { façade 0,611 x 9,5 = 0,305
 $V_{L3} - V'_{L3}$ { plancher 0,523 x 3,765 = 1,949
 { façade 0,611 x 0,5 = 0,305
 V_{L4} plancher 0,523 x 0,672 = 0,352.
 total = 28,127^t

Surcharges d'exploitation :

$P = 175 \text{ kg/m}^2$, Loggia $P = 350 \text{ kg/m}^2$; escaliers $P = 250 \text{ kg/m}^2$

A. voiles transversaux :

voiles	S (m ²)	P (t)
$V_{t1} - V'_{t1}$	9,463	1,656
$V_{t2} - V'_{t2}$	4,90 + 2,68 (loggia)	1,795
$V_{t3} - V'_{t3}$	19,783	3,462
$V_{t5} - V'_{t5}$	16,00	2,800
$V_{t4} - V'_{t4}$	13,37 + 3,29 (loggia)	3,490
V_{t6}	12,98	2,270
V_{t7}	10,660	1,865
V_{t7}	8,750	1,530
V_{t8}	0,832	0,145
total		= 32,216 ^t

B. voiles Longitudinaux :

voiles	S (m ²)	P (t)
V_{L1}	18,16 + 1,36 (escal)	3,52
$V_{L2} - V'_{L2}$	11 + 1,36 (escal)	2,265
$V_{L3} - V'_{L3}$	3,765	0,658
V_{L4}	1,504	0,263
total		= 9,630 ^t

R. D. C. : { $G = 149,950^t$
 { $P = 41,846^t$

Poids des voiles par niveau :

A. voiles transversaux.

voiles	b(m)	L(m)	G (t)
$V_{t1} - V'_{t1}$	0,16	6,52	6,369
$V_{t2} - V'_{t2}$	"	4,02	3,669
$V_{t3} - V'_{t3}$	"	8,08	6,200
$V_{t4} - V'_{t4}$	"	5,61	4,800
$V_{t5} - V'_{t5}$	"	7,32	7,600
V_{t6}	"	4,36	4,710
V_{t7}	"	6,35	5,220
V_{t7}'	"	6,35	5,220
V_{t8}	"	2,01	2,170
total = 74,596^t			

B. voiles longitudinaux.

voiles	b(m)	L(m)	G (t)
V_{L1}	0,16	9,30	8,632
$V_{L2} - V'_{L2}$	"	9,28	6,825
$V_{L3} - V'_{L3}$	"	6,32	6,907
V_{L4}	"	1,80	1,944
total = 38,04^t			

$G_{total} = 112,636^t$

N.B. le calcul a été fait en déduisant les ouvertures éventuelles.

Voiles périphériques du Vile Sanitaire :

$e = 20 \text{ cm} ; h = 120 \text{ cm} .$

A. voiles transversaux :

voiles	b(m)	L(m)	G (t)
$v_{t1} - v'_{t1}$	0,20	6,49	3,893.
$v_{t2} - v'_{t2}$	"	5,23	3,137
$v_{t3} - v'_{t3}$	"	8,05	4,229
$v_{t4} - v'_{t4}$	"	5,89	3,533
$v_{t5} - v'_{t5}$	"	7,29	4,373
v_{t6}	"	4,32	2,592
$v_{t7} - v'_{t7}$	"	6,39	3,833
v_{t8}	"	1,600	0,96.
$v_{t9} - v'_{t9}$	"	0,32	0,192.
Total = 51,136 t.			

B. voiles Longitudinaux.

voiles	b(m)	L(m)	G (t)
$v_{l1} - v'_{l1}$	0,20	9,22	5,650
$v_{l2} - v'_{l2}$	"	5,03	3,017
$v_{l3} - v'_{l3}$	"	3,6	2,160
$v_{l4} - v'_{l4}$	"	3,30	1,978
$v_{l5} - v'_{l5}$	"	1,640	1,050
v_{l6}	"	1,50	0,898
$v_{l7} - v'_{l7}$	"	3,60	2,16
$v_{l8} - v'_{l8}$	"	2,25	1,349
Total = 29,845t			

$G_{total} = 80,981 \text{ t} .$

Efforts totaux verticaux ($G + 1,2 P$) au niveau R.D.C. sur les ref-
-ends.

On doit tenir compte du poids des referends pour la charge permanente pour les surcharges d'exploitation on tiendra compte du fait qu'elles ne peuvent pas, à chaque niveau, exister simultanément et dans leur intégralité, pour cela on effectuera une dégression de celles-ci dont la loi de réduction se présente comme suit :

- terrasse -
- niveau $(n+1)$ - réduction de 0% , reste P_{n+1}
 - niveau (n) - réduction de 0% , reste P_n
 - niveau $(n-1)$ - " 10% , " $0,9 P_{n-1}$
 - niveau $(n-2)$ - " 20% , " $0,8 P_{n-2}$
 - niveau $(n-3)$ - " 30% , " $0,7 P_{n-3}$
 - niveau $(n-4)$ - " 40% , " $0,6 P_{n-4}$
 - niveau $(n-5)$ - " 50% , " $0,5 P_{n-5}$
 - ⋮
 - niveau inférieur - on conserve la même réduction

niveau R. D. C.	voiles transversaux								
voiles	$v_{t_1} - v'_{t_1}$	$v_{t_2} - v'_{t_2}$	$v_{t_3} - v'_{t_3}$	$v_{t_4} - v'_{t_4}$	$v_{t_5} - v'_{t_5}$	v_{t_6}	v_{t_7}	v'_{t_7}	v_{t_8}
$G(t)$	132,5	98,131	210	181,696	201,633	146,760	170,478	173,375	35,093
$P(t)$	12,538	13,300	26,198	26,16	24,08	23	23,648	23,848	1,493
$G_{+1,2} P(t)$	147,545	114,191	241,437	213,088	230,530	174,360	198,855	201,992	36,884

Niveau R. D. C.	voiles longitudinaux			
voiles	v_{e_1}	$v_{e_2} - v'_{e_2}$	$v_{e_3} - v'_{e_3}$	v_{e_4}
$G(t)$	204,552	137,798	95,165	19,794
$P(t)$	27,313	14,885	4,982	0,263
$G_{+1,2} P(t)$	237,327	155,660	101,143	20,209

CHAPITRE 3

CALCUL DES

INERTIES EQUIVALENTES

dans le cas d'une

charge triangulaire

Extension de la théorie de M. M. ALBIGES et GOULET aux charges triangulaires.

Calcul des efforts et de l'inertie équivalente

un voile à plusieurs files d'ouvertures est un ensemble de trumeaux liés entre eux au niveau de chaque plancher par des linteaux, le calcul d'un tel voile pose 2 problèmes.

- part de l'effort total repris par ce voile
- diffusion de cet effort dans le voile

La résolution du 1^{er} problème fait appel à la notion d'inertie équivalente qui permet par un artifice de calcul d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

pour la distribution de l'effort extérieur il suffit de remplacer les refends aux ouvertures par des refends fictifs.

Définition: L'inertie équivalente I_e d'un refend avec ouverture est égale à l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal réparti sur la hauteur du bâtiment présentent la même flèche que celle du refend avec ouverture.

Objet: Etant donné que les différentes règles parasismiques (R.P.A.69, P.569)

conduisant à des efforts tranchants par niveau dont la variation est assimilable à une charge triangulaire répartie sur toute la hauteur du bâtiment. Nous nous proposons de déterminer l'inertie équivalente pour une telle charge et pour cela, il est nécessaire de déterminer

- les efforts tranchants des linteaux (T)
- Les moments fléchissants (M) et les efforts normaux (N) dans les éléments de refends.

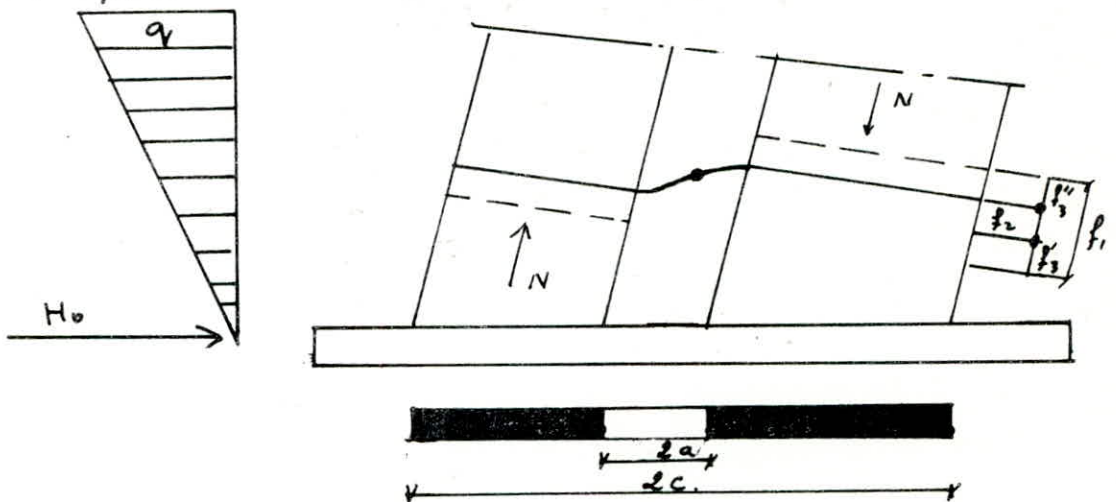
Hypothèse:

1. Chaque élément de refend a une grande raideur.
2. Le nombre de linteaux est assez grand pour que les efforts soient répartis.
3. Les déformations des linteaux dues aux efforts normaux sont négligés.
4. Les linteaux ont une inertie transversale faible par rapport à celle de chacun des éléments de refends.
5. Les éléments de refend subissent le même déplacement au niveau de chaque étage.
6. Les efforts transmis par les linteaux passent par la fibre moyenne de chaque élément de refend.

I refends à une file d'ouverture.

Introduction: La première hypothèse du principe de Saint-Venant, auxiliaire indispensable pour le passage de la théorie d'élasticité à la résistance des matériaux et précisément à la théorie des poutres, stipule que la longueur des pièces considérées (prismatique ou cylindrique) rectiligne et de section constante) doivent avoir une longueur très grande par rapport aux dimensions transversales de la section droites.

Donc considérer les éléments de refends comme des poteaux d'une ossature dont les linteaux seraient les traverses (poutres) serait incorrect du fait de l'écart important entre les dimensions entre ces éléments.



$y(x)$: déformée de la ligne moyenne sur la hauteur du bâtiment

f_1 : distance des section droites compte tenu des déformations d'effort tranchant (\bar{u})

$f_3 = (f_3' + f_3'')$: somme des déformations verticales dues à N

$f_2 = f_1 + f_3$: distance des sections droites sans tenir compte des déformations verticales dues à N.

Caractéristiques des voiles :

H : hauteur totale du voile.

$2a_i$: largeur des ouvertures de la file (i)

$2c_i$: distance entre les Centres de gravité

G_i et G_{i+1} des trumeaux i et $i+1$.

Ω_i : aire de la Section horizontale du trumeau i .

I_i : Inertie du trumeau i par rapport à un axe passant par G_i

$\sum I_i$: Somme des inerties propres des différents trumeaux.

I : inertie de la section. $I = I_1 + I_2 + 2mC$.

$\sum \Omega_i$: Somme des aires des sections.

I_i : inertie du linteau de la file i .

E : module de Young des trumeaux.

E' : module de Young des linteaux.

m_i : moment statique du trumeau i par rapport au C.d.g du voile.

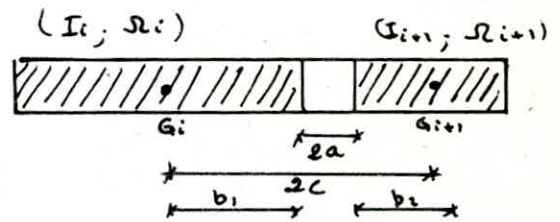
$$m_i = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

l : hauteur d'étage (ou he)

T_1, T_2 : efforts tranchants au niveau "X" dans respectivement

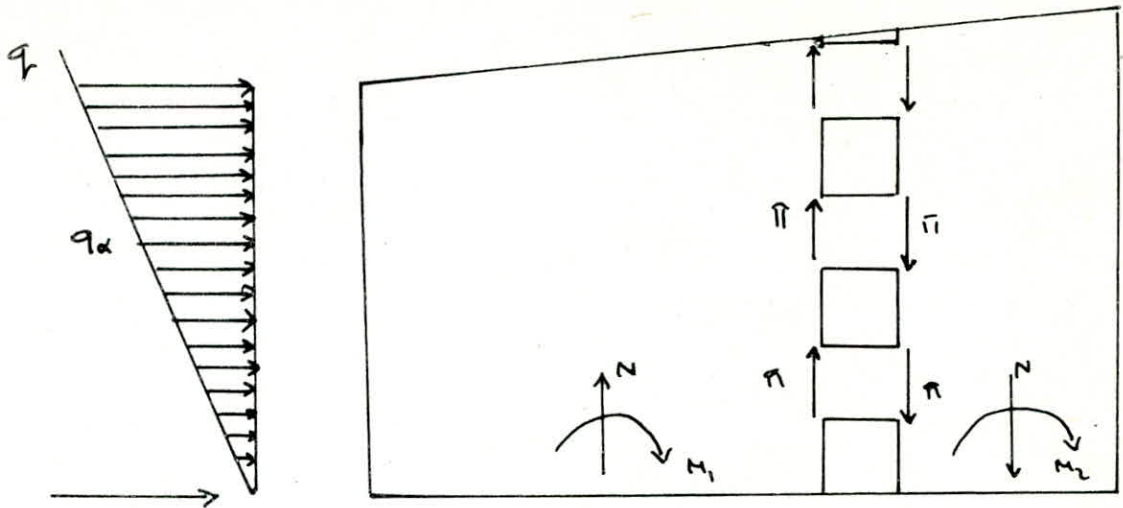
l'élément "1" et "2" résultant de la distribution d'un effort tranchant

T à ce même niveau.



T : effort tranchant dû à la charge horizontale extérieure.

$M_1; M_2$: moments fléchissants résultants de la distribution.



$$f_1 = (2C) y'$$

$$f_2 = \frac{2}{3} \frac{\pi a^3}{Ei} \quad (\text{poutre encastrée aux deux extrémités sous un effort tranchant } \pi)$$

$$f_3 = f_3' + f_3'' = \int_0^x \left(\frac{M}{E R_1} + \frac{N}{E R_2} \right) dx$$

$$f_1 = f_2 + f_3 = \frac{2}{3} \frac{\pi a^3}{Ei} + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \int_0^x M dx = 2C y'$$

$$\text{d'où } 2C y'' = \frac{2}{3} \frac{\pi a^3}{Ei} + \frac{1}{E} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \frac{dN}{dx}$$

$$\text{d'après l'hypothèse (2) } \frac{dN}{dx} = -\frac{\pi}{l}$$

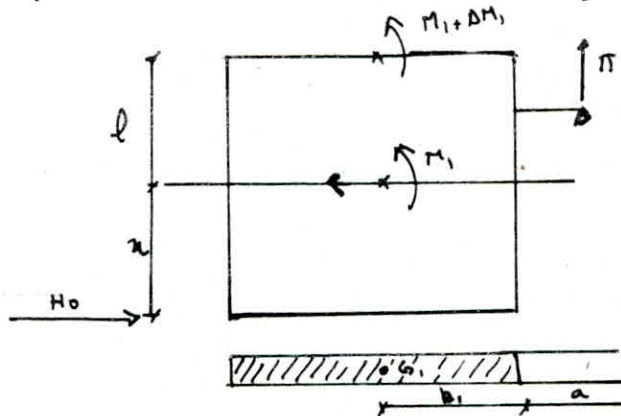
$$2C y'' = \frac{2}{3Ei} \pi a^3 - \frac{1}{E} \left(\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2} \right) \frac{\pi}{l} \quad (5)$$

l'hypothèse d'égalité des déplacements des éléments de renforts conduit à:

$$y'' \cdot E I_1 = M_1; \quad y'' \cdot E I_2 = M_2; \quad y'' \cdot E (I_1 + I_2) = M_1 + M_2$$

$$y'' \cdot E \cdot I_1 = \frac{dM_1}{dx}; \quad y'' \cdot E I_2 = \frac{dM_2}{dx}; \quad y'' \cdot E (I_1 + I_2) = \frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx}$$

l'équilibre de l'élément de renfort s'écrit:



$$\pi(a+b_1) - \pi_0 l = (M_1 + \Delta M_1) - (M_1)$$

$$\text{d'où } \begin{cases} \Delta M_1 = -T_1 \cdot l + \pi(a+b_1) \\ \Delta M_2 = -T_2 + \pi(a+b_2) \end{cases} \text{ et de même}$$

$$\Delta M_1 + \Delta M_2 = -(T_1 + T_2)l + \pi(2a + b_1 + b_2)$$

$$\Delta M_1 + \Delta M_2 = -Tl + \pi(2C)$$

d'après l'hypothèse (2)

$$\frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} = -T + \frac{2\pi c}{\ell}$$

$$\text{or: } \frac{dM_1}{dx} + \frac{dM_2}{dx} = \gamma^2 \cdot E (I_1 + I_2) \quad (6)$$

$$\text{d'où } \gamma^2 \cdot E (I_1 + I_2) = -T + \frac{2\pi c}{\ell} \quad (7)$$

(6) + (7) donnent :

$$\pi'' - \frac{3E'i}{2a^3 \cdot \ell \cdot E} \left[\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} + \frac{(ec)^2}{(I_1 + I_2)} \right] \pi = - \frac{3E'i}{2a^3 \cdot E} \cdot \frac{2c}{(I_1 + I_2)} \cdot T$$

$$\text{or: } \frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2} = \frac{2c}{m} \quad \text{et } I_1 + I_2 + 2mc = I$$

$$\text{Si on note: } \omega^2 = \frac{3E'i}{2a^3 \cdot E \ell} \left[\frac{2c}{m} + \frac{(ec)^2}{I_1 + I_2} \right] = \frac{3E'i}{2a^3 \cdot E \cdot \ell} \left[\frac{I_1 + I_2 + 2mc}{(I_1 + I_2)m} \right] \cdot 2c.$$

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

On trouve l'équation d'équilibre du refend

$$\pi'' - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m\ell}{I} \cdot T. \quad \left\{ \begin{array}{l} \pi = \pi(x) \\ T = T(x) \end{array} \right.$$

on définit le degré de monolithisme α connu.

$\alpha = \omega \cdot z$; z : hauteur totale du bâtiment (du refend).

le coefficient α exprime le désordre créé par l'existence des ouvertures dans le refend.

Résultats.

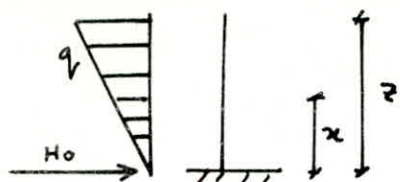
$$\pi''(x) - \omega^2 \pi(x) = - \omega^2 \frac{m\ell}{I} T(x).$$

$T(x)$: effort tranchant au niveau "x" provoqué par la charge extérieure répartie sur toute la hauteur du bâtiment (z)

B. calcul de l'effort tranchant π dans les linteaux:

Pour cela il faut résoudre l'équation différentielle traduisant la stabilité du refend $\pi''(x) - \omega^2 \pi = - \omega^2 \frac{m\ell}{I} \cdot T. \quad (1)$

a) Calcul de T :



$$T(x) = \left(\frac{1}{2} q z\right) \cdot \left[1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right] = H_0 \left[1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right]$$

(aide mémoire P.D.H.)

b) résolution de l'équation (1) : d'où (1) devient

$$\pi'' - \omega^2 \pi = -\omega^2 \frac{m \ell}{I} H_0 \cdot \left[1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right] \quad (1')$$

C'est une équation différentielle du second ordre avec second membre dont une solution particulière est :

$$f(x) = \frac{m \ell}{I} H_0 \cdot \left(1 - \left(\frac{x}{z}\right)^2 - \frac{2}{(\omega z)^2}\right)$$

et la solution générale :

$$\pi(x) = c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} + f(x) \quad (2)$$

notons $\frac{m \ell}{I} H_0 = F_0$; $\omega z = \alpha$ et $\left(\frac{x}{z}\right) = \xi$ d'où $\omega x = \alpha \xi$

$$(2) \text{ s'écrit } \pi(x) = c_1 e^{\omega x} + c_2 e^{-\omega x} + F_0 \left[1 - \frac{2}{(\omega z)^2} - \left(\frac{x}{z}\right)^2\right] \quad (2')$$

$$\text{ou } \pi(\xi) = c_1 e^{\alpha \xi} + c_2 e^{-\alpha \xi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right) \quad (2'')$$

Conditions limites :

$$1) x=0 \Rightarrow \pi(0) = 0 \text{ d'où } c_1 + c_2 + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) = 0 \quad (3)$$

$$2) x=z \Rightarrow \pi'(z) = 0 \quad \pi'(x=z) = c_1 \omega e^{\alpha} - c_2 \omega e^{-\alpha} - F_0 \left(\frac{2}{z}\right) \quad (4)$$

$$(3) \text{ et } (4) \text{ donnent } (5) \quad \begin{cases} c_2 = \frac{-F_0}{2 \cosh \alpha} \left(\frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} e^{\alpha} + \frac{2}{\alpha}\right) \\ c_1 = - \left[c_2 + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right)\right] \end{cases}$$

d'où (2) devient :

$$\pi(\xi) = c_1 e^{\alpha \xi} + c_2 e^{-\alpha \xi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right)$$

$$\pi(\xi) = -c_2 (e^{\alpha \xi} - e^{-\alpha \xi}) - F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) e^{\alpha \xi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right)$$

$$\pi(\xi) = \frac{F_0}{2 \cosh \alpha} \left(\frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} e^{\alpha} + \frac{2}{\alpha}\right) 2 \operatorname{Sh}(\alpha \xi) - F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) e^{\alpha \xi} + F_0 \left(1 - \frac{2}{\alpha^2} - \xi^2\right)$$

$$\pi(\xi) = F_0 \left[1 - \frac{2}{\alpha^2} - \frac{2}{\alpha^2} + \frac{2}{\alpha} \frac{\operatorname{Sh}(\alpha \xi)}{\cosh \alpha}\right] + e^{\alpha \xi} \left(1 - \frac{2}{\alpha^2}\right) + \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} e^{\alpha} \frac{\operatorname{Sh}(\alpha \xi)}{\cosh \alpha} \quad (*)$$

On note $\underline{\Phi}(x) = F_0 \cdot \phi(\alpha, \xi)$ ou bien

$$\boxed{\pi(x) = H_0 \cdot \frac{m \ell}{I} \cdot \Phi(\alpha, \xi)} \quad (6)$$

(*) On peut réduire les deux derniers termes :

$$-e^{-\alpha \xi} \left(1 - \frac{z}{\alpha^2}\right) + \frac{\alpha^2 z}{\alpha^2} \frac{e^{\alpha \operatorname{sh}(\alpha \xi)}}{\operatorname{ch}(\alpha)} = -\frac{\alpha^2 z}{\alpha^2} \frac{\operatorname{ch}[\alpha(1-\xi)]}{\operatorname{ch}(\alpha)}$$

C. Calcul des efforts dans les éléments de refend :

L'hypothèse d'égalité des déplacements dans les éléments de refend

à chaque niveau s'écrit :

$$y_1'' = -\frac{M_1}{EI_1} ; \quad y_2'' = -\frac{M_2}{EI_2} ; \quad y'' = -\frac{M_1 + M_2}{(I_1 + I_2)E}$$

donc $\frac{M_1}{EI_1} = \frac{M_2}{EI_2} = \frac{M_1 + M_2}{I_1 + I_2}$ (7) car $y_1'' = y_2'' = y''$ résultant de $y = y_1 = y_2$

d'après le schéma de (2), le moment global de renversement à chaque

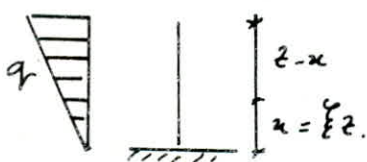
niveau s'écrit $M = M_1 + M_2 + 2 N.C.$ (8)

(7) et (8) donne $M_1(x) = \frac{M(x) - 2C N(x)}{(I_1 + I_2)} \cdot I_1$

Or l'hypothèse (2) traduisant la répartition des efforts π conduit à

$$N(x) = \int_x^z \frac{\pi(x)}{l} dx \quad \text{d'où} \quad M_1(x) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M(x) - 2C \int_x^z \frac{\pi(x)}{l} dx \right] \quad (9)$$

Le moment de renversement $M = M(x)$ est le moment fléchissant à la côte "x" sous la charge triangulaire q .



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

ou bien $M(\xi) = H_0 z \frac{(2-3\xi + \xi^3)}{3} = H_0 z \frac{(1-\xi)^2 (2+\xi)}{3}$

d'autre part $N(x) = \int_x^z \frac{\pi(x)}{l} dx = \int_{\xi}^1 \frac{\pi(\xi)}{l} z d\xi$

$$N(x) = \int_{\xi}^1 z \cdot \frac{m l}{I} H_0 \cdot \phi(\xi, \alpha) d\xi \quad \text{d'où} \quad N(\xi) = H_0 \frac{m z^2}{I} \int_{\xi}^1 \phi(\alpha, \xi) d\xi$$

Calcul de l'intégrale $J = \int_{\xi}^1 \phi(\alpha, \xi) d\xi$ α : étant constant par un même refend

$$J = \int_{\xi}^1 \phi(\alpha, \xi) d\xi = \int_{\xi}^1 \left[1 - \xi^2 - \frac{z}{\alpha^2} + \frac{z}{\alpha} \frac{\operatorname{sh}(\alpha \xi)}{\operatorname{ch}(\alpha)} - \frac{\alpha^2 z}{\alpha^2} \frac{\operatorname{ch}[\alpha(1-\xi)]}{\operatorname{ch}(\alpha)} \right] d\xi$$

Après intégration on trouve :

$$J = \frac{2-3\xi + \xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2 z}{\alpha^3} \times \frac{\operatorname{sh}[\alpha(1-\xi)]}{\operatorname{ch}(\alpha)} - \frac{z}{\alpha^2} \frac{\operatorname{ch}(\alpha \xi)}{\operatorname{ch}(\alpha)}$$

Comparativement à la théorie citée dont les résultats pour le cas d'un charge uniformément répartie sont exposés dans le manuel de M. Divers on notera la fonction J comme suit :

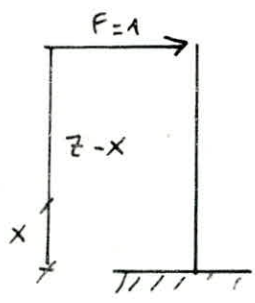
$$J = \int_{\xi}^1 \phi(\alpha, \xi) d\xi = \Psi(\alpha, \xi)$$

$$\Psi(\alpha, \xi) = \frac{2-3\xi+\xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2 \cdot 2}{\alpha^3} \cdot \frac{\text{sh}[\alpha(1-\xi)]}{\text{ch}\alpha} - \frac{2}{\alpha^2} \cdot \frac{\text{ch}(\alpha\xi)}{\text{ch}\alpha}$$

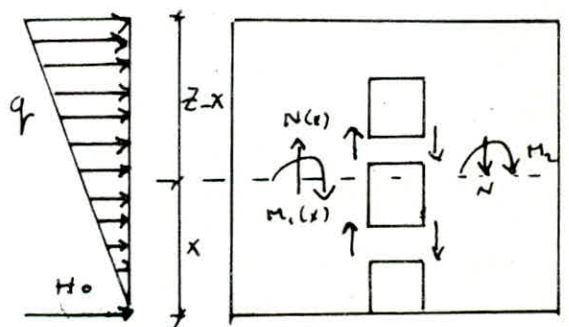
9) ⇒ 10)
$$\begin{cases} M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 z \left[\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \frac{2c}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right] \\ M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1+I_2} H_0 z \left[\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi(\alpha, \xi) \right] \end{cases}$$

D. Détermination de la flèche au Sommet :

L'hypothèse d'égalité des déplacements à chaque niveau dans les éléments du refend permet de confondre la flèche au sommet du refend avec par exemple la flèche au sommet de l'élément du refend. La flèche peut être calculée à l'aide de l'intégrale de Mohr et ce en appliquant une force unitaire $F=1$ au sommet de l'élément de refend (1)



$M_1(x) = 1(z-x)$
ou bien
 $M_2(\xi) = z(1-\xi)$



Si on note $A_{\xi} = \frac{2-3\xi+\xi^3}{3}$

$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 z \left(\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} - \frac{2mc}{I} \Psi_{\xi} \right)$

$f = \frac{I_1}{I_1+I_2} \cdot H_0 z \left(A_{\xi} - \frac{2mc}{I} \Psi_{\xi} \right) \cdot z \frac{(1-\xi)}{EI} z \cdot d\xi$

$f = \frac{H_0 z^3}{(I_1+I_2)E} \left[\int_0^1 A_{\xi} (1-\xi) d\xi - \frac{2mc}{I} \int_0^1 (1-\xi) \Psi_{\xi} d\xi \right]$ (11)

Calcul des intégrales :

$J_1 = \int_0^1 (1-\xi) A_{\xi} d\xi = \int_0^1 (1-\xi) \left(\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} \right) d\xi = \int_0^1 (1-\xi)^2 \left(\frac{2+\xi}{3} \right) d\xi = \frac{11}{60}$

$J_2 = \int_0^1 (1-\xi) \Psi_{\xi} d\xi$

$$J_2 = \int_0^1 (1-\xi) \left(\frac{2-3\xi+\xi^3}{3} \right) d\xi + \int_0^1 \frac{(1-\xi)}{\alpha^2} \cdot e^{-\xi} d\xi - \int_0^1 \frac{(1-\xi)}{\alpha^3} (\alpha^2-2) \cdot \frac{sh(\alpha(1-\xi)) d\xi}{ch \alpha} - \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2} \frac{ch(\alpha\xi)}{ch \alpha} \cdot (1-\xi) d\xi$$

On note $J_2 = J_3 + J_4 - J_5 - J_6$ dans le même ordre

$J_3 = J_1 = \frac{11}{60}$

$J_4 = \int_0^1 \frac{(1-\xi)}{\alpha^2} e^{-\xi} d\xi = \frac{1}{3\alpha^2}$

$J_5 = \int_0^1 \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3 ch \alpha} (1-\xi) sh[\alpha(1-\xi)] d\xi = \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3 ch \alpha} \left(\frac{ch \alpha}{\alpha} - \frac{sh \alpha}{\alpha^2} \right)$

$J_6 = \int_0^1 \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha} \cdot ch(\alpha\xi) \cdot (1-\xi) d\xi = \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha} \cdot \frac{(ch \alpha - 1)}{\alpha^2}$

d'où $J_2 = J_3 + J_4 - J_5 - J_6 = \frac{11}{60} + \frac{1}{\alpha^2} \left[-\left(\frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \cdot \frac{sh \alpha}{ch \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha} \right) \right]$

on $\psi(\alpha, \xi=0) = \psi_0 = \frac{2}{3} - \frac{\alpha^2-2}{\alpha^3} \cdot \frac{sh \alpha}{ch \alpha} - \frac{2}{\alpha^2 ch \alpha}$

d'où $J_2 = \frac{11}{60} - \frac{\psi_0}{\alpha^2}$

La flèche (11) devient :

$$f = \frac{H_0 \cdot z^3}{(I_1 + I_2) E} \left[\frac{11}{60} - \frac{2mc}{I} \left(-\frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{11}{60} \right) \right]$$

Sachant que $I_1 + I_2 = I - 2mc$ et que $1 - \frac{2mc}{I} = \frac{I_1 + I_2}{I}$

$f = \frac{H_0 z^3}{(I_1 + I_2) E} \left[\frac{11}{60} \cdot \frac{I_1 + I_2}{I} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \right]$ d'où la flèche au Sommet sera :

$$f = H_0 z^3 \left[\frac{11}{60EI} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right]$$

• E. Inertie équivalente sous charge triangulaire répartie :

La flèche f_0 au Sommet d'un poutre Linéaire plein fictif d'inertie I_e est

$f_0 = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_0 z^3}{E I_e}$ par définition, il faut que $f = f_0$

$f_0 = H_0 z^3 \cdot \frac{11}{60 E I_e}$; $f = H_0 \cdot z^3 \left(\frac{11}{60EI} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right)$

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

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

II Refends à plusieurs files d'ouverture

leur flèche approchée au sommet du refend avec plusieurs files d'ouverture

soit :

$$f = H_0 z^3 \left(\frac{11}{60EI} + \frac{4_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \right)$$

en écrivant $f = f_0$ d'où $f_0 = \frac{11}{60} \cdot \frac{H_0 z^3}{EI_e}$

on aura :

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I}{\sum I_i} \cdot \frac{4_0}{\alpha^2} + 1}$$

Cas de chargement rectangulaire (distribution uniforme)

Cas du vent :

• Marius Diver donne leur Valeurs des inerties équivalentes et des flèches au Sommet.

• Refends avec une file d'ouverture (B. 51) p. 121 :

$$f = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc}{I} \cdot \frac{4_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{(I_1 + I_2)} \cdot \frac{4_0}{\alpha^2} + 1}$$

• Refends à plusieurs files d'ouvertures : (B 52, page 121) :

$$f = \frac{H_0 z^3}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \cdot \frac{4_0}{\alpha^2} + \frac{H_0 z^3}{8EI}$$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \cdot \frac{4_0}{\alpha^2} + 1}$$

Sachant que la flèche du refend fictif ou Sommet est égale dans le Cas du vent

$$f_0 = \frac{H_0 z^3}{8EI_e}$$

Calcul d'inertie équivalente.

Étape de Calcul :

- a) pour chaque trumeau (1) on calcule sa section horizontale l_i , son inertie propre I_i ; sa distance $l_{ci} = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + 2a_i$
- b) Calcul de $D = \frac{1}{\sum R_i} \left[\sum_{i=1}^{n+1} R_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} l_{cj} \right) \right]$
- c) Calcul des moments statiques m_i donnés par $m_1 = R_1 D$; $m_i = m_{i-1} + R_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} l_{cj} \right)$
- d) Calcul de l'inertie totale du refend $I = I_0 + \sum l_{ci} m_i$
- e) Calcul de l'inertie du linteau de la file i .
- f) Calcul du coefficient de monolithisme α ; un degré de monolithisme.

$\omega^2 = \frac{3i E'}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I \cdot c}{m \cdot a^3 \cdot h_e}$: Cas du voile à une file d'ouvertures.

$\omega^2 = \frac{6 E'}{E(I_1 + I_2 + \dots) h_e} \cdot \left(\frac{l_1 c_1^3}{a_1^3} + \frac{l_2 c_2^3}{a_2^3} + \dots \right)$ voile à plusieurs files d'ouvertures.

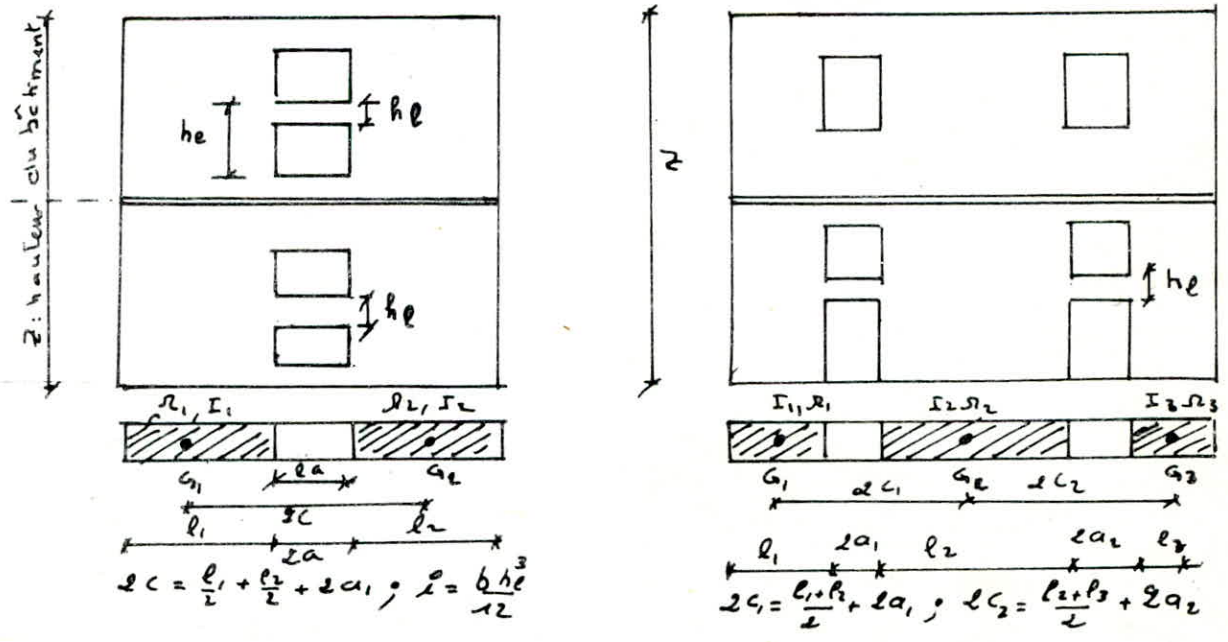
$\alpha = \omega^2$.

g) Calcul d'inertie équivalente : I_e

γ_0 : dans l'abaque (B. 23b - Marius Diver).

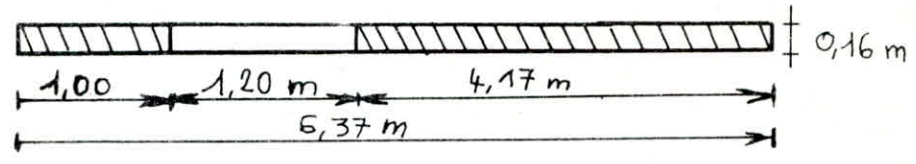
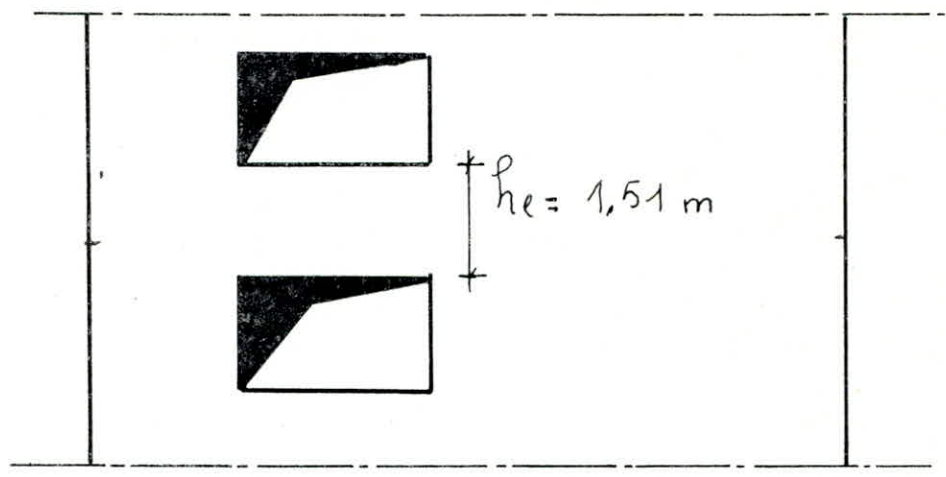
Pour α Calculé et $\xi = \frac{\alpha}{2}$

Présentation des voiles.

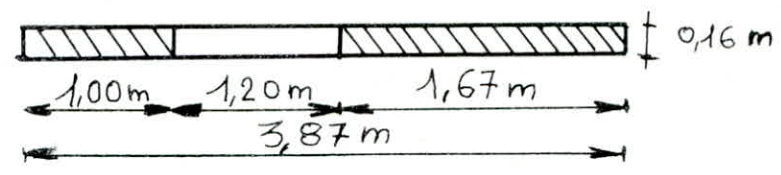
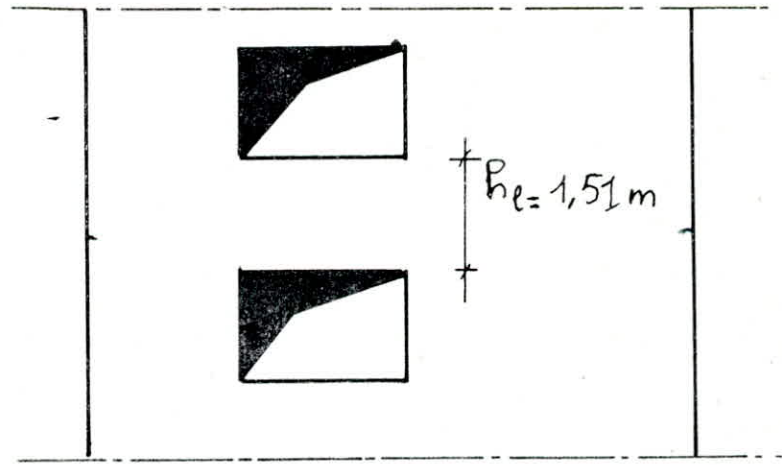


I. voiles à une file d'ouverture

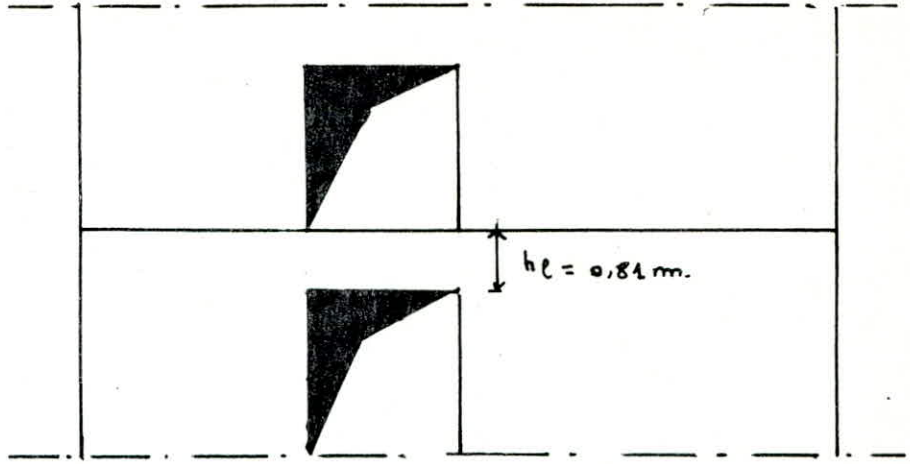
I.1. voiles $V_{t_1} - V_{t_1}'$



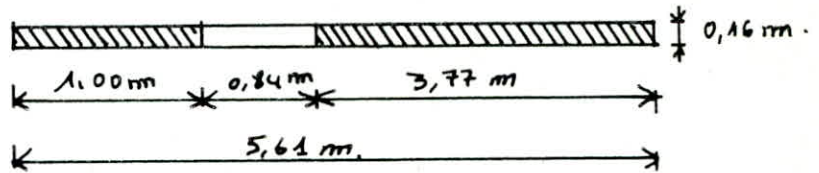
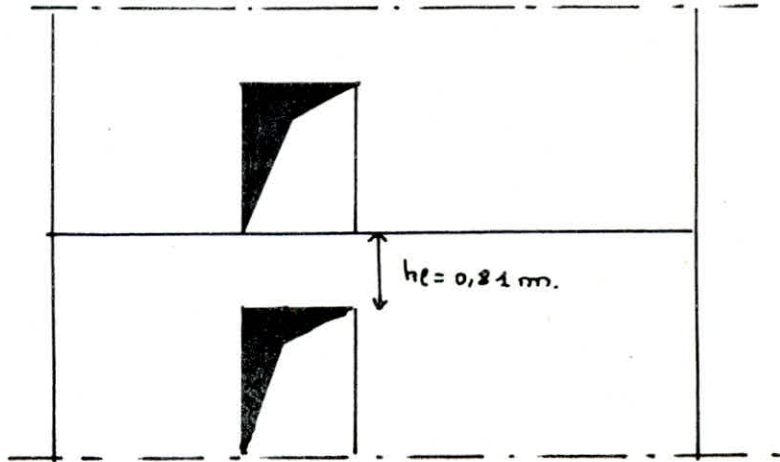
I.2. voiles $V_{t_2} - V_{t_2}'$



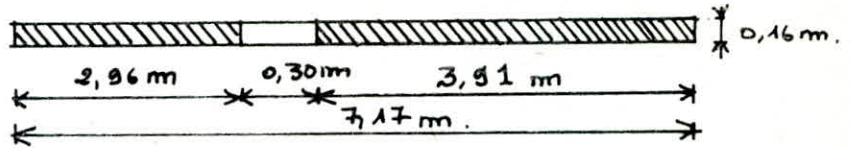
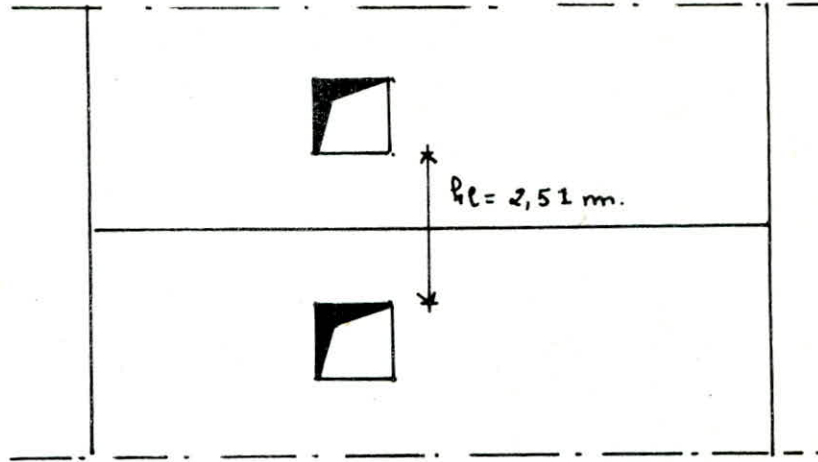
I.3. voiles vt₃-vt'₃ :



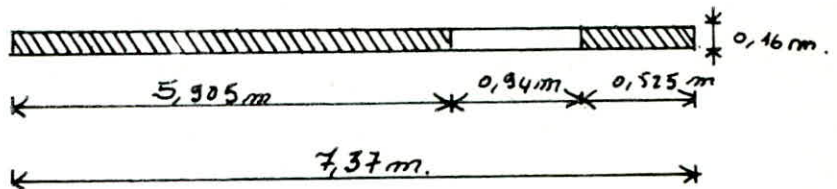
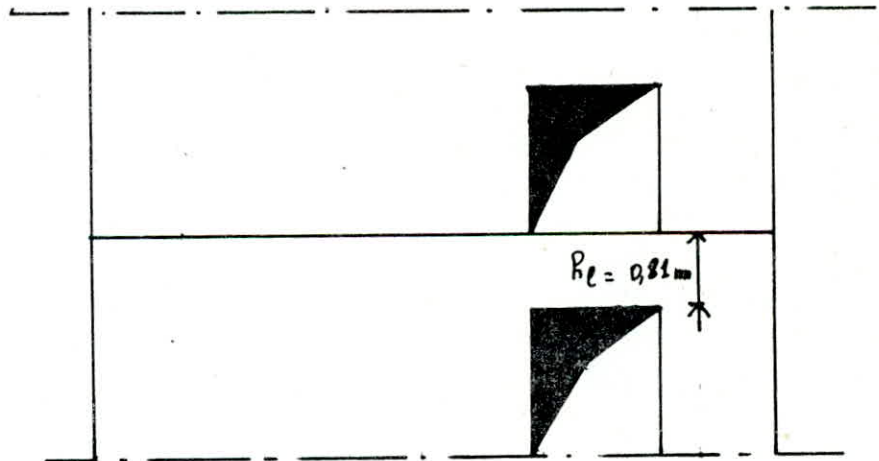
I.4. voiles vt₄-vt'₄



I. 5. voiles. $V_{t5} - V'_{t5}$:



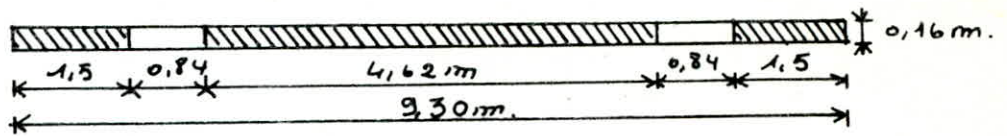
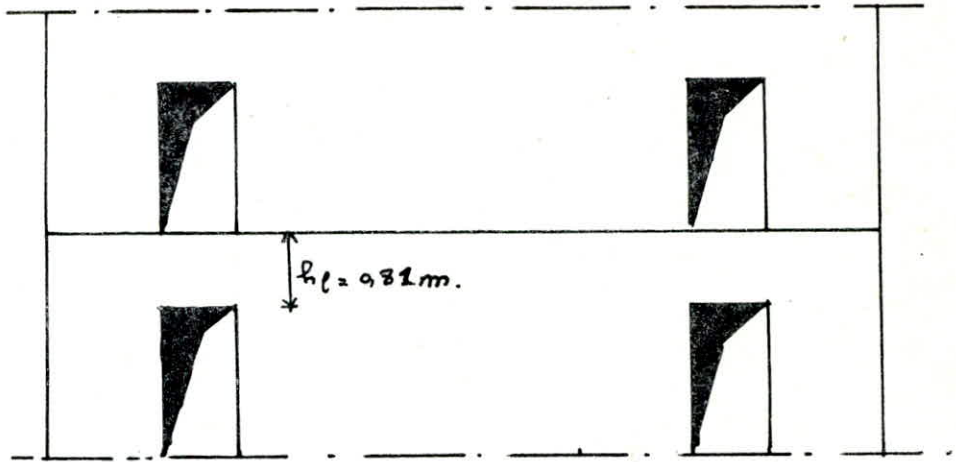
I. 6. voiles $V_{t7} - V'_{t7}$:



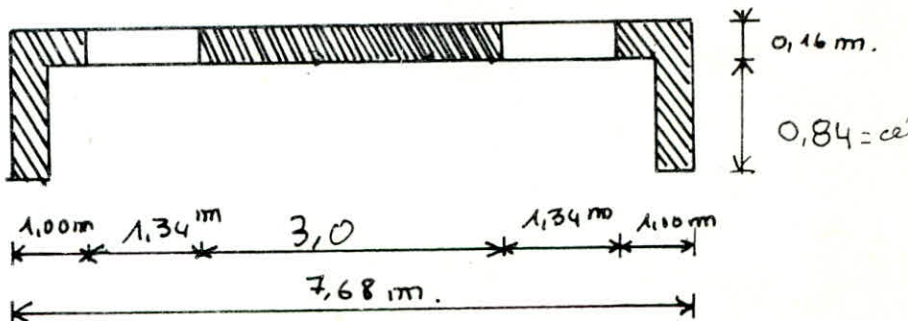
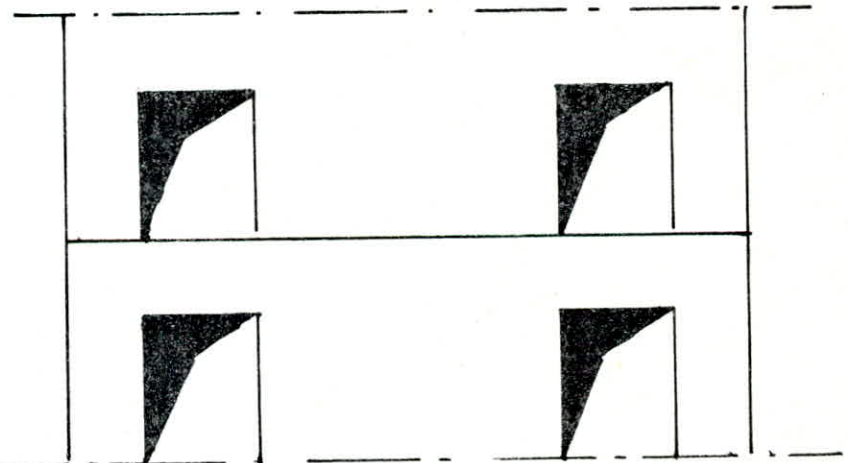
~ 36 ~

II. voiles à deux files d'ouvertures :

II.1. voile V_{L1} :

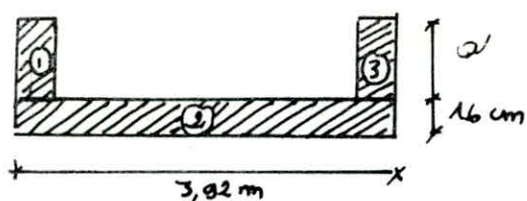


II.2. voiles $V_{L2} - V'_{L2}$:



pour le Calcul on donnera un exemple pour chaque Cas.

A. Refend plein: voiles Longitudinaux $V_{L3} - V'_{L3}$



$$t_q: Q' \leq \min \begin{cases} 8t = 8 \cdot 16 = 128 \text{ cm} \\ \frac{L_0}{2} = \frac{6,21}{2} = 3,105 \text{ m} \\ Q_0 = 0,84 \text{ m} \end{cases}$$

$$\Rightarrow Q' = 0,84 \text{ m}$$

$$S_1 = S_3 = 0,16 \cdot 0,84 = 0,1344 \text{ m}^2; \quad I_1 = I_3 = 0,84 \cdot \frac{0,16^3}{12} = 4,086 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$S_2 = 0,16 \cdot 3,92 = 0,6272 \text{ m}^2; \quad I_2 = 0,16 \cdot \frac{3,92^3}{12} = 0,8081 \text{ m}^4$$

$$\sum S_i = 1,0112 \text{ m}^2$$

$$\sum I_i = 0,804 \text{ m}^4$$

$$d_1 = d_3 = \frac{3,92}{2} - 0,08 = 1,88 \text{ m}$$

$$I = 0,804 + 2 \cdot 1,88^2 \cdot 0,1344 = 2,161 \text{ m}^4$$

$$I_e = I = 2,161 \text{ m}^4$$

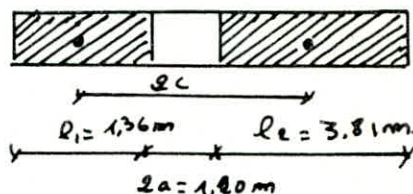
$$I_e = 2,161 \text{ m}^4$$

B. voiles à une file d'ouverture: voiles transversaux $V_{T1} - V'_{T1}$

$$2a = 1,20 \text{ m} \quad a = 0,60 \text{ m}$$

$$l_1 = 1,36 \text{ m}; \quad l_2 = 3,81 \text{ m}$$

$$L_C = 3,985 \text{ m}; \quad C = 1,892 \text{ m}$$



$$S_1 = 1,36 \cdot 0,16 = 0,217 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,81 \cdot 0,16 = 0,607 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{3,785}{\frac{1}{0,217} + \frac{1}{0,607}} = 0,607$$

$$I_1 = 0,16 \cdot \frac{1,36^3}{12} = 0,033 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,16 \cdot \frac{3,81^3}{12} = 0,737 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i = 0,770 \text{ m}^4$$

$$I = I_1 + I_2 + 2mC = 0,77 + 3,785 \cdot 0,607 = 3,068 \text{ m}^4 \quad I = 3,068 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \cdot 0,046 \cdot 3,068}{0,770 \cdot 0,607} \cdot \frac{1,892}{(0,6)^3 \cdot 491} = 2,71 \Rightarrow \omega = 1,649, \alpha = 47,98; \gamma_0 = 966$$

Cas du Seisme:
$$I_e = \frac{3,068}{\frac{60}{11} \cdot \frac{3,985 \cdot 0,607 \cdot 0,66}{0,770 \cdot (47,98)^2} + 1} = 3,054 \text{ m}^4$$

Cas du vent:
$$I_e = \frac{3,068}{\frac{16 \cdot 0,607 \cdot 1,892 \cdot 0,66}{0,77 \cdot (49,92)^2} + 1} = 3,047 \text{ m}^4$$

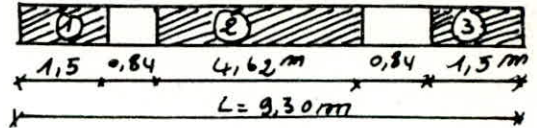
C. voiles à 2 files d'ouvertures : voile V_{L1} (longitudinal).

$a_1 = a_2 = 0,42 \text{ m.}$

$\Omega_1 = 0,16 \cdot 1,5 = 0,24 \text{ m}^2$

$\Omega_2 = 0,16 \cdot 4,62 = 0,739 \text{ m}^2$

$\Omega_3 = 0,16 \cdot 1,5 = 0,240 \text{ m}^2.$



$\Sigma \Omega_i = 1,219 \text{ m}^2.$

$I_1 = 0,16 \cdot \frac{1,5^3}{12} = 0,045 \text{ m}^4.$

$I_2 = 0,16 \cdot \frac{4,62^3}{12} = 1,314 \text{ m}^4.$

$I_3 = 0,16 \cdot \frac{1,5^3}{12} = 0,045 \text{ m}^4$

$\left. \begin{array}{l} I_1 \\ I_2 \\ I_3 \end{array} \right\} \Sigma I_i = 1,404 \text{ m}^4.$

$2c_1 = \frac{1,5 \cdot 4,62}{2} + 0,84 = 3,9 \text{ m} \quad c_1 = 1,95 \text{ m.}$

$2c_2 = \frac{4,62 + 1,5}{2} + 0,84 = 3,9 \text{ m} \quad c_2 = 1,95 \text{ m.}$

- Calcul de D :

$D = \frac{1}{1,219} [0,739 \cdot 3,90 + 0,24 (2 \cdot 3,9)] = 3,9$

$D = 3,9.$

- Calcul de m_i :

$m_1 = \Omega_1 \cdot D = 0,24 \cdot 3,9 = 0,936.$

$m_2 = m_1 + \Omega_2 (D - 2c_1) = 0,936 + 0,739 (3,9 - 3,9) = 0,936.$

$m_3 = m_2 + \Omega_3 (D - 2c_1 - 2c_2) = 0,936 + 0,24 (3,9 - 2 \cdot 3,9) = 0.$

- Calcul de l'inertie totale du refend :

$I = \Sigma I_i + \Sigma 2 m_i c_i = 1,408 + 0,936 \cdot 3,9 + 0,936 \cdot 3,9$

$I = 8,705 \text{ m}^4$

- inertie du linteaux :

$I_e = 0,16 \cdot \frac{0,81^3}{12} = 7,085 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 = l_e = i_e.$

- Coefficient de monolithisme : α .

$\omega^2 = \frac{6i \Sigma l_e^2}{I h \Sigma a_i^3} = \frac{6 \cdot 7,085 \cdot 10^{-3} \times L}{8,705 \times 2,910} \times \left[\frac{1,95^2}{0,42^3} \right]$

$\omega^2 = 0,172 \Rightarrow \omega = 0,415 \text{ hauteur du bâtiment } z = 29,1 \text{ m.}$

d'où $\alpha = \omega z = 0,415 \cdot 29,1 = 12,077 \Rightarrow \gamma_0 = 0,66.$

voiles	ouvertures	épais (cm)	L(cm)	h _e (m)	e _a	e _{ci}	j (cm ⁴)	w _i	α	μ ₀	m _i	ΣI _i	I	I _e	
														Seis.	vent.
v _{t1} -v' _{t1}	1	16	6,37	1,51	1,20	3,785	0,046	1,649	47,98	0,66	0,487	0,770	3,068	3,054	3,047
v _{t2} -v' _{t2}	1	,	3,87	1,51	1,20	2,535	0,046	3,229	93,983	0,66	0,253	0,075	0,718	0,715	0,714
v _{t3} -v' _{t3}	1	,	7,93	0,81	1,68	4,805	7,085.10 ⁻³	0,416	12,10	0,66	1,125	0,967	6,375	5,667	5,388
v _{t4} -v' _{t4}	1	,	5,61	0,81	0,84	3,225	7,085.10 ⁻³	1,046	30,441	0,66	0,407	0,727	2,042	2,028	2,022
v _{t5} -v' _{t5}	1	,	7,17	2,51	0,30	3,735	0,2108	22,63	658,75	0,66	1,006	1,142	4,902	4,902	4,902
v _{t6}	0	,	4,36	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1,105	
v _{t7} -v' _{t7}	1	,	7,37	0,81	0,94	4,155	7,085.10 ⁻³	0,839	24,421	0,66	0,302	2,747	4,004	3,992	3,987
v _{t8}	0	,	1,90	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	0,0914	

Voiles Transversaux:

inertie équivalente:

Cas du séisme:
$$I_e = \frac{0,705}{\frac{60 \cdot 8,705 \cdot 0,66}{11 \cdot (12,077)^2} + 1} = 7,55 \text{ m}^4.$$

Cas du vent:
$$I_e = \frac{8,705}{\frac{8 \cdot 8,705 \cdot 0,66}{1,404 \cdot (12,077)^2} + 1} = 7,11 \text{ m}^4.$$

voiles Longitudinaux

voiles	ouvertures (mm)	épais (mm)	γ_0	L(m)	$h_f(m)$	$h_f(m)$	a (mm)	z_a (mm)	w_i	z_{ci} (mm)	λ mm ³	α	m_i	$\sum I_i$	I	Ie		
																vent	Séisme	vent
V _{L1}	2	0,16	0,66	9,30	0,81	-	0,84	3,95	0,415	3,95	$7,085 \cdot 10^{-3}$	15,077	0,936	1,404	8,705	7,11	7,55	
V _{L2} = V _{L2}	2	/	0,66	7,68	0,81	0,84	1,34	3,527	0,877	3,527	$7,085 \cdot 10^{-3}$	24,747	1,018	0,386	7,560	6,45	6,77	
V _{L3} = V _{L3}	0	/	/	3,92	-	0,84	-	-	-	-	-	-	-	0,804	2,161	2,161	2,161	2,161
V _{L4}	0	/	/	1,88	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,088	0,088

$\sum I_{ex} = 41,444 \text{ m}^4$

$\sum I_{ey} = 25,51 \text{ m}^4$

CHAPITRE 4

CALCUL DES PÉRIODES
PROPRES
D'OSCILLATIONS

I. Introduction:

- Effet du Seisme: L'excitation sismique provoque une accélération dynamique au niveau du sol (dynamique veut dire variable avec le temps). D'où il y a citation d'accélération affectant les masses de notre structure liée au sol qui produisent des forces d'inertie opposées à ces mêmes accélérations.

Lorsqu'une structure est soumise à une sollicitation rapidement variable dans le temps, donc à caractère dynamique elle effectue tout d'abord tant que dure l'excitation une série d'oscillations forcées régies par des lois complexes en général. Il lui succède dès que l'excitation disparaît, des oscillations libres qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. Pour nous le problème fondamental de la dynamique des structures réside dans la détermination de la réponse de la structure à une excitation donnée.

Le règlement en vigueur prescrit que :

La méthode statique équivalente ne peut être utilisée que pour les bâtiments satisfaisant aux conditions citées par (l'article 3.2.11 du R.P.A 81).
ainsi notre bâtiment remplit toutes ces conditions.

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les forces sismiques réelles qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

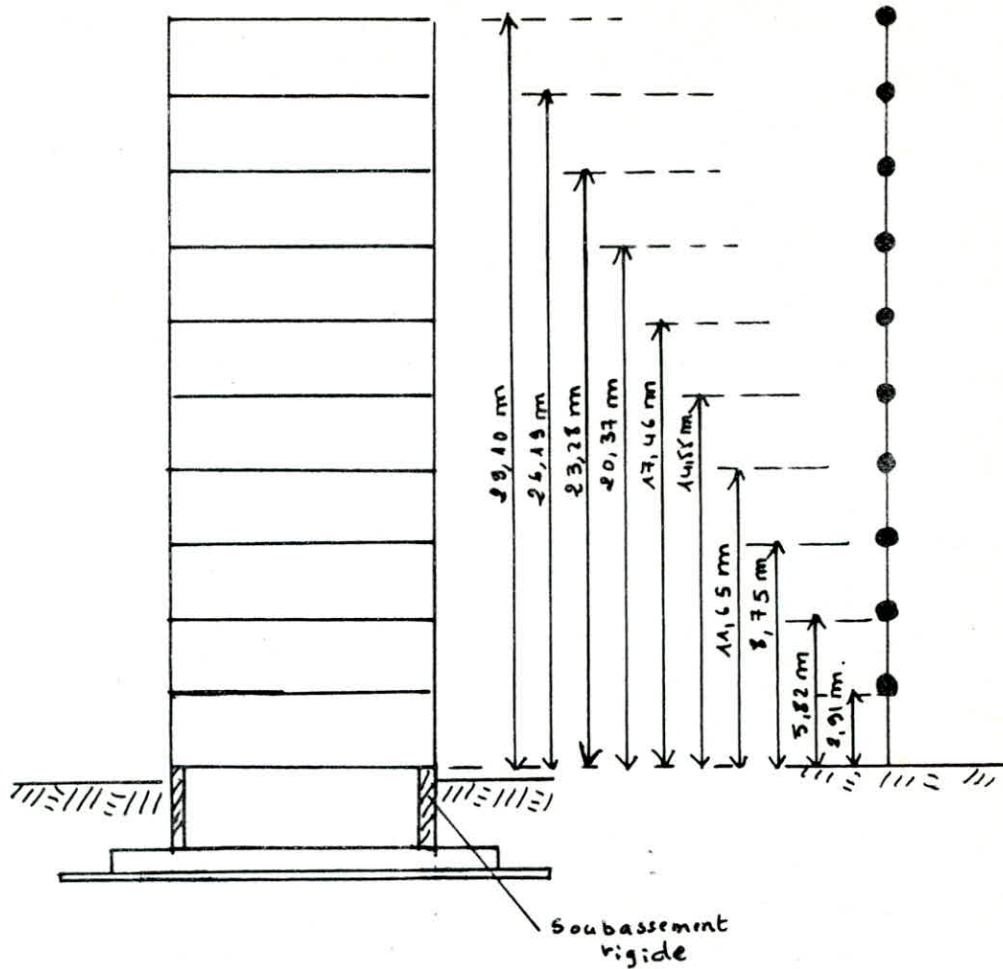
La méthode dynamique directe qui est plus exacte est basée sur l'utilisation d'accélérogrammes ou des spectres de réponses.

II. modélisation: L'idealisation par concentrations des masses procure un moyen simple pour limiter le nombre de degrés de liberté à considérer dans l'étude de notre problème.

La modélisation de notre structure se fera donc par une concentration de masse au niveau des planchers portés par une console verticale flexible.

L'ensemble vibrera à partir du voile périphérique constituant un appui-rapement très rigide par rapport à la structure qu'il supporte.
On obtient aussi une console encastrée à la base constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers soutenues par un élément élastique de rigidité ^{égale} à celle des éléments résistants et de masse négligeables.

modélisation:



Nous accepterons que pendant le processus oscillatoire la déformée du système reste plane, que les déformations élastiques sont infiniment petites et que par conséquent chaque masse a un seul degré de liberté, théoriquement nous avons trois degrés de liberté (le déplacement vertical et la rotation ont été négligés). Sachant que dans la pratique le séisme vertical est très inférieur au séisme horizontal nous ferons l'hypothèse que la modélisation reste valable.

- méthode de Calcul: il existe plusieurs méthodes pour la détermination des périodes propres de vibrations d'un système
- La méthode exacte: qui est laborieuse si elle est effectuée manuellement
- Les méthodes approchées:
 - La méthode de LORD RAYLEIGH.
 - La méthode de VIANELLO-STODOLA.

Les méthodes approchées donnent des résultats satisfaisants.

A. Calcul de la période propre du mode fondamental par la méthode de Rayleigh :

Exposé de la méthode : c'est une méthode basée sur le principe de conservation d'énergie, elle est applicable qu'aux systèmes conservatifs. Mais vu que l'influence de l'amortissement est négligeable sur les valeurs des formes et pulsations propres (démontré par la méthode exacte). Elle peut être utilisée pour la détermination des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

Parmi les méthodes de Rayleigh on retiendra deux :

- La première est la méthode de Rayleigh simple.
- La deuxième est la méthode de Rayleigh améliorée.

a) Méthode de Rayleigh Simple : n'ayant pas la distribution des efforts horizontaux dus à (V = A.B.D.Q.W)

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur celle-ci est sollicitée par les forces $P_i = m_i \cdot g$ (poids propre) agissant dans la direction du degré de liberté et soient x_1, x_2, \dots, x_n les déplacements statiques résultants.

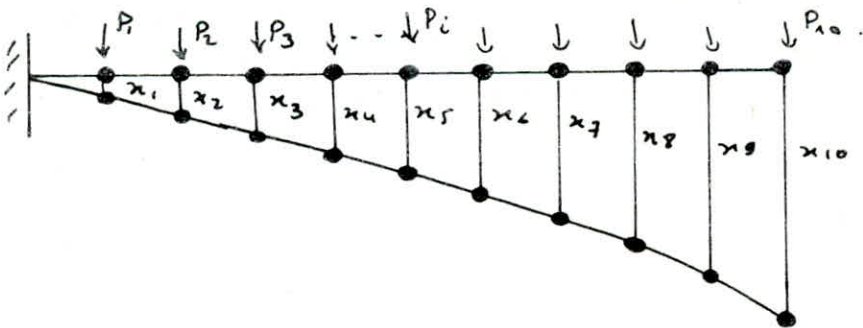
La méthode de Rayleigh suppose que la déformée du 1^{er} mode est assimilable à la déformée statique produite par les forces P_i (statiquement appliquées).

L'erreur ne sera pas grande à cause des faits suivants :

- La déformée statique respecte les liaisons exactement de la même manière que le système dynamique.

- La forme de la déformée statique peut être considérée comme étant proportionnelle avec celle de la fonction extrême du mode fondamental de vibration.

La déformée statique est déterminée à partir des déplacements statiques $\Delta_{st,j}$ résultant de la sollicitation d'un système à plusieurs degrés de liberté par des forces $P_j = M_j \cdot g$ agissant statiquement dans la direction du degré de liberté.



Les forces extérieures sont reliées aux déplacements par la relation matricielle suivante :

$$\{P\} = [K]\{D\} \quad \text{avec } \{P\} : \text{vecteur colonne des forces}$$

$$\text{donc : } \{D\} = [K^{-1}]\{P\} \quad \begin{array}{l} [K] : \text{matrice de rigidité de la console.} \\ \{D\} : \text{vecteurs colonne des déplacements} \end{array}$$

$$[K^{-1}] : \text{matrice de souplesse de la console.}$$

$$[P] = \begin{bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_n \end{bmatrix} ; [D] = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} ; [K^{-1}] = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \dots & \delta_{1n} \\ \delta_{21} & \delta_{22} & \dots & \delta_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \delta_{n1} & \delta_{n2} & \dots & \delta_{nn} \end{bmatrix}$$

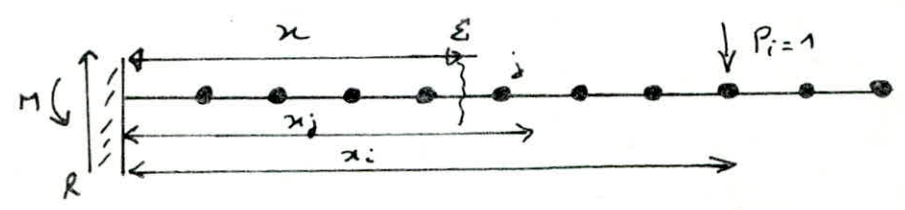
d'où

$$\begin{aligned} x_1 &= \delta_{11} P_1 + \delta_{12} P_2 + \dots + \delta_{1j} P_j + \dots + \delta_{1n} P_n \\ x_2 &= \delta_{21} P_1 + \delta_{22} P_2 + \dots + \delta_{2j} P_j + \dots + \delta_{2n} P_n \\ &\vdots \\ x_i &= \delta_{i1} P_1 + \delta_{i2} P_2 + \dots + \delta_{ij} P_j + \dots + \delta_{in} P_n \\ &\vdots \\ x_n &= \delta_{n1} P_1 + \delta_{n2} P_2 + \dots + \delta_{nj} P_j + \dots + \delta_{nn} P_n \end{aligned}$$

Calcul des Coefficients de la matrice de souplesse δ_{ij} :

appelés aussi déplacements unitaires.

δ_{ij} : déplacements en "j" résultant d'une force statique unitaire appliquée en "i" sachant que toutes les autres forces sont nulles.



$$\begin{cases} M = P_i \cdot x_i \\ R = P_i \end{cases} \quad \sum M/\xi = M(x) = -P_i x_i + P_i \cdot x \Rightarrow M(x) = (x - x_i) P_i$$

$P_i = 1 \Rightarrow M(x) = x - x_i$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{-M(x)}{E \cdot I} = \frac{x_i - x}{E \cdot I}$$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left[(x_i \cdot x) - \frac{x^2}{2} \right] + C \quad ; \text{ pour } x=0 \Rightarrow y'(0) = 0 \Rightarrow C = 0$$

d'où $y(x) = \frac{1}{EI} \left[x_i \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right] + C_1$, pour $x=0 \Rightarrow y(0) = 0 \Rightarrow C_1 = 0$

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

d'après le théorème de réciprocité de Maxwell - Betti on a : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

Calcul des déplacements statiques :

donné par $\delta_{st,ij} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$

La période du 1^{er} mode fondamental est donné par :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i x_i^2}{g \sum_{i=1}^n P_i x_i}}$$

masses soumises à l'action sismique :

niveau j	1-9	10
masse : $M_{j(\frac{1}{4})} = G_j + \frac{P_j}{5}$	299,168	266,665

valeurs des déplacements unitaires E.I. δ_{ij} .

j \ i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	8,214	20,535	32,856	45,177	57,498	69,819	82,140	94,461	106,782	119,103
2	20,335	65,712	114,996	164,281	213,565	262,849	312,134	361,418	410,702	459,987
3	32,856	114,996	221,779	332,669	443,559	554,448	665,338	776,228	887,118	998,007
4	45,177	164,281	332,669	525,699	722,837	919,974	1117,111	1314,25	1511,38	1708,52
5	57,498	213,565	443,559	722,837	1026,75	1334,78	1642,81	1950,83	2258,86	2566,89
6	69,819	262,849	554,448	919,974	1334,78	1774,73	2217,79	2661,35	3104,91	3548,47
7	82,140	312,134	665,338	1117,111	1642,81	2217,79	2817,42	3421,45	4024,88	4628,62
8	94,461	361,418	776,228	1314,25	1950,83	2661,35	3421,45	4205,59	4994,74	5782,69
9	106,782	410,702	887,118	1511,38	2258,86	3104,91	4024,88	4994,74	5988,04	6986,05
10	119,103	459,987	998,007	1708,52	2566,89	3548,47	4628,62	5782,69	6986,05	8214,05

Calcul des déplacements :

Sait x_i le déplacement de la 1^{ère} masse sous le P_i (G_i) ainsi i variant de 1 à 10 d'où :

$$x_j = \frac{\sum_{i=1}^{10} P_i \delta_{ij}}{EJ} = \frac{\delta_{1j}}{EJ} \quad \text{avec :}$$

$$E = E_i = 21000 \sqrt{f_j} = 21000 \sqrt{275} = 348,245 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = E_i = 348,245 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

Sens transversal : $J_{ex} = 41,444 \text{ m}^4$

Sens longitudinal : $J_{ey} = 25,51 \text{ m}^4$

d'où les valeurs de x_j .

niv j	$K \delta_{ij}$	$x_{\text{transversal}}$ (mm)	$x_{\text{longitudinal}}$ (m)
1	186574,656	$1,29 \cdot 10^3$	$2,1 \cdot 10^{-3}$
2	698917,44	$4,84 \cdot 10^3$	$7,86 \cdot 10^{-3}$
3	7471478,716	0,01	0,0165
4	2446072	0,0169	0,0275
5	3571924,40	0,0247	0,0402
6	4805721,5	0,033	0,0541
7	6111054	0,0423	0,0687
8	7459508	0,0517	0,0839
9	8829615,5	0,0611	0,0993
10	10207612	0,0707	0,1149

La pulsation du 1^{er} mode fondamental $\omega_1 = \sqrt{g \frac{\sum_{i=1}^{10} P_i x_i}{\sum_{i=1}^{10} P_i x_i^2}}$

Sens transversal

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i = 93,347$$

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i^2 = 4,416 \quad (g = 9,81 \text{ m/s}^2)$$

$$\omega_1^t = 14,32 \text{ s}^{-1}$$

$$\text{et } T = \frac{2\pi}{\omega} = 0,4386$$

d'où $T_t = 0,439 \text{ s}$.

Sens longitudinal

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i = 150,35$$

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i^2 = 11,67$$

$$\omega_1^l = 11,24 \text{ s}^{-1}$$

$$T_l = 0,56 \text{ s}$$

b. méthode de Rayleigh améliorée:

Cette méthode a l'avantage d'éliminer le choix arbitraire de la ligne déformée et qui est appelée "méthode de la déformée statique"

principe de Calcul: Le principe de conservation de l'énergie totale pour un système élastique en mouvement sans amortissement s'écrit:

$\mathcal{W}_{\text{tot}} = \mathcal{W}_c + \mathcal{W}_p = \text{Constante}$ $\mathcal{W}_p(t) = \text{énergie potentielle}$
 $\mathcal{W}_c(t) = \text{énergie mécanique.}$
 pour un système à m masses concentrées les énergies sont:

$$\mathcal{W}_p = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m P_j \cdot \delta_{st,j} \quad ; \quad \mathcal{W}_c = \frac{1}{2} \cdot \omega^2 \sum_{i=1}^m P_i \cdot \delta_{st,i} .$$

mais en choisissant une ligne élastique qui ne coïncide pas avec le mode propre de vibration le système sera sollicité par des forces d'inerties F_{mj} qui représentent une approximation des forces réelles d'inerties et qui produisent les déplacements x_{mj}

$$\text{d'où } \mathcal{W}_p^{\text{max}} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^m F_{mj} \cdot x_{mj} \quad \text{et} \quad \mathcal{W}_c^{\text{max}} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^m P_j x_{mj}^2 .$$

en écrivant $\mathcal{W}_p^{\text{max}} = \mathcal{W}_c^{\text{max}}$ on obtient:

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^m F_{mj} x_{mj}}{\sum_{j=1}^m P_j x_{mj}} \quad \text{or: } F_{mj} = \rho_j \cdot P_j \quad \text{et} \quad x_{mj} = \rho_j \cdot x_{mn}$$

$$\text{d'où } \omega^2 = g \frac{\sum_{j=1}^m (P_j \rho_j^2 \cdot x_{mn})}{\sum_{j=1}^m (P_j \cdot \rho_j^2 \cdot x_{mn}^2)} \quad \text{soit} \quad \omega^2 = g/x_{mn} .$$

La période du mode fondamentale est donc:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{x_{mn}}{g}}$$

Etapes de Calcul:

a) on calcule les déplacements unitaires: δ_{ij} (déjà calculés)

b) on détermine les déplacements statiques $\delta_{st,j} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij}$.

on pose $\delta_{st,j} = x_{0j}$ d'où on peut tracer notre déformée statique. La précision des résultats obtenus avec cette méthode dépend du choix de la ligne élastique. Cette précision peut être accrue en utilisant un procédé itératif de correction de la forme choisie.

- procédé itératif :

- a) on calcule le coefficient adimensionnel f telle que :

$$f_{ij} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad (\text{non : flèche au sommet de la console})$$

- b) La première correction consiste à calculer une nouvelle force F telle que

$$F_{1j} = f_{1j} \cdot P_j \quad \begin{array}{l} \text{indice "1" pour la 1^{ère} correction} \\ \text{indice "j" côté pour laquelle } F \text{ ou } f \text{ sont exprimées.} \end{array}$$

- c) avec les nouvelles forces on calcule les déplacements x_{1j} tels que

$$x_{1j} = \sum_{i=1}^n F_{1i} \cdot \delta_{ij}$$

- d) on calcule ensuite le coefficient adimensionnel f de la deuxième correction : $f_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$

- b') La deuxième correction consiste à calculer les forces $F_{2j} = f_{2j} \cdot P_j$.

- c') Avec les nouvelles forces on calcule les déplacements "corrigés"

$$x_{2j} \text{ tels que : } x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \delta_{ij}$$

- Le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itérations est d'autant plus important que la précision recherchée est importante.

Le processus est arrêté lorsque l'égalité suivante est satisfaisante approximativement : $f_{mj} = f_{(m-1)j}$.

Si le processus itératif est conduit à l'infini on retrouverait la déformée réelle.

déplacement statique $\delta_{st, x} = x_{0j}$

niv _j	$P_j = M_j$	$\delta_{st, j} = \sum P_i \cdot \delta_{ij}$	$e_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{010}}$
1	299,168	186574,656	0,0182779
2	∴	698917,44	0,06847
3	∴	1471478,716	0,144155
4	∴	2446072,998	0,23963
5	∴	3571924,39	0,349927
6	∴	4805721,5	0,470797
7	∴	6111053,6	0,59867
8	∴	7459508,2	0,730778
9	∴	8829615,5	0,865003
10	266,665	10207612,08	1

1 = iteration.

niv _j	$F_{1j} = w_{1j}$	$K x_{1j}$	$e_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1,10}}$
1	5,46816	115731,176	0,01644
2	20,484	441437,511	0,06274
3	43,1265	945045,911	0,13432
4	71,6896	1595018,609	0,226706
5	104,6869	2360913,25	0,33556
6	140,847	3214137,427	0,456838
7	179,1029	4128451,07	0,58679
8	218,6253	5081380,82	0,72223
9	258,7812	6054642,87	0,86057
10	266,665	7035613,426	1

250

2 = iteration

nivj	$F_{2j} = W_{2j}$	$K \times z_j$	$e_{2j} = \frac{x_{2j}}{x_{2,10}}$
1	4,91832	114206,322	0,01641
2	18,7698	435746,2515	0,062617
3	40,1842	933144,573	0,13409
4	67,8231	1575418,88	0,226390
5	100,3888	2332614,656	0,33520
6	136,6713	3176498,784	0,456468
7	175,5487	4081174,174	0,586471
8	216,0681	5024162,506	0,72198
9	257,455	5988382,847	0,86054
10	266,665	6958863,414	1

3 = iteration.

nivj	$F_{3j} = W_{3j}$	$K \times z_j$	$e_{4j} = \frac{x_{3j}}{x_{3,10}}$
1	4,9093	114190,871	0,01641
2	18,733	435607,426	0,062614
3	40,1154	932853,75	0,13409
4	67,7286	1574941,074	0,22638
5	100,281	2331916,156	0,335193
6	136,560	3175583,391	0,456463
7	175,4533	4079975,221	0,586462
8	215,9933	5022902,617	0,7220
9	257,446	5986114,102	0,860456
10	266,665	6956921,664	1

~ 51 ~

4^e itération

NIV_j	$F_{4j} = W_{4j}$	$K \times x_{4j}$	$e_{5j} = \frac{x_{4j}}{x_{4,10}}$
1	4,9093	114165,855	0,01641
2	18,7321	435594,886	0,062614
3	40,1154	932826,80	0,13409
4	67,7268	1574895,38	0,22638
5	100,279	2331848,244	0,33519
6	136,559	3175437,289	0,45645
7	175,4508	4079905,364	0,5864628
8	215,9932	5022754,84	0,7220
9	257,420	5986257,482	0,86045
10	266,665	6956800,689	1

5^e itération.

NIV_j	$F_{5j} = W_{5j}$	$K \times x_{5j}$	$e_{6j} = \frac{x_{5j}}{x_{5,10}}$
1	4,9093	114165,855	0,01641
2	18,7321	435594,886	0,062614
3	40,1154	932826,80	0,13409
4	67,7268	1574895,38	0,22638
5	100,279	2331848,244	0,33519
6	136,559	3175437,289	0,45645
7	175,4508	4079905,364	0,5864628
8	215,993	5022754,84	0,7220
9	257,420	5986257,482	0,86045
10	266,665	6956800,689	1

252

Détermination des déplacements :

$$E_i = 348,246 \cdot 10^4 \text{ t/mm}^2 \quad I_{ex} = 41,444 \text{ m}^4, \quad I_{ey} = 25,51 \text{ m}^4$$

- Déplacements Longitudinaux :

$$x_j = \frac{K x_{xj}}{E \sum I_{ex}} \quad E \sum I_{ex} = 144327072 \text{ (t. m}^2\text{)}$$

- Déplacements transversaux :

$$x_j = \frac{K x_{sj}}{E \sum I_{ey}} \quad ; \quad E \sum I_{ey} = 88837554,6 \text{ (t. m}^2\text{)}$$

niv j	déplac ^s transvers. (mm)	déplac ^s Longit. (mm)
1	$7,91 \cdot 10^4$	$1,280 \cdot 10^3$
2	$3,018 \cdot 10^3$	$4,9 \cdot 10^3$
3	$6,46 \cdot 10^3$	0,0105
4	0,0109	0,0177
5	0,0161	0,0262
6	0,022	0,0357
7	0,028	0,0459
8	0,0348	0,0565
9	0,0414	0,0674
10	0,0482	0,0783

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

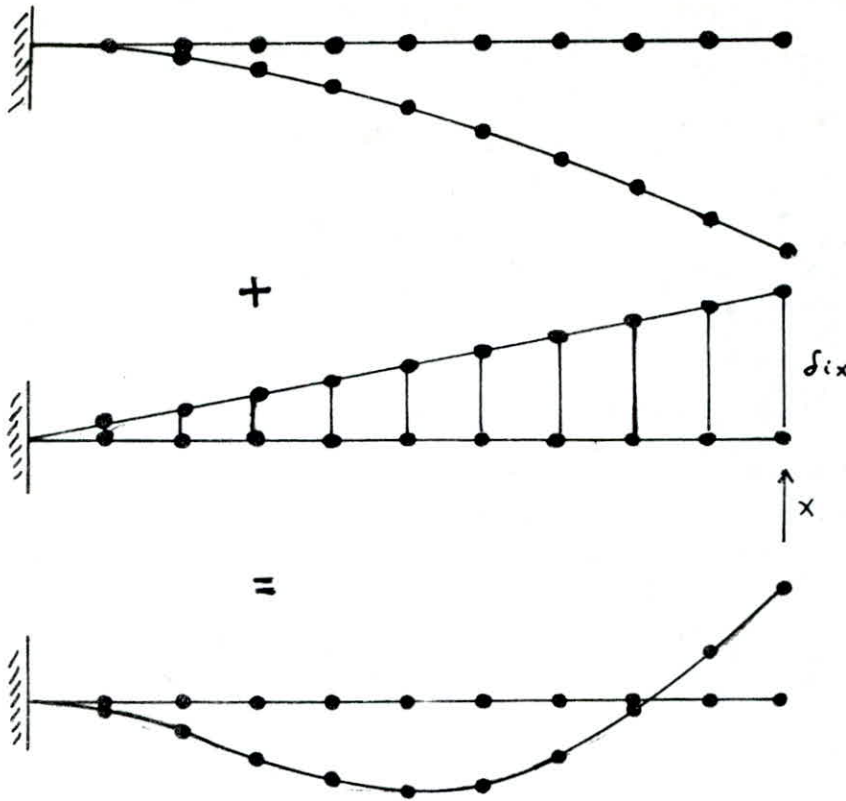
$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{x_{10,t}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,0482}{9,81}} = 0,44 \text{ s}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{x_{10,e}}{g}} = 2\pi \sqrt{\frac{0,0783}{9,81}} = 0,561 \text{ s}$$

$$T_t = 0,44 \text{ s.}$$

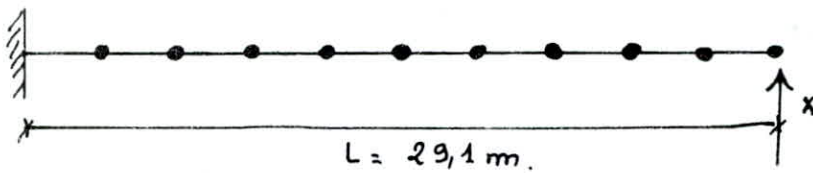
$$T_e = 0,561 \text{ s.}$$

- B. Calcul de la période du 2^e mode:

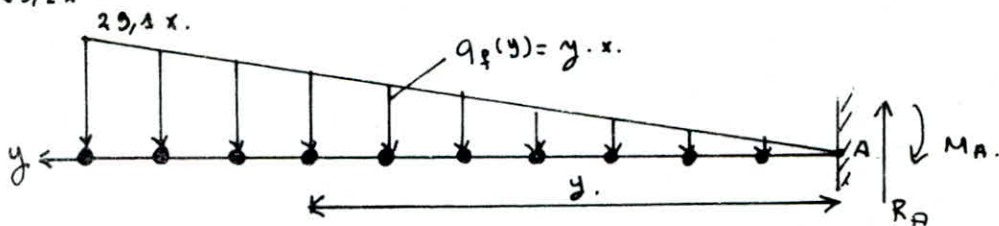
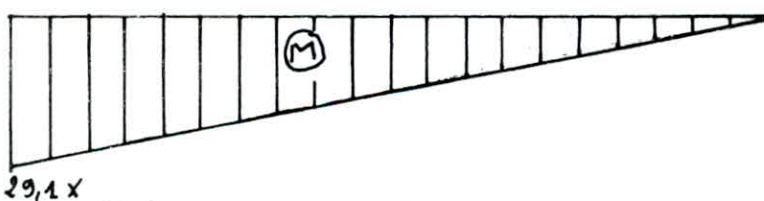


Les déformations du 1^{er} mode auxquelles on ajoute les déformations provoquées par une force x (à déterminer) nous donne la déformée du 2^e mode.

- Calcul des déformations sous x ;



après l'application de la force x , on obtient le diagramme des moments suivant. puis on applique la méthode de la poutre auxiliaire donc.



pour $q_f(y) = y \cdot x$. $R_A = x \frac{l^2}{2}$; $M_A = -x \cdot \frac{l^3}{3}$.

Poutre fictive: d'où l'équation du moment $M_2(y) = -M_A + R_A \cdot y - q_f(y) \cdot \frac{y}{2} \cdot \frac{y}{3}$

d'où $M_2^f(y) = -x \frac{l^3}{3} + x \frac{l^2}{2} \cdot y - \frac{x}{6} \cdot y^3 = v(y)$.

Les déplacements : $EI \delta_{ix} = M_f (y_i)$ avec $y_i = 29,1 - h_i$.

Sens transversal.

$\delta_{1x} =$	$8,252 \cdot 10^7$	X
$\delta_{2x} =$	$3,187 \cdot 10^6$	X
$\delta_{3x} =$	$6,914 \cdot 10^6$	X
$\delta_{4x} =$	$1,184 \cdot 10^5$	X
$\delta_{5x} =$	$1,778 \cdot 10^5$	X
$\delta_{6x} =$	$2,458 \cdot 10^5$	X
$\delta_{7x} =$	$3,207 \cdot 10^5$	X
$\delta_{8x} =$	$4,006 \cdot 10^5$	X
$\delta_{9x} =$	$4,84 \cdot 10^5$	X
$\delta_{10x} =$	$5,69 \cdot 10^5$	X

Sens longitudinal

$1,34 \cdot 10^6$	X
$5,177 \cdot 10^6$	X
$1,123 \cdot 10^5$	X
$1,923 \cdot 10^5$	X
$2,89 \cdot 10^5$	X
$3,99 \cdot 10^5$	X
$5,21 \cdot 10^5$	X
$6,509 \cdot 10^5$	X
$7,86 \cdot 10^5$	X
$9,246 \cdot 10^5$	X

Calcul de $x_i^{II} = x_i^I - \delta_{ix}$ avec $y_i = 31 - h_i$

Sens transversal

$x_1^{II} = x_1^I - \delta_{1x} =$	$7,91 \cdot 10^4 - 8,252 \cdot 10^7$	X
$x_2^{II} =$	$3,018 \cdot 10^3 - 3,187 \cdot 10^6$	X
$x_3^{II} =$	$6,46 \cdot 10^3 - 6,914 \cdot 10^6$	X
$x_4^{II} =$	$0,0109 - 1,184 \cdot 10^5$	X
$x_5^{II} =$	$0,0161 - 1,778 \cdot 10^5$	X
$x_6^{II} =$	$0,022 - 2,458 \cdot 10^5$	X
$x_7^{II} =$	$0,028 - 3,207 \cdot 10^5$	X
$x_8^{II} =$	$0,0348 - 4,006 \cdot 10^5$	X
$x_9^{II} =$	$0,0414 - 4,84 \cdot 10^5$	X
$x_{10}^{II} =$	$0,0482 - 5,69 \cdot 10^5$	X

Sens longitudinal :

$x_1^{II} =$	$1,28 \cdot 10^3 - 1,34 \cdot 10^6$	X
$x_2^{II} =$	$4,9 \cdot 10^3 - 5,177 \cdot 10^6$	X
$x_3^{II} =$	$0,0105 - 1,123 \cdot 10^5$	X
$x_4^{II} =$	$0,0177 - 1,923 \cdot 10^5$	X
$x_5^{II} =$	$0,0262 - 2,89 \cdot 10^5$	X
$x_6^{II} =$	$0,0357 - 3,99 \cdot 10^5$	X
$x_7^{II} =$	$0,0459 - 5,21 \cdot 10^5$	X
$x_8^{II} =$	$0,0565 - 6,509 \cdot 10^5$	X
$x_9^{II} =$	$0,0674 - 7,86 \cdot 10^5$	X
$x_{10}^{II} =$	$0,0783 - 9,246 \cdot 10^5$	X

d'après le principe d'orthogonalité des modes $\sum m_i (x_i^I - x_i^{II}) = 0$.

$$X = \frac{\sum_{i=1}^{10} m_i x_i^{II}}{\sum_{i=1}^{10} m_i \cdot x_i^I \cdot \delta_{ix}}$$

Sens transversal :

$$\sum_{i=1}^{10} m_i x_i^2 = 2,002$$

$$\sum_{i=1}^{10} m_i x_i^2 \delta_{ix} = 2,32 \cdot 10^3$$

$$\Rightarrow X = 863,11489.$$

Sens longitudinal :

$$\sum_{i=1}^{10} m_i x_i^2 = 5,30$$

$$\sum_{i=1}^{10} m_i x_i^2 \delta_{ix} = 6,128 \cdot 10^{-3}$$

$$\Rightarrow X = 864,747.$$

La déformée du 2^e mode :

Sens transversal

$$\begin{aligned} x_1^{\text{tr}} &= 7,775 \cdot 10^{-5} \\ x_2^{\text{tr}} &= 2,67 \cdot 10^{-4} \\ x_3^{\text{tr}} &= 4,92 \cdot 10^{-4} \\ x_4^{\text{tr}} &= 6,807 \cdot 10^{-4} \\ x_5^{\text{tr}} &= 7,53 \cdot 10^{-4} \\ x_6^{\text{tr}} &= 7,84 \cdot 10^{-4} \\ x_7^{\text{tr}} &= 3,199 \cdot 10^{-4} \\ x_8^{\text{tr}} &= 2,23 \cdot 10^{-4} \\ x_9^{\text{tr}} &= -3,74 \cdot 10^{-4} \\ x_{10}^{\text{tr}} &= -9,11 \cdot 10^{-4} \end{aligned}$$

Sens longitudinal :

$$\begin{aligned} x_1^{\text{lon}} &= 1,21 \cdot 10^{-4} \\ x_2^{\text{lon}} &= 4,23 \cdot 10^{-4} \\ x_3^{\text{lon}} &= 7,88 \cdot 10^{-4} \\ x_4^{\text{lon}} &= 1,07 \cdot 10^{-3} \\ x_5^{\text{lon}} &= 1,208 \cdot 10^{-3} \\ x_6^{\text{lon}} &= 1,196 \cdot 10^{-3} \\ x_7^{\text{lon}} &= 8,46 \cdot 10^{-4} \\ x_8^{\text{lon}} &= 2,136 \cdot 10^{-4} \\ x_9^{\text{lon}} &= -5,69 \cdot 10^{-4} \\ x_{10}^{\text{lon}} &= -1,65 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

période du 2^e mode :

$$\omega_2 = \sqrt{g \cdot \frac{\sum_{i=1}^n P_i x_i^{\text{tr}}}{\sum P_i x_i^{\text{tr}2}}}$$

Sens transversal :

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i^{\text{tr}} = 0,721 ; \quad \sum P_i x_i^{\text{tr}2} = 6,85 \cdot 10^{-4}$$

$$\omega_2 = 101,64 ; \quad T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,064.$$

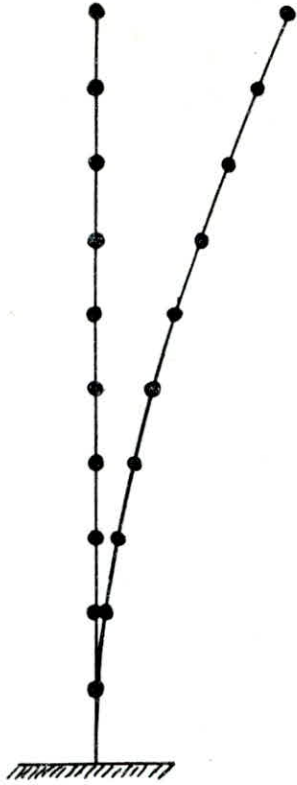
$$T_2 = 0,064.$$

Sens longitudinal :

$$\sum_{i=1}^{10} P_i x_i^{\text{lon}} = 0,84 ; \quad \sum_{i=1}^{10} P_i x_i^{\text{lon}2} = 2,443 \cdot 10^{-3}$$

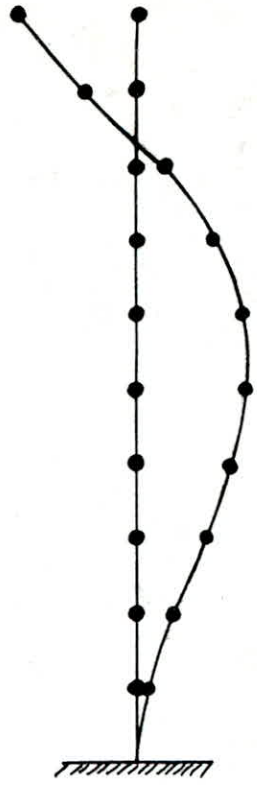
$$\omega_2 = 58,078 \cdot \text{s}^{-1} \Rightarrow T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = 0,1085.$$

$$T_2 = 0,1085.$$

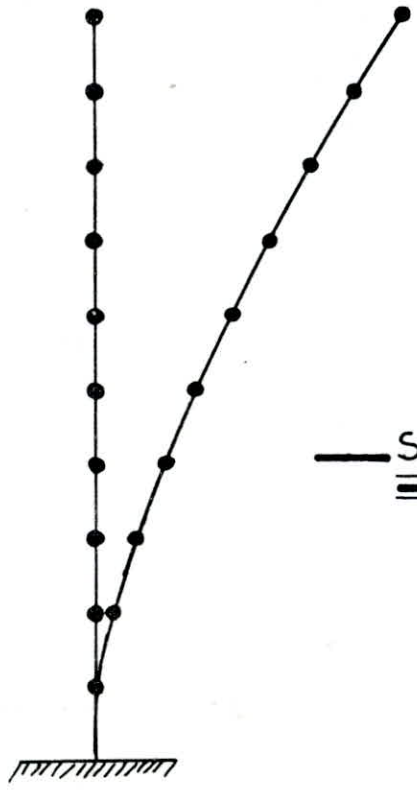


1^{er} Mode

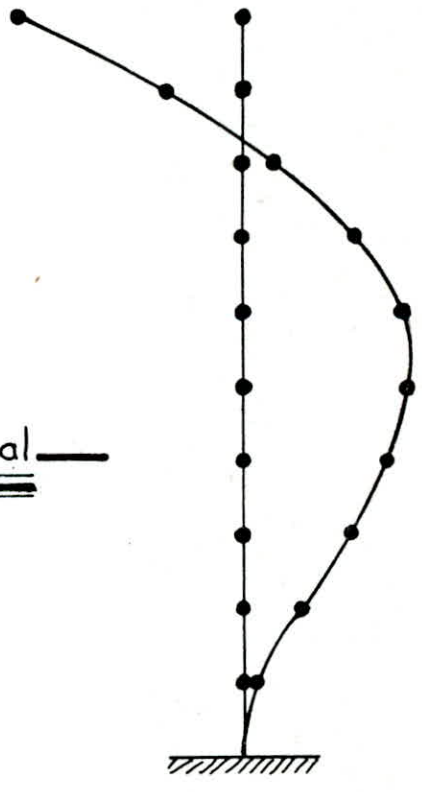
Sens transversal



2^{ème} Mode



Sens longitudinal



CHAPITRE 5

ETUDE AU
VENT:

Introduction:

Vu que notre bâtiment est situé dans une zone de faible sismicité nous avons vu nécessaire une étude au vent et il est probable que les effets du vent dépassent ceux du séisme. La construction est constituée par un bloc unique. La base au niveau du sol est rectangulaire de longueur $a = 21,52 \text{ m}$; de largeur $b = 15 \text{ m}$ (NV 65) (article 2-91)

La hauteur h différence entre niveau de la base de la construction et le niveau de la crête de la toiture est inférieure à 30 m (notre bâtiment $h = 29,1 \text{ m}$)

Les forces dues au vent dépendent principalement de l'ité, de l'existence ou non d'ouvrage voisins (effets de masque), de l'élançement du bâtiment, de la forme de toiture de la rugosité des parois; de la perméabilité (aire des ouvertures rapportée à l'aire totale et de la période propre).

L'action dynamique de vent inclut 3 types d'efforts:

- une action parallèle à l'action du vent : $T = \text{Trainée}$.
- une action perpendiculaire à l'action du vent : $L = \text{Derivée}$.
- une action verticale de soulèvement : $U = \text{portance}$

Détermination de l'effort de trainée T : Il s'agit d'un ouvrage prismatique à base supposée, assez légitimement rectangulaire.

Grand côté $a = 21,52 \text{ m}$ hauteur totale offerte
petit côté $b = 15,0 \text{ m}$ au vent $h = 29,10 \text{ m}$.

Les dimensions du bâtiment doivent vérifier les conditions suivantes:

$$-\frac{h}{a} > 0,25 ; \frac{h}{a} = 1,35 > 0,25 \quad (\text{vérifiée}).$$

$$-\frac{h}{a} \leq 2,5 \text{ et } \left(\frac{b}{a} \leq 0,4 \text{ et } \frac{h}{b} > 2,5 \right).$$

$$o) \frac{h}{a} = 1,35 < 2,5.$$

$$oo) \frac{b}{a} = 0,7 \text{ mais la condition } \frac{h}{b} = 1,94 < 2,5 ; \frac{h}{b} > 2,5 \text{ n'est pas vérifiée.}$$

Ces conditions étant réalisées les formules simplifiées sont applicables.

Effort de Trainée:

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

C_t : coefficient de trainée: il est lié aux effets aérodynamiques provoqués par la forme de la section transversale ou longitudinale, il dépend de celle-ci et de l'élançement de l'ouvrage, dans le cas présent d'ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse

C_t : est fixé comme $C_t = 1,38$. (NV 65 2,161,1).

γ_0 : coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme (R 05 NV 65).

- pour un vent perpendiculaire à la face "a"

$$\frac{b}{a} = \frac{15}{21,52} = 0,70$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = 1,35$$

$$\Rightarrow \gamma_0 = 1,00 \text{ d'où } C_t = 1,3.$$

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

Il est donné par $\beta = \theta(1 + \xi^2)$ qui est $\beta \geq 1$.
(N.V. 65.1.511)

pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exprimée dans notre cas de contreventements par voile en B.A par :

$$T_{x,y} = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_{x,y}}} \sqrt{\frac{h}{l_{x,y} + h}}$$

N.B. Il faut noter que pour l'étude au vent on a toujours intérêt à considérer des formules parfaites donnant T par excès et le contrairement à l'étude sismique pour laquelle on préfère, de manière sécuritaire, avoir T exacte ou bien légèrement par défaut.

1- vent longitudinal parallèle à l_x :

$$T_x = 0,08 \frac{29,1}{\sqrt{21,52}} \sqrt{\frac{29,1}{21,52 + 29,1}} = 0,38 \text{ sec.}$$

2- vent transversal parallèle à l_y :

$$T_y = 0,08 \frac{29,1}{\sqrt{15}} \sqrt{\frac{29,1}{15,29,1}} = 0,48 \text{ sec}$$

Le coefficient de réponse ξ est donné en fonction de la période (fig R103, NV65)

Bâtiment à densité normale de parois en B.A $\Rightarrow \begin{cases} \xi_x = 0,25 \\ \xi_y = 0,30. \end{cases}$

Le coefficient de pulsation γ est fonction de la hauteur H du niveau considéré il est donné pour l'échelle fonctionnelle (fig R104 NV 65) pour les ouvrages dont la hauteur n'excède pas 10 m ($0 \leq H \leq 10$ m)

On a : $\gamma = 0,36 =$ constante on s'intéresse aux niveaux:

(0, 4, 6, 8, 10) car les variations des facteurs sont faibles si on veut étudier chaque niveau :

niv	0	4	6	8	10
H(m)	0	11,64	17,46	23,28	29,1
γ	0,360	0,356	0,348	0,340	0,332

Le coefficient global θ dépend du type de construction. pour un bâtiment d'habitation il dépend de la cote H_s du sommet (NV65 1, 511)

$$\theta = 0,7 + 0,01(H_s - 30) = \begin{cases} 0,7 \text{ pour } H_s \leq 30 \text{ m} \\ 1 \text{ pour } H_s \geq 60 \text{ m} \end{cases}$$

dans notre cas $H_s = h = 29,1$ m $\theta = 0,7$

q : pression du vent : La pression normale du vent depend de la région où est implanté l'ouvrage du site et de la hauteur au dessus du sol au niveau considéré :

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$$

- Effet de site (K_s) zone normale $K_s = 1,00$ (NV 65, 1, 242)
- effet du masque (K_m) zone normale $K_m = 1,00$
- q_H : pression dynamique, agissant au niveau H au dessus du sol peut être lue sur le tableau (figure C IV 4 NV 65)

Région II } $H = 29,1 \text{ m}$ }
$$q_H = q_{10} \left(2,5 \frac{H+18}{H+60} \right)$$
 (fig C IV 4 NV 63)

$q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$ pression dynamique de base.

$q_H = 92 \text{ kg/m}^2$ pression normale.

Donc : $q = K_s \cdot K_m \cdot q_H = 92 \text{ kg/m}^2$.

N.B : la valeur du produit (Sq) doit demeurer comprise entre 30 et 170

$30 < Sq = 64,4 \text{ kg/m}^2 < 170$ vérifiée.

d : la largeur du maître-couple :

d : est la dimension plan du bâtiment suivant la direction du vent

- vent transversal : $d = a = 21,52 \text{ m}$.
- vent longitudinal : $d = b = 15,00 \text{ m}$.

Sous les coefficients étant déterminés on peut calculer l'effort de trainée T :

$$T = c_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d \text{ à chaque niveau H.}$$

Exemple de calcul : niveau $H = h = 29,1 \text{ m}$.

vent transversal : $c_t = 1,3$; $\xi_y = 0,30$; $\beta = 0,332$; $\theta = 0,70$.

$S = 0,7$; $q = 92 \text{ kg/m}^2$; $\beta = 0,7 (1 + 0,3 \cdot 0,332)$

$\beta = 0,769 < 1 \Rightarrow \beta = 1$.

$d = a = 21,52 \text{ m}$

$$T = 1801,65 \text{ kgf/ml.}$$

sens longitudinal :

$c_t = 1,3$

$\xi_x = 0,25$

$S = 0,7$

$\beta = 0,332$; $\theta = 0,7$; $\beta = 0,70 (1 + 0,25 \cdot 0,332) = 0,758$

$\beta = 1$.

$q = 92 \text{ kg/m}^2$

$d = b = 15 \text{ m}$

$$T = 1255,8 \text{ kgf/ml.}$$

$$\xi y = 0,30$$

$$\xi x = 0,25$$

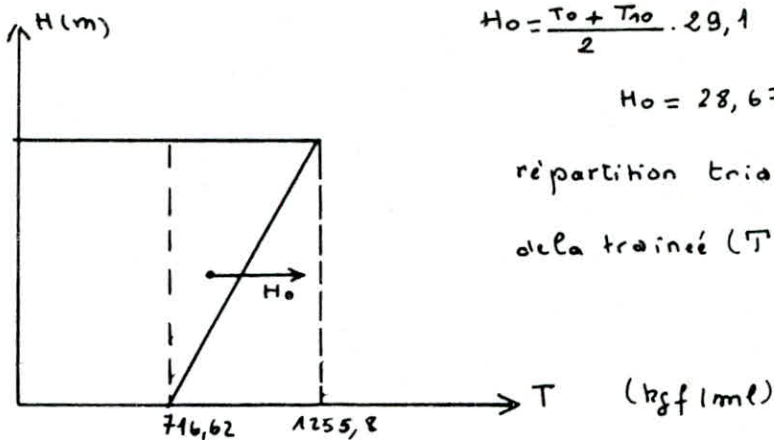
H(m)	z	$\lambda + \xi z = \Delta$	$\beta = \frac{\theta \Delta}{z}$	q (kg/m ²)	Vent transversal.		Verification	Vent Longitudinal	
					d(m)	$T = c_t \beta \delta q d$ kgf/m ²	$30 < \delta q < 170$	d(m)	$T = c_t \beta \delta q d$ kgf/m ²
0	0,360	1,108	1	52,50	21,52	1028,12	36,75	15,00	716,62
2,91	0,360	1,108	1	58,16	1	1138,96	40,71	1	793,88
5,82	0,360	1,108	1	63,33	1	1240,20	44,33	1	864,45
8,73	0,360	1,108	1	68,06	1	1332,83	47,64	1	929,02
11,64	0,350	1,106	1	72,40	1	1417,82	50,68	1	988,26
14,55	0,350	1,105	1	76,40	1	1496,15	53,48	1	1042,86
17,46	0,348	1,104	1	80,11	1	1568,81	56,07	1	1053,50
20,37	0,345	1,103	1	83,54	1	1636,00	58,48	1	1140,32
23,28	0,340	1,102	1	86,74	1	1698,64	60,71	1	1164,00
26,16	0,335	1,100	1	89,72	1	1757,00	62,80	1	1224,67
29,1	0,332	1,099	1	92	1	1801,65	64,4	1	1255,80

63

Réduction des efforts de trainée:

- a) vent longitudinal:

- Effort tranchant à la base



$$H_0 = \frac{T_0 + T_{10}}{2} \cdot 29,1 \text{ résultant de } T$$

$$H_0 = 28,67 \cdot 10^3 \text{ kgf.}$$

répartition triangulaire de la trainée (T).

- Moment de renversement:

$$M_{01} = (716,62 \times 29,1) \frac{29,1}{2} = 303,42 \cdot 10^3 \text{ kgf.m.}$$

$$M_{02} = \frac{(1255,8 - 716,62)}{2} \cdot 29,1 \times \frac{2}{3} \cdot 29,1 = 152,194 \cdot 10^3 \text{ kgf.m.}$$

$$M_0 = M_{01} + M_{02} = 455,614 \cdot 10^3 \text{ kgf.m.}$$

- Cas du vent extrême: La pression de base $q_H (H=10 \text{ m}) = q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$ sera majorée du coefficient de $\frac{7}{4} = 1,75$

d'où le vent extrême : $q_{10} = 1,75 \cdot 70 = 122,5 \text{ kg/m}^2$

- Coefficient de majoration dynamique:

- Vent normal $\beta = 1$

- vent extrême (pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamique extrêmes servent au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées par l'expression $[0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta$ au moins égale à l'unité ≥ 1 [NV 65; 1,512] ; donc $[0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta \geq 1$).

- vent extrême : $[0,5 + \frac{\theta}{2}] \beta = 0,85 \leq 1$ on prend 1 pour la majoration dynamique donc les réductions des efforts dans le cas extrême s'obtiennent par majoration directe de (1,75) des efforts normaux.

- vent normal : $\left\{ \begin{array}{l} H_0 = 28,67 \text{ t} \\ M_0 = 455,61 \text{ t.m} \end{array} \right. \Rightarrow \text{vent extrême} \left\{ \begin{array}{l} H_{0e} = 50,17 \text{ t} \\ M_{0e} = 797,31 \text{ t.m} \end{array} \right.$

b) vent transversal:

- Effort tranchant à la base: $H_0 = \frac{1028,12 + 1801,65}{2} \cdot 29,1 = 41,17t.$

moment de renversement:

$$\begin{cases} M_{01} = 435,311 \text{ t.m} \\ M_{02} = 218,344 \text{ t.m} \\ M_0 = 653,65 \text{ t.m.} \end{cases}$$

- vent normal: $H_0 = 41,17t.$
 $M_0 = 653,65 \text{ t.m} \rightarrow$ vent extrême $\begin{cases} H_{0e} = 72,04t \\ M_{0e} = 1143,38 \text{ tm} \end{cases}$

- Détermination des efforts de dérivé L (NY65.8,3):

L'effort de dérivé est une action perpendiculaire à l'action du vent; de type vibratoire et ayant lieu, pour des vitesses faibles. On admet arbitrairement qu'à partir d'une vitesse de 25 m/s. et plus la résonance diminue et devient quasiment impossible avec l'augmentation de la vitesse du vent. Cette action a été matérialisée par la théorie de KARMAN qui donne la période des tourbillons comme:

$$T_k = \frac{d}{S \cdot V} \quad (\text{pour les tubes circulaires})$$

- V: vitesse du vent
- d: largeur du maître couple.
- S: n° de Strouhal.
- S: coeff. de réduction
- c': coeff. de dérivé
- β' : coeff. de majoration dynamique tenant compte de l'amortissement
- q_a : pression dynamique critique correspondant à la vitesse de résonance.
- h: la hauteur de la construction.
- H: la cote du niveau considéré compte à partir du Sol.

$$L = S c_1 \beta' q_a d \frac{H}{h}$$

$$T_k = T = \frac{d}{S V_a} \quad V_a = \frac{d}{S T} \text{ vitesse critique.}$$

- vent longitudinal: $T = T_1 = 0,38s.$
 $d = 15,00 \text{ m.}$

N.B: nombre de Strouhal S; entre 0,25 et 0,30 dépend de la rugosité des surfaces de la forme de la construction, de la viscosité du fluide on prend:

$$S = 0,30 \text{ (plus défavorable)} \quad V_a = \frac{d}{S T} = \frac{15,00}{0,3 \cdot 0,38} = 131,58 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

vent transversal:

$$T = T_y = 0,48 \text{ sec.}$$

$$d = 21,52 \text{ m}; \quad V_u = 149,44 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

Les vitesses critiques V_u qui auraient pu créer la résonance sont situées à l'extérieur de la fourchette ($0 + 25 \text{ m/s}$); la mise en résonance est impossible et le calcul de la résonance est inutile.

N.B. Les forces équivalentes statiques de la traînée sont nettement plus faibles, que celles dues aux forces équivalentes statiques d'origines sismiques.

- Détermination de l'effort de portance U : c'est une action verticale perpendiculaire à la poussée du vent. C'est un effort de soulèvement pénétrant:

$$L_i = C_u \cdot S \cdot q \cdot S_u.$$

C_u : Coefficient de portance: Il s'écrit $C_u = C_i - C_e$

C_i : étant le coefficient de surpression interne sur le plancher terrasse pour une construction fermée (notre cas) et dont les parois ont une perméabilité $\mu \leq 5$, le coefficient de surpression intérieur s'écrit:

$$C_i = 0,6(1,8 - 1,380) = +0,3 \quad (\text{N.V.65 2, 141})$$

$$C_i = +0,3.$$

Le coefficient de dépression extérieure en fonction de l'inclinaison α de la toiture et du coefficient de correction γ_0 est sur le diagramme (fig R IV 6 N.V.65).

$$\alpha = 0^\circ \text{ (plancher terrasse)}$$

$$\gamma_0 = 1$$

=>

$$C_e = -0,5.$$

$$\text{Coefficient de portance } C_u = C_i - C_e = +0,3 - (-0,5) = +0,8.$$

$$C_u = +0,8$$

- S : coefficient de dimension: La plus grande dimension de la toiture est $L = 21,52 \text{ m}$ hauteur du Bâtiment $H = 29,10 \text{ m}$.
 $S = 0,7.$

- q : pression du vent q pression de base $q_{10} = 70 \text{ kg/m}^2$

$$\text{pour } H = 29,1 \text{ m} \Rightarrow q_H = q_{10} \left(2,5 \cdot \frac{H+18}{H+60} \right) = 92 \text{ kg/m}^2.$$

site normal $K_s = 1$

$$\text{Donc: } q = K_s \cdot q_H = 92 \text{ kg/m}^2.$$

S_u : Aire de la toiture dans notre cas elle est évalué à

$$S_u = 196 \text{ m}^2$$

- l'effort de soulevement s'écrit :

$$U = 10097,92 \text{ kg.}$$

Sous un vent normal donc : la portance $U = 10097,92 \text{ kg.}$

et pour le vent extrême on a : $U_e = 1,75U = 17671,36 \text{ kg.}$

Vérification:

Il faut vérifier que le poids mort du bâtiment

ou bien ses charges permanentes G dépassent

l'effort de portance c'est à dire : $G > U_e.$

$$G = 3130 \text{ t} \quad U_e = 17,671 \text{ t.}$$

Vérifié :

CHAPITRE 6

ETUDE AU SEISME

Introduction:

L'étude au "Seisme" la phase la plus importante pour le dimensionnement de la structure d'un bâtiment ; ceci car les efforts engendrés par le Seisme sont nettement plus dangereux pour les structures en béton armé, que ceux dus au vent d'une part ; d'autre part les contraintes engendrées par le Seisme sont plus déterminante au dimensionnement que celles engendrées par les forces verticales.

- L'évaluation réelle de ces efforts doit être basée sur l'utilisation d'accélérogramme adoptés au site de la Construction
- Une protection parasismique s'avère nécessaire, c'est ce qui a amené à la subdivision du territoire national en zones suivant la fréquence et l'intensité des Seismes déjà enregistrés.
- Ceci car dans l'état actuel des techniques de la Construction il est difficile d'envisager la prévention complète de tout désordre même dans le cas de Secousses d'intensité modérée.

I - Aperçu sur le règlement R.P.A 81:

I.1. Domaine d'application: Le règlement R.P.A 81. s'applique à toutes les Catégories de Constructions Courantes de Configuration simples et régulière. Cependant il n'est pas directement applicable aux Tours de grande hauteur, ponts, barrages, Ailes de réseaux de distribution d'électricité.

I.2. Composition du R.P.A 81: Le R.P.A. 81 est inspiré des règlements Américains et plus particulièrement le règlement (Californien). Il est issu de constatations in situ et procure une sécurité adoptée particulièrement aux zones de forte sismicités. D'autre part il présente des règles précises et importantes dans les différentes dispositions Constructives

Il divise l'Algérie en 4 zones

- . Zone III Orfèf (wilaya) + dairas de Cherchell et Tissemselt.
- . Zone II toutes les wilayas du nord à l'exception de ANNABA et Tlemcen et Bel ABBES.
- . Zone 0 sud et grand sud où le R.P.A ne s'applique pas.

I.3. Condition d'application: Le R.P.A. présente une méthode statique équivalente applicable à chaque fois que les Conditions de l'article 3.2.1.1 sont toutes vérifiées.

Remarque: Les forces sismiques données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du Seisme extrême.

- pour cela on associe à cette méthode une application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure.
- une ductilité suffisantes.
- la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.
- la ductilité: c'est l'aptitude d'un élément de la structure ou de la structure dans son ensemble à se déformer au delà de la limite élastique sans risquer de rupture soudaine et fragile.

II. force sismique minimum: (formule de base).

Le bâtiment est conçu et construit de manière à résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure conformément à la formule de base.

$$V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$$

II.1. A Coefficient d'accélération des zones: dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

- un bâtiment à usage d'habitation fait partie du groupe d'usage 2°
- le lieu d'implantation Ain Benian Zone sismique II

Le tableau 1 page 16 du RPA 81 version 83 donne $A = 0,15$.

II.2. B. facteur de Comportement de la structure: dépend du type et nature des contreventements " tableau 2, p 22 (RPA81 version 83)

- structure voiles porteurs la sollicitation est entièrement reprise par ces voiles.

$$B = \frac{1}{4} = 0,25$$

II.3. facteur d'amplification dynamique moyen: dépend du mode fondamental T et de la nature du sol. Le R.P.A considère un amortissement égal à 10% est donné " figure 4" page 17" pour un sol meuble.

- | | | |
|-------------------------------|-----------------|--------------|
| 1) <u>sans transversal</u> : | $T_y = 0,44 s$ | $D_y = 2$ |
| 2) <u>sens longitudinal</u> : | $T_x = 0,561 s$ | $D_x = 1,91$ |

II.4. Q facteur de qualité: est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de contreventement de ses symétries en plan, de la régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. La valeur Q est donnée par:

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

où $P_q = 0,1$ est la qualité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

N.B: pratiquement on souhaite que $\Phi \leq 1,3$.

- Critère 1: Conditions minimales des files porteuses:

- Ce critère est observé car il existe un trumeau (voiles V_{L1}) dont la hauteur d'étage sur large reste inférieur à 0,67

$V_{L1} : \frac{2,91}{4,62} = 0,62 < 0,67$ Sens Longitudinal

$V_{L2} : \frac{2,91}{5,53} = 0,526 < 0,67$ sens transversal.

- Sens Longitudinal: $P_{q1} = 0$

- Sens transversal: $P_{q1} = 0$.

- critère 2. Surabondance en plan:

- Sens longitudinal: ce critère n'est pas observé car nous n'avons pas 4 files de voiles $P_{q2} = 0,1$.

- Sens transversal: nous avons plus de 4 files de voiles (mais le rapport de la portée maximale au portée minimal $> 1,5$

$\frac{L_{V2}}{L_{V1}} = \frac{5,53}{3,03} \cdot 1,32 > 1,5$

$P_{q2} = 0,1$. d'où $P_{q2} = 0,1$ dans les deux directions

- critère 3. Symétrie en plan: ce critère est observé car les rapports ne dépassent pas 15% dans chaque direction pour les deux directions $P_{q3} = 0$.

- $e_x = 0,573 = 2,66\%$ de L_x .

- $e_y = 0,458 = 3,00\%$ de L_y .

- critère 4. régularité en élévation:

ce critère est observé, car le système de contreventement reste invariant pour chaque étage pour les deux directions:

$P_{q4} = 0$.

- critère 5. Control de la qualité des matériaux:

Ce critère est peu observé d'après les recommandations du C.T.C. sont respectés: Essai systématiques sur les matériaux, propriétés des granulats, dosage du béton bien calculé. pour les deux directions $P_{q5} = 0$.

- critère 6: Control de la qualité de la construction:

ce critère est peu observé car il existe un ingénieur assurant l'inspection des travaux, pour un tel bâtiment elle n'avère nécessaire pour les deux directions

$P_{q6} = 0$.

- Sens transversal : $Q_T = 1 + 0,1 + 0 = 1,1$.

- Sens longitudinal : $Q_L = 1 + 0,1 + 0 = 1,1$

II.5. W poids de la structure : la valeur comprend la totalité des charges (propres de la structure, poids des remplissages et revêtements, poids des équipements fixes.)

- force sismique longitudinale : (reprise par les voiles longitudinaux)

$$V_L = A.B.D_x Q_L W = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,91 \cdot 1,1 \cdot 3130,372 = 243,15 \text{ t.}$$

- force sismique transversale : (reprise par les voiles transversaux)

$$V_T = A.B.D_y Q_T W = 0,15 \cdot \frac{1}{4} \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 3130,372 = 258,255 \text{ t.}$$

III Distribution des forces latérales : la force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

- a) la force concentrée F_t : au sommet de la structure doit être déterminée par $F_t = 0,07.T.V$

- Le terme $(0,07T)$ doit toujours rester inférieur à $0,25$

- Si $T \leq 0,70 \Rightarrow 0,07T = 0,07 \cdot 0,7 = 0,049 \Rightarrow$ devient négligeable d'où on prend $F_t = 0$. (noté cas).

- b) la partie restante de l'effort horizontal V :

doit être distribuée sur la hauteur de la structure comme suit :

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_i)} \quad F_k: \text{effort horizontal au niveau } k.$$

- Cette force F_k devra être distribuée aux refends au prorata de leur inerties

- A chaque niveau désigné par k , la force F_k doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

Dans notre cas de masse concentrée à écart " h_c " constant on peut réduire la formule

$$F_k = \frac{(V - F_t) w_k \cdot h_c}{\left(\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_c \right)} \Rightarrow F_k = \frac{V \cdot w_k \cdot h_c}{\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_c)}$$

$$\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_c) = w_1 \cdot 1 + w_2 \cdot 2 + \dots + w_9 \cdot 9 + w_{10} \cdot 10 \quad \text{avec } w_1 = w_2 = \dots = w_9 = w_c$$

$$\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_c) = 45 \cdot w_c + 10 w_{10} = 45 \cdot 290,025 + 10 \cdot 261,518$$

$$\sum_{i=1}^n (w_i \cdot h_c) = 15666,305 \text{ t.}$$

force sismique longitudinale:

$$F_k = \frac{243,15 \cdot 290,025}{15666,305} \cdot k = 4,50135 \cdot k \quad k = (1, 9)$$

$$F_{10} = \frac{243,15 \cdot 261,518}{15666,305} \cdot 10 = 40,589 (t) \quad k = 10$$

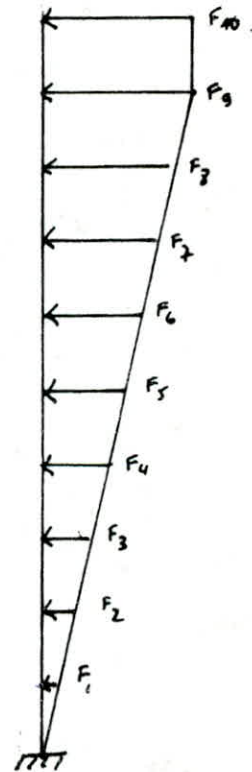
force sismique transversale:

$$F_k = \frac{258,255 \cdot 290,025}{15666,305} \cdot k = 4,78098 \cdot k \quad k = (1, 9)$$

$$F_{10} = \frac{258,255 \cdot 261,518}{15666,305} \cdot 10 = 43,1105 \quad (k = 10)$$

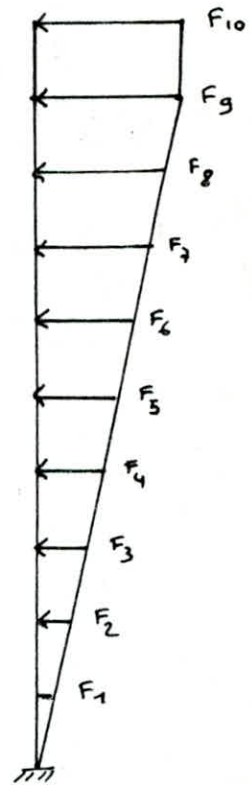
seisme transversal:

niv k	$F_k (t)$	$H_k (t)$ cumulé	$M_k (t \cdot m)$
10	43,1105	43,1105	0
9	43,0288	86,1393	125,451
8	38,2479	124,3872	376,116
7	34,4669	158,8541	738,083
6	28,6859	187,54	1200,348
5	23,9049	211,4449	1746,09
4	19,1239	230,5688	2361,395
3	14,3429	244,9117	3032,35
2	9,5619	254,4736	3745,043
1	4,7809	258,255	4485,56
R.D.C	0	258,255	5237,083



Seisme longitudinal:

nive	$F_k(t)$	$H_k(t)$ cumulé	$M_k(t.m)$
10	40,589	40,589	0
9	40,312	81,101	118,114
8	36,011	117,112	354,118
7	31,510	148,622	694,914
6	27,008	175,630	1127,404
5	22,507	198,137	1638,487
4	18,005	216,142	2215,067
3	13,504	229,646	2844,04
2	9,003	238,649	3512,31
1	4,501	243,15	4206,778
R.DL	0	243,15	4914,344

- vérification de l'article 3.3.1.2.2. RPA 81.

La valeur du facteur D_a pour la valeur de T_a calculée par la méthode approximative (Rayleigh) ne devra pas être inférieure à 80% de celle obtenue en utilisant les formules empiriques (3.3.A).

1. par la méthode de Rayleigh $D_a = \begin{cases} 2 & \text{sens transversal.} \\ 1,91 & \text{sens longitudinal.} \end{cases}$

2. formule empirique donnée par le R.P.A 81 est:

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \quad (3.3.A) \text{ p 20.}$$

- Sens transversal: $T_y = \frac{0,09 \cdot 29,1}{\sqrt{15}} = 0,676.A$

$D_e = 1,72$ car $D_a = 2 > 80\% D_e = 1,376$
vérifié

- sens longitudinal: $T_x = \frac{0,09 \cdot 29,1}{\sqrt{21,52}} = 0,564.A$

$D_e = 1,882$ vérifié car $D_a = 1,91 > 80\% D_e = 1,50$.

CHAPITRE 7

ÉTUDE AU

CONTREVENTEMENT

Introduction:

Assurer le contreventement d'un ouvrage c'est prendre les mesures adéquates que celle-ci dérivent du calcul ou des dispositions constructives pour assurer son bon comportement sous l'effet des forces horizontales il s'agit d'assurer d'une part que les déplacements horizontaux soient limités pour éviter les conflits structure remplissage (ce qui se pose surtout que les structures poutres-poteaux) d'autre part que les contraintes à tout point soient admissibles

Hypothèses de Calcul:

- Les planchers sont indéformables dans leur plan.
- Le nombre de planchers est assez grand pour pouvoir considérer que les efforts appliqués soient considérés comme une charge répartie (le nombre doit être au moins égale à 7 selon ALBAGES et GOULET)
- parfait encastrement à la base.
- Inertie constant en hauteur.
- Les voiles seront considérés comme des éléments plan (ayant une rigidité, que dans un sens).

Système de forces verticales:

Le R.P.A ne fait pas de significations au sujet de ce système de forces, mais effets sont inclus comme suit:

- La combinaison $G + Q + E$ comprend la stabilité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.
- La combinaison $0,8G \pm E$ tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.
- la valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques.

Système de couple de torsion d'ensemble:

L'effort sismique à chaque niveau s'appliquent au centre des masses, pu l'excentricité entre le centre des masses et le centre de flexion; cet effort crée une torsion d'ensemble.

Dans un premier calcul pour la vérification de l'effort tranchant dans les linteaux on obtenu pour le voile longitudinal V_1 (2 files d'ouvertures) une contrainte de cisaillement τ_d de l'ordre de 75 kg/cm^2 soit 2,3 fois la contrainte admissible du R.P.A. (33 kg/cm^2).

Le voile V_1 reprenait à lui seule 70% de l'effort tranchant horizontal.

- pour y remédier à ce problème des solutions ont été adoptés

1. réduction de la longueur du voile qui était initialement de (11,52 m) sans pour cela affecter l'aspect architectural à une nouvelle longueur de (9,30 m) soit une réduction de (2,22 m)

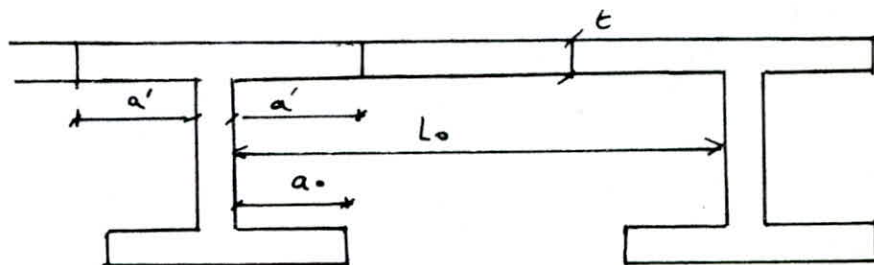
2. on a rajouté deux nouveaux voiles (V_2 et V_3) qui étaient initialement des façades (aussi sans affecter l'aspect architectural).

3. Pour diminuer le pourcentage repris par le voile V_{L5} , nous avons considéré pour les voiles longitudinales (V_{L2} ; V_{L2}' ; V_{L3} ; V_{L3}') l'influence des murs perpendiculaires, solution permise par le R.P. # 81.

Article 4.3.2.3: pour les calculs il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires en tenant compte des limitations ci-après.

La longueur du mur pris en compte de chaque côté doit être, la plus petite des valeurs indiquées ci-après.

$$a' \leq \text{Min} \left\{ 8t; \frac{L_0}{2}; a_0 \right\}.$$



Ces 3 solutions nous ont permis de diminuer l'effort tranchant dans le voile V_{L3} puisque les efforts excédentaires ont été réparties dans les autres voiles.

Nota: notre vérification préliminaire a été faite seulement avec l'effort du séisme.

Au chapitre "Calcul des linteaux" nous avons 2 voiles V_{L1} et V_{L2} (V_{L2}') dont les contraintes sont sensiblement supérieures à $\bar{\sigma}_s = 33 \text{ kg/cm}^2$. d'où on peut tolérer cet excès de contraintes.

Néanmoins notre vérification préliminaire aurait pu être plus rigoureuse si on avait considéré aussi les charges permanentes.

CALCUL DU CENTRE DE MASSE

1. poids des façades au niveau d'étape courant :

- briques creuses $1,4 \times 0,15 = 0,21 \text{ t/m}^2$
- enduit plâtre $0,02 \times 2 = 0,042 \text{ t/m}^2$

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

- $2F_1 0,25(3,76 \times 2,10 - 1,40 \times 1,20) = 1,554 \text{ t}.$
- $2F_2 0,25(3,32 \times 2,10 - 1,20 \times 1,40) = 1,323 \text{ t}.$
- $2F_3 0,25 \times 3,68 \times 2,70 = 2,484.$
- $2F_4 0,25 \times 3,84 \times 2,70 = 2,592$
- $2F_5 0,25 \times 1,23 \times 2,70 = 0,83.$
- $2F_7 0,25(3,84 \times 2,70 - 1,50 \times 1,60) = 0,337.$
- $2F_8 0,25(2,70 \times 0,50) = 0,337.$
- $2F_9 0,25 \times 2,70 \times 1,00 = 0,675$
- $F_9 0,25 \times 2,70 \times 1,50 = 1,012$
- $2F_{10} 0,25(2,70 \times 3,6 - 1,20 \times 2,10) = 1,800.$

Centre de masse du niveau terrasse:

données : $G + 1,2 P = 0,796 \text{ t/m}^2$.

Section	$x_i \text{ (m)}$	$y_i \text{ (m)}$	$S_i \text{ (m}^2\text{)}$	$M_i \text{ (t)}$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	1,8	10,18	24,515	19,514	35,125	198,653
1'	19,64	18,18	24,515	19,514	383,250	198,653
2	5,42	10,96	21,96	17,480	94,740	191,600
2'	16,1	10,96	21,96	17,480	281,420	191,600
3	8,92	9,93	16,23	12,920	115,238	128,286
3'	12,6	9,93	16,23	12,920	162,780	128,286
4	2,63	2,96	25,26	20,107	52,881	59,516
4'	18,17	2,96	25,26	20,107	365,340	59,516
5	5,19	2,96	20,73	16,500	85,630	48,840
5'	14,33	2,96	20,73	16,500	236,44	48,840
6	9,11	6,72	8,05	6,407	58,375	43,060
6'	17,49	6,72	8,05	6,407	112,070	43,060
7	5,15	6,42	1,74	1,385	7,133	8,892
7'	18,36	6,42	1,74	1,385	25,429	8,892
8	10,76	5	15,92	12,672	136,350	63,360
9	11,63	1,96	4,45	3,542	41,195	6,942

$$\left\| \begin{aligned} \sum M_i &= 209 \text{ t} \\ \sum M_i x_i &= 2193,4 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \sum M_i y_i &= 1428 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\| \begin{aligned} x_G &= \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 10,5 \text{ m} \\ y_G &= \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 6,83 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Centre de masse de l'aqueduc : $G + 1,2P = 0,336 \text{ t/ml}$.

Section	x_i (m)	y_i (m)	l_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	0,06	10,180	6,520	2,190	0,131	22,300
1'	21,46	10,180	6,520	2,190	47,013	22,300
2	3,700	14,220	1,560	0,524	1,938	7,451
2'	17,700	14,220	1,560	0,524	9,274	7,451
3	7,020	13,600	2,810	0,944	6,626	12,838
3'	14,500	13,600	2,810	0,944	13,688	12,838
4	10,760	12,130	7,360	2,473	26,610	30,000
5	0,060	2,960	5,420	1,821	0,109	5,400
5'	21,460	2,960	5,420	1,821	39,078	5,400
6	4,550	0,060	5,080	1,706	7,762	0,102
6'	14,950	0,060	5,080	1,706	25,504	0,102
7	2,730	0,560	2,600	0,873	2,383	0,488
7'	16,200	0,560	2,600	0,873	14,142	0,488
8	4,090	0,280	0,500	0,166	0,679	0,046
8'	18,430	0,280	0,500	0,166	2,893	0,046
9	12,470	0,280	0,480	0,161	2,00	0,045
10	11,660	0,540	3,300	1,108	12,930	0,598
11	1,015	7,000	2,030	0,682	0,692	4,774
11'	20,500	7,000	2,030	0,682	13,981	4,774
12	2,090	6,420	1,00	0,336	0,702	2,157
12'	19,430	6,420	1,00	0,336	6,528	2,157
13	1,730	5,860	0,600	0,201	0,347	1,177
13'	20,400	5,860	0,600	0,201	4,100	1,177
14	1,880	14,220	3,760	1,263	2,374	17,920
14'	19,640	14,220	3,760	1,263	24,805	17,920
15	5,420	14,940	3,320	1,115	6,043	16,658
15'	16,100	14,940	3,320	1,115	17,052	16,658

$$\left\{ \begin{aligned} \sum M_i &= 27,384 \text{ t} \\ \sum M_i x_i &= 289,4 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \sum M_i y_i &= 212,30 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} x_G &= 10,56 \text{ m} \\ y_G &= 7,75 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Centre de masse de la dalle des machines: $q = G + 1,2P = 0,796 \frac{t}{m^2}$

	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$\pi_i (t)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
dalle	10,01	1,96	2,284	22,868	4,477
mur A	9,03	1,96	1,900	17,15	3,720
mur B	10,00	0,56	1,640	16,40	0,920
mur C	10,83	2,28	1,900	20,60	4,330

$$\text{mur A} = 2,51 \times 1,9 \times 2,50 \times 0,16 = 1,9 t.$$

$$\text{mur B} = 1,64 \times 2,51 \times 2,5 \times 0,16 = 1,64 t.$$

$$\text{mur C} = 0,16 \times 2,5 \times 2,51 \times 1,9 = 1,9 t.$$

$$\left. \begin{array}{l} x_G = 9,97 \text{ m} \\ y_G = 1,74 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Centre de masse des garde-corps: On utilise des garde-corps en acier (métallique) $A_{\text{acier}} 7,85 \frac{t}{m^3}$

10 barres de $\varnothing 20 / ml.$

$$\left. \begin{array}{l} G = 0,113 t/ml \\ P = 0,1 t/ml \end{array} \right\} \begin{array}{l} G + 1,2P = 0,235 t/ml \end{array}$$

garde-corps	$x_i (m)$	$y_i (m)$	$l_i (m)$	$\pi_i (t)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
G.C1	2,73	0,50	2,60	0,605	1,651	0,302
G.C1'	18,79	0,50	2,60	0,605	3,700	0,302
G.C2	1,43	1,20	1,40	0,326	0,466	0,226
G.C2'	20,09	1,20	1,40	0,326	6,540	0,226

$$\sum M_i = 1,862 t$$

$$\sum M_i x_i = 12,35 t \cdot m$$

$$\sum M_i y_i = 1,056 t \cdot m$$

$$\left\| \begin{array}{l} x_G = 6,63 \text{ m} \\ y_G = 0,56 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$\left\| \begin{array}{l} x_G = 6,63 \text{ m} \\ y_G = 0,56 \text{ m} \end{array} \right.$$

Centre de masse des murs façades (étage courant) :

façades	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
F_1	1,880	13,365	1,554	2,920	20,770
F_1'	19,640	13,365	1,554	30,520	20,770
F_2	5,420	14,925	1,323	7,17	19,740
F_2'	16,100	14,925	1,323	21,300	19,740
F_3	8,920	12,110	2,494	22,15	30,08
F_3'	12,600	12,110	2,494	31,300	30,08
F_4	3,350	1,025	2,592	8,680	2,650
F_4'	18,170	1,025	2,592	47,096	2,650
F_5	4,640	0,075	0,830	3,85	0,062
F_5'	16,860	0,075	0,830	13,99	0,062
F_6	4,105	0,250	0,337	1,38	0,0842
F_6'	20,015	0,250	0,337	6,74	0,0842
F_7	7,190	0,075	1,992	14,320	0,149
F_7'	14,330	0,075	1,992	20,540	0,149
F_8	2,150	6,420	0,675	1,450	4,330
F_8'	19,370	6,420	0,675	13,074	4,330
F_9	11,660	1,450	1,012	11,800	1,460
F_{10}	8,920	10,560	1,800	16,056	19,008
F_{10}'	1,880	10,560	1,800	22,680	19,008

$$\sum M_i = 23t$$

$$\sum M_i x_i = 305,016 t \cdot m^2$$

$$\sum M_i y_i = 195,206 t \cdot m^2$$

$$x_g = 13,26 m$$

$$y_g = 8,48 m$$

Centre de masse de dalles de l'étage Courant:

$G = 1,2 P = 0,808 \text{ t/m}^2$: Loggia : $G = 1,2 P = 1,018 \text{ t/m}^2$.

dalles	x_i (m)	y_i (m)	S_i (m ²)	M_i (t)	$M_i \cdot x_i$	$M_i \cdot y_i$
1	1,80	10,18	24,51	19,8	35,640	201,56
1'	19,64	10,18	24,51	19,8	388,87	201,56
2	5,42	10,96	21,24	17,16	93,00	188,07
2'	16,10	10,96	21,24	17,16	276,27	188,07
3	8,92	9,93	16,23	13,11	116,940	130,200
3'	12,60	9,93	16,23	13,11	165,200	130,200
4	2,63	2,96	25,26	20,41	53,700	60,410
4'	18,17	2,96	25,26	20,41	370,85	60,410
5	5,19	2,96	21,54	17,40	90,300	51,500
5'	14,33	2,96	21,54	17,40	249,340	51,500
6	9,110	6,72	8,05	6,50	59,210	43,700
6'	17,490	6,72	8,05	6,50	113,700	43,700
7	5,150	6,42	1,74	1,40	7,210	8,900
7'	18,360	6,42	1,74	1,40	25,700	8,900
Loggia (a)	3,340	1,20	5,97	6,07	20,300	7,300
Loggia (b)	18,17	1,20	5,97	6,07	110,450	7,300
Mezzain (D)	8,92	11,34	6,12	6,23	55,600	70,650
Mezzain (E)	10,68	11,34	6,12	6,23	78,500	70,650

$\sum M_i = 216,174 \text{ t}$	$x_G = 10,68 \text{ m}$
$\sum M_i \cdot x_i = 2310,78 \text{ t} \cdot \text{m}$	$y_G = 6,98 \text{ m}$
$\sum M_i \cdot y_i = 1510 \text{ t} \cdot \text{m}$	

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

$G + 1,2P = 0,733 \text{ t/m}^2$

coliers: $G + 1,2P = 1,018 \text{ t/m}^2$

Dalles	x_i (m)	y_i (m)	S_i (m ²)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
1	1,800	10,18	24,515	17,970	32,34	182,930
1'	19,64	10,18	24,515	17,970	352,93	182,930
2	5,420	10,96	21,960	16,096	87,24	176,41
2'	16,10	10,96	21,960	16,096	259,14	176,41
3	8,920	9,93	16,230	11,900	106,148	118,16
3'	12,600	9,93	16,230	11,900	149,940	118,16
4	2,630	2,960	25,26	18,510	48,700	54,800
4'	11,170	2,960	25,26	18,510	206,32	54,800
5	5,190	2,960	20,730	15,200	78,880	44,992
5'	14,330	2,960	20,730	15,200	217,810	44,992
6	9,110	6,720	8,050	5,900	53,750	39,650
6'	17,490	6,720	8,050	5,900	103,200	39,650
7	5,150	6,420	1,740	1,275	6,566	8,185
7'	18,360	6,420	1,740	1,275	23,409	8,185
8 (palea)	10,760	6,600	6,072	4,98	53,6	32,860
9 (volée)	8,330	4,735	2,457	2,60	21,66	12,311
9' (volée)	9,680	4,735	2,457	2,60	25,170	12,311

$$\left\{ \begin{aligned} \sum M_i &= 183,88 \text{ t} \\ \sum M_i x_i &= 1956,80 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \sum M_i y_i &= 1307,74 \text{ t} \cdot \text{m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} x_G &= 10,64 \text{ m} \\ y_G &= 7,11 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Centre de masse des voiles :

Voiles	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
V_{t_1}	0,08	10,250	6,369	0,509	65,30
V_{t_1}'	21,44	10,250	6,369	136,55	65,30
V_{t_2}	1,51	3,910	3,669	5,54	14,34
V_{t_2}'	20,01	3,910	3,669	73,410	14,34
V_{t_3}	3,84	10,880	6,20	23,80	67,45
V_{t_3}'	17,83	10,880	6,20	110,54	67,45
V_{t_4}	5,27	2,805	4,80	25,30	13,46
V_{t_4}'	16,25	2,805	4,80	78,00	13,46
V_{t_5}	7,00	11,20	7,60	53,20	85,12
V_{t_5}'	14,52	11,20	7,60	110,35	85,12
V_{t_6}	10,76	12,04	4,71	50,680	56,708
V_{t_7}	9,03	3,11	5,22	47,136	16,230
V_{t_7}'	12,5	3,11	5,22	65,25	16,230
V_{t_8}	10,68	1,43	4,17	23,97	3,103
V_{t_9}	5,760	7,60	11,20	64,51	85,120
$V_{t_{10}}$	5,27	5,84	4,545	23,95	26,542
$V_{t_{10}}'$	16,25	5,84	4,545	73,85	26,542
$V_{t_{11}}$	1,845	7	3,726	6,874	26,082
$V_{t_{11}}'$	19,715	7	3,726	73,458	26,082
$V_{t_{12}}$	9,86	0,55	1,944	19,168	1,070

$$\sum M_i = 104,28^t$$

$$\sum M_i x_i = 1065,24^t \cdot m$$

$$\sum M_i y_i = 775,044^t \cdot m$$

$$X_G = 10,21^m$$

$$y_G = 7,43^m$$

Centre de masse des voiles du vide sanitaire.

voiles	x_i (mm)	y_i (mm)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
v_{6_1}	0,08	19,18	3,893	0,311	39,630
$v_{6_1'}$	21,44	10,18	3,893	83,466	39,630
v_{6_2}	1,51	3,33	3,137	4,736	10,446
$v_{6_2'}$	20,01	3,33	3,137	62,771	10,446
v_{6_3}	10,885	3,84	4,829	52,563	18,543
$v_{6_3'}$	17,68	3,84	4,829	85,376	18,543
v_{6_4}	5,270	2,805	3,533	18,619	9,910
$v_{6_4'}$	16,25	2,805	3,533	57,411	9,910
v_{6_5}	7,00	11,26	4,373	30,611	49,239
$v_{6_5'}$	14,36	11,26	4,373	62,796	49,239
v_{6_6}	10,76	9,86	2,592	27,889	25,557
v_{6_7}	9,03	3,68	3,833	34,611	14,105
$v_{6_7'}$	12,49	3,68	3,833	47,874	14,105
v_{6_8}	10,83	11,435	0,96	10,396	11,377
v_{6_9}	1,70	1,265	0,192	0,326	0,242
$v_{6_9'}$	19,90	1,265	0,192	3,820	0,242
//					
v_{6_1}	1,88	10,75	5,650	10,622	60,737
$v_{6_1'}$	19,64	10,75	5,650	110,966	60,737
v_{6_2}	5,42	14,92	3,017	16,352	45,013
$v_{6_2'}$	16,10	14,92	3,017	48,573	45,013
v_{6_3}	8,92	12,11	2,160	19,267	26,157
$v_{6_3'}$	12,6	12,11	2,160	27,216	26,157
v_{6_4}	10,45	7,68	1,978	20,670	15,191
$v_{6_4'}$	1,885	7,0	1,978	3,728	13,846
v_{6_5}	19,63	7,00	1,050	20,611	7,35
$v_{6_5'}$	5,19	5,84	1,050	5,449	6,132
v_{6_6}	16,25	5,84	0,898	14,592	5,244
v_{6_7}	10,01	2,29	2,16	21,621	4,946
$v_{6_7'}$	10,1	0,33	2,16	21,816	1,144
v_{6_8}	11,50	1,43	1,349	15,513	1,929
$v_{6_8'}$	1,43	0,58	1,349	1,929	0,782

$\sum M_i = 86,758 \text{ t.}$

$\sum M_i x_i = 942,501 \text{ t.m}^2$

$\sum M_i y_i = 631,542 \text{ t.m}^2$

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

$y_G = 7,28 \text{ m.}$

Centre de masse des murs façades du R. D. C :

On a les mêmes façades que celles de l'étage courant car le R. D. C. est à usage d'habitation seulement la façade F_9 de l'étage courant n'existe pas dans le R. D. C.

donc il est nécessaire de la déduire :

$$\sum M_i x_i (\text{R. D. C.}) = \sum M_i x_i (\text{courant}) - M_i x_i (F_9) = 305,016 - 11,80 = 293,21.$$

$$\sum M_i y_i (\text{R. D. C.}) = \sum M_i y_i (\text{courant}) - M_i y_i (F_9) = 195,806 - 1,46 = 193,74.$$

$$\sum M_i (\text{R. D. C.}) = \sum M_i (\text{courant}) - M_i (F_9) = 23,0 - 1,012 = 21,98^t.$$

$$x_G = 13,33^m, \quad y_G = 8,811^m.$$

Centre de masse de l'étage R. D. C :

Elements	$M_i (t)$	$y_i (m)$	$x_i (m)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
planch. R.D.C	183,88	7,110	10,64	1956,80	1307,73
1/2 façade R.D.C	11,0	8,810	13,33	146,63	96,910
1/2 voirie Sup	48,415	7,460	10,170	492,455	361,44
Arrière V.6.	71,38	7,431	11,327	808,550	530,446
porte 1	4,979	6,600	10,760	53,574	32,860
1/2 porte 2	2,489	3,140	9,935	24,720	7,815
voies 1	2,600	4,73	9,760	25,370	12,300
voies 2	1,485	5,160	11,110	16,498	7,662
porte 3.	7,750	3,030	10,760.	83,690.	23,480.

$$\sum M_i = 333,978^t.$$

$$\sum M_i x_i = 3613,30^t \cdot m$$

$$\sum M_i y_i = 2380,636^t \cdot m$$

$$x_G = 10,81^m$$

$$y_G = 7,13^m.$$

Centre de masse de l'étage Courant niveau 9 :

(l'étage 9).

Elements	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
façades	13,26	8,48	23	305,016	195,206
plancher	10,68	6,98	216,174	2310,78	1510
palier 1	10,76	6,60	4,979	53,574	32,86
$\frac{1}{2}$ palier 2	9,935	3,14	2,489	24,720	7,815
voiles 1	11,11	4,73	2,60	28,88	12,30
voiles	10,21	7,43	104,28	1065,24	775,044
grande corps.	6,63	0,56	1,862	12,35	1,056

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M_i = 355,384 \text{ t} \\ \sum M_i x_i = 3800,56 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \sum M_i y_i = 2534,281 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 10,69 \text{ m} \\ Y_G = 7,13 \text{ m} \end{array} \right.$$

Centre de masse de la terrasse :

Elements	x_i (m)	y_i (m)	M_i (t)	$M_i x_i$	$M_i y_i$
Acrotère	10,56	7,75	27,384	289,4	212,30
pl. terrasse	10,49	6,83	209	2193,4	1428
lowl. ascens.	9,97	1,74	7,724	77,018	13,447
$\frac{1}{2}$ voiles	10,21	7,43	52,14	532,62	387,522
$\frac{1}{2}$ façades	13,26	8,48	11,5	152,49	97,52

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum M_i = 307,74 \text{ t} \\ \sum M_i x_i = 3244,93 \text{ t} \cdot \text{m} \\ \sum M_i y_i = 2138,79 \text{ t} \cdot \text{m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 10,54 \text{ m} \\ Y_G = 6,95 \text{ m} \end{array} \right.$$

Centre de masse de l'étage Courant de (1^{er} au 8^{er}):

(étage de 1 à 8) :

Elements	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i(t)$	$M_i x_i$	$M_i y_i$
plancher	10,68	6,98	216,174	2310,78	1510,00
façades	13,26	8,48	23,00	305,016	195,206
voiles	10,21	7,43	104,28	1065,24	775,044
palier 1	10,76	6,60	4,979	53,574	32,860
palier 2	10,76	3,14	4,978	53,563	15,630
voiles	10,43	4,73	5,20	54,25	24,600

$$\left\| \begin{aligned} \sum M_i &= 358,611 \text{ t.} \end{aligned} \right.$$

$$\left\| \begin{aligned} \sum M_i x_i &= 3842,423 \text{ t.m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\| \begin{aligned} \sum M_i y_i &= 2553,34 \text{ t.m}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\left\| \begin{aligned} x_G &= 10,71 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

$$\left\| \begin{aligned} y_G &= 7,12 \text{ m} \end{aligned} \right.$$

Centre de masse de chaque étage :

Elements	$M_G(t)$	$x_G(m)$	$y_G(m)$
niveau terrasse	307,74	10,54	6,95
niveau 9	355,384	10,69	7,13
niveau de 1 à 8	358,611	10,71	7,12
R. D.C.	333,978	10,81	7,13

calcul du centre de torsion

Définition: Le centre de torsion (ou centre élastique ou centre de rigidité, ou centre de gravité de moments d'inertie), d'un groupe de refends est caractérisé par 2 propriétés suivantes.

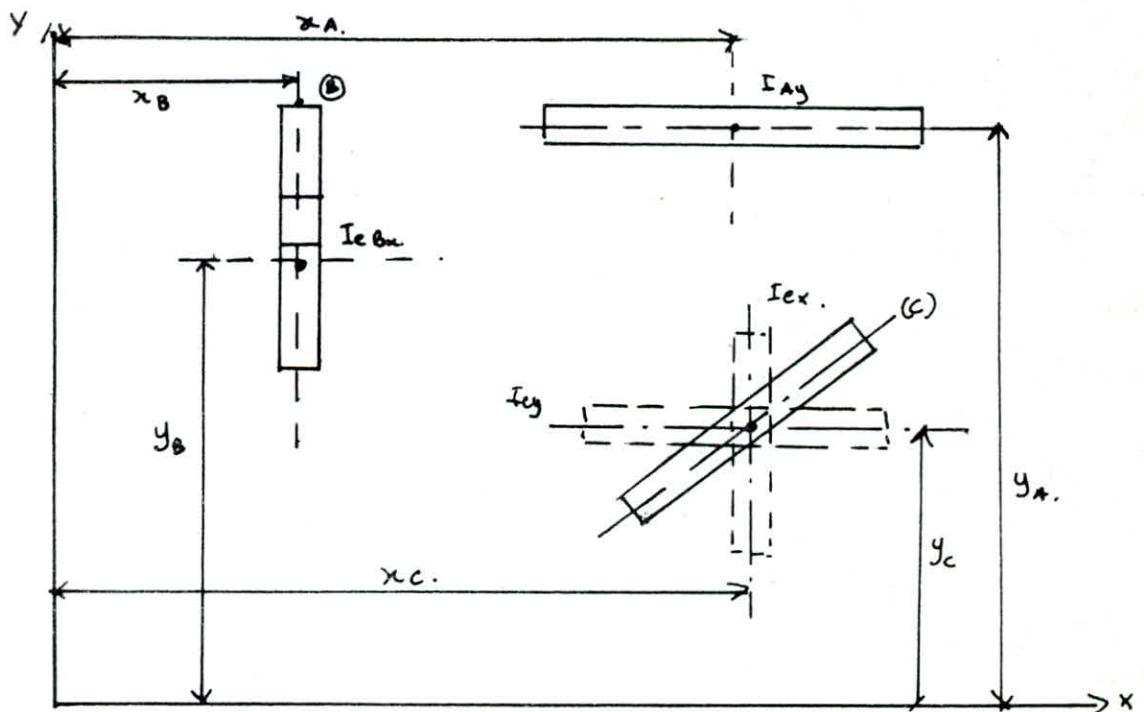
1. une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends. La direction de la translation est parallèle à la direction de la force.
2. un moment dont l'axe (verticale) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation θ .

Coordonnées du Centre de torsion:

Si le plan du niveau est lié au repère $(0; x, y)$ alors :

$$x_T = \frac{\sum (I_x \cdot x)}{\sum I_x} \qquad y_T = \frac{\sum (I_y \cdot y)}{\sum I_y}$$

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



Exemple:

$$x_T = \frac{I_{eBx} \cdot x_B + I_{ex} \cdot x_C}{I_{eBx} + I_{ex}}$$

$$y_T = \frac{I_{Ay} \cdot y_A + I_{ey} \cdot y_C}{I_{Ay} + I_{ey}}$$

v. transv.	I_{ex} (m^4)	x (m)	$I_{ex} \cdot x$ (m^5)	X (m)	$I_{ex} X^2$ (m^6)		v. Longit.	I_{ey} (m^4)	y (m)	$I_{ey} \cdot y$ (m^5)	Y (m)	$I_{ey} \cdot y^2$ (m^6)
v_{t1}	2,818	0,080	0,225	-10,70	322,175		v_{L1}	7,55	7,600	57,380	1,100	9,135
v_{t1}'	2,818	21,44	60,417	10,66	320,225		v_{L2}	6,771	5,840	39,542	-0,660	2,949
v_{t2}	0,7157	1,51	1,080	-9,27	61,502		v_{L2}'	6,771	5,840	39,542	-0,660	2,949
v_{t2}'	0,7154	20,01	14,321	9,23	60,972		v_{L3}	2,161	7,00	15,128	0,500	0,560
v_{t3}	5,667	3,840	21,761	-6,94	272,943		v_{L3}'	5,161	7,00	15,128	0,500	0,560
v_{t3}'	5,667	17,830	101,042	7,05	281,664		v_{L4}	0,088	0,55	0,048	-5,95	3,137
v_{t4}	2,028	5,270	10,690	-5,51	61,585			25,513		166,769		19,251
v_{t4}'	2,028	16,25	32,963	5,47	60,694							
v_{t5}	4,902	7,00	34,317	-3,78	70,049							
v_{t5}'	4,902	14,52	71,184	3,74	68,574							
v_{t6}	1,105	10,16	11,889	-0,02	4,42.10 ⁴							
v_{t7}	3,992	9,03	36,047	-1,75	12,225							
v_{t7}'	3,992	12,5	49,90.	1,72	11,810							
v_{t8}	0,091	10,68	0,976	-0,1	9,14.10 ⁻⁴							
	$\Sigma = 41,444$		$\Sigma = 446,817$		$\Sigma = 1604,42$							

$$x_T = \frac{\sum I_{ex} \cdot x}{\sum I_{ex}} = \frac{446,817}{41,444} = 10,78 \text{ m.}$$

$$y_T = \frac{\sum I_{ey} \cdot y}{\sum I_{ey}} = \frac{166,769}{25,513} = 6,53 \text{ m.}$$

Le moment d'inertie polaire $J = \sum I_{ex} X^2 + \sum I_{ey} Y^2$.

$$J = 1623,671 \text{ m}^6$$

Calcul des excentricités dans les deux sens :

$$\left. \begin{array}{l} x_T = 10,78 \text{ m.} \\ y_T = 6,53 \text{ m} \end{array} \right\} \begin{array}{l} e_x = x_T - x_G \\ e_y = y_T - y_G \end{array} \quad \text{avec } \begin{cases} x_G \\ y_G \end{cases} \text{ Centre de masse.}$$

	terrasse	niveau 9	niveaux (1-8)	R.D.C.
x_G (m)	10,43	10,69	10,71	10,72
y_G (m)	6,88	7,13	7,12	6,82
e_x (m)	0,35	0,09	0,07	0,06
e_y (m)	-0,35	-0,60	-0,59	-0,29

La plus grande excentricité se trouve :

1. dans le sens (x-x) au niveau terrasse : $e_x = 0,35 \text{ m.}$

2. " " (y-y) " R.D.C. $e_y = 0,60 \text{ m.}$

$e_x = 0,35 \text{ m}$; $1,62\%$ de L_x ; $e_y = 0,60 \text{ m}$; 4% de L_y .

L'excentricité accidentelle fixée par le R.P.A 81 (Article 3.35.)

est 5% de la plus grande dimension. $e_a = 5\% \cdot 21,52 = 1,076 \text{ m.}$

L'excentricité à retenir pour le calcul est la plus grande des deux excentricités (calculée ; accidentelle) ; $e = \max(e_a ; e_c)$.

dans le sens (x-x) :

$e_x = \max(1,076 ; 0,35) = 1,076 \text{ m}$; $\rightarrow 5\%$ de L_x .

dans le sens (y-y) :

$e_y = \max(1,076 ; 0,60) = 1,076 \text{ m}$ $\rightarrow 7,17\%$ de L_y .

d'où : $e_x = e_y = 1,076 \text{ m.}$

Nota : D'après le même article 3.35. R.P.A 81. énoncé " les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés ".

Distribution des forces horizontales:

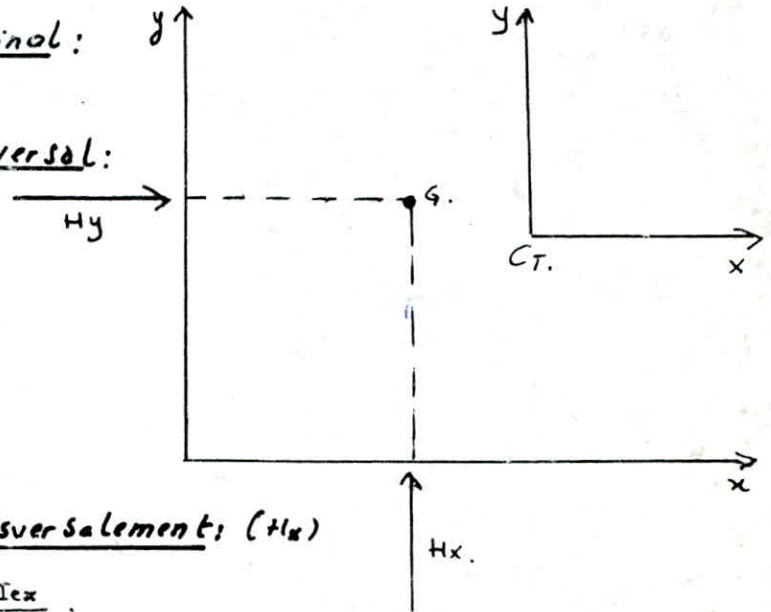
on considère une force horizontale de 100t dans chacune des deux directions du bâtiment, et le résultat trouvé pour un refend sera directement le pourcentage de la force extérieure réelle qui lui reviendra d'où on aura deux cas:

1°) force sismique Longitudinal:

$$H_y = 100t \text{ et } H_x = 0.$$

2°) force sismique transversal:

$$H_x = 100t \text{ et } H_y = 0.$$



- force sismique dirigée transversalement: (Hx)

Translation: $H'_x = H_x \cdot \frac{I_{ex}}{\Sigma I_{ex}}$

rotation: $H''_x = H_x \cdot e_x \cdot x \cdot \frac{I_{ex}}{J}$

$H''_y = H_x \cdot e_x \cdot y \cdot \frac{I_{ey}}{J} \rightarrow$ due à Hx dans (VL).

- force sismique dirigée Longitudinalement (Hy):

Translation: $H'_y = H_y \cdot \frac{I_{ey}}{\Sigma I_{ey}}$

rotation: $H''_y = H_y \cdot e_y \cdot y \cdot \frac{I_{ey}}{J}$

$H''_x = H_y \cdot e_y \cdot x \cdot \frac{I_{ex}}{J} \rightarrow$ due à Hy dans VL.

- forces totales

VL: $H_x = H'_x + H''_x$; $H_x = H''_{xy}$ due à Hy

VL: $H_y = H'_y + H''_y$; $H_y = H''_{xy}$ due à Hx.

Hy pour les voiles longitudinaux $M_T = H_y \cdot e_y$

Hx " " transversaux $M_T = H_x \cdot e_x$

Voiles	Jeg (mm)		x (cm)		y (cm)		Force de translation:		Force de rotation:		Force totale	
	x	y	x	y	x	y	H'	H''	H'	H''	H'	H''
V1	7,550	7,60	0	0	1,1	0	0	0	29,596	0	0,55	0
V2	6,771	5,84	5,84	5,84	-0,66	5,84	5,84	5,84	26,542	-0,296	26,542	26,542
V2'	6,771	5,84	5,84	5,84	-0,66	5,84	5,84	5,84	26,542	-0,296	26,542	26,542
V3	2,164	7,00	7,00	7,00	0,50	7,00	7,00	7,00	8,472	0,071	8,543	8,543
V3'	2,164	7,00	7,00	7,00	0,50	7,00	7,00	7,00	8,472	0,071	8,543	8,543
V4	0,088	0,55	0,55	0,55	-5,95	0,55	0,55	0,55	0,347	-0,394	0,347	0,347

Verif. f. Canon: $\sum H_y = 100t$; $\sum H_y = 0$

1°) Cas $H_y = A \cdot b \cdot t$; $H_x = 0$.
 $\sum I_{Jeg} = 25,51 \text{ m}^4$; $e_y = 1,076 \text{ m}$.
 $J = 1623,671 \text{ m}^6$

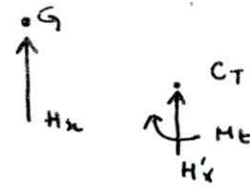
$H'_y = H_y \cdot \frac{\sum I_{Jeg}}{J}$

294-

$\vartheta = \text{Cas } H_x = 100 \text{ t} ; H_y = 0$

$\sum I_{e_x} = 41,444 \text{ m}^4 ; e_x = 1,076 \text{ m}$

$J = 1624,325 \text{ m}^6$



Voiles	v_{t_1}	v_{t_1}	v_{t_2}	v_{t_2}'	v_{t_3}	v_{t_3}'	v_{t_4}	v_{t_4}'	v_{t_5}	v_{t_5}'	v_{t_6}	v_{t_7}	v_{t_7}'	v_{t_8}	
I_{e_x} (m ⁴)	2,818	2,818	0,715	0,715	5,667	5,667	2,028	2,028	4,902	4,902	1,105	3,992	3,992	0,091	
x (m)	0,08	21,44	1,51	20,01	3,84	17,84	5,27	16,25	7,00	14,52	10,76	9,03	12,5	10,68	
y (m)	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
X (m)	-10,7	10,66	-9,27	9,23	-6,94	7,05	-5,51	5,47	-3,78	3,74	-0,02	-1,75	1,72	-0,10	
Y (m)	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	
force de translation	H_x'	6,800	6,800	1,727	1,727	13,674	13,674	4,895	4,895	11,829	11,829	-2,666	9,632	9,632	0,220
	H_y'	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
force de rotations	H_x''	1,997	-2,00	0,439	-0,437	2,605	-2,646	0,740	-0,735	1,227	-1,215	1,464.10 ⁻³	0,463	-0,455	6,05.10 ⁻⁴
	H_y''	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
force totales	H_x'	8,797	6,80	2,166	1,727	16,279	13,674	5,635	4,895	13,056	11,829	2,667	10,095	9,632	0,229
	H_y'	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

verification: $\sum H_x' = 100 \text{ t}$

$\sum H_x'' = 0,015 \approx 0$

3^e cas H_y^b due à $H_x = 100t$ et $H_y = 0$

$e_x = 1,076 \text{ m}$; $I_{ey} = 25,51 \text{ m}^4$

$J = 1623,671 \text{ m}^6$

voiles	H_{ey} (m^4)	x (m)	y (m)	X (m)	Y (m)	forces translations		forces de rotations		forces totales	
						$H'_x \%$	$H'_{xy} \%$	$H''_x \%$	$H''_{yx} \%$	$H_x \%$	$H_{yx} \%$
V_{L1}	7,55	0	7,6	0	1,10	0	0	0	0,55	0	0,55
V_{L2}	6,771	/	5,84	/	-0,66	/	/	/	-0,296	/	-0,296
V'_{L2}	6,771	/	5,84	/	-0,66	/	/	/	-0,296	/	-0,296
V_{L3}	2,161	/	7,00	/	0,50	/	/	/	0,071	/	0,071
V'_{L3}	2,161	/	7,00	/	0,50	/	/	/	0,071	/	0,071
V_{L4}	0,088	/	0,56	/	-5,95	/	/	/	-0,394	/	-0,394

verification : $\sum H''_{yx} = -0,03 \approx 0$

~ 96 ~

4° Cas H'_x due à $H_y = 100 t$ et $H_x = 0$.

$e_y = 1,076 m$; $I_{ex} = 41,444 m^4$

$J = 1624,325 m^4$



• G.

Voiles	v_{t1}	v'_{t1}	v_{t2}	v'_{t2}	v_{t3}	v'_{t3}	v_{t4}	v'_{t4}	v_{t5}	v'_{t5}	v_{t6}	v_{t7}	v'_{t7}	v_{t8}
$I_{ex} (m^4)$	2,818	2,818	0,715	0,715	5,667	5,667	2,028	2,028	4,902	4,902	1,105	3,992	3,992	0,091
$x (m)$	0,08	21,44	1,51	20,01	3,84	17,83	5,27	16,25	7,00	14,52	10,76	9,03	17,5	10,68
$y (m)$	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
$x (m)$	-10,7	10,66	-9,27	9,23	-6,94	7,05	-5,51	5,47	-3,78	3,74	-0,02	-1,75	1,72	-0,1
$y (m)$	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
f. de transl.	H'_y	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H'_x	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
f. de rotat.	H''_y	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H''_x	1,997	-2,00	0,439	-0,437	2,605	-2,646	0,740	-0,735	12,276	-1,215	$1,46 \cdot 10^3$	0,463	-3,306
f. totales	H'_y	0	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
	H'_x	1,997	-2,00	0,439	-0,437	2,605	-2,646	0,740	-0,735	12,276	-1,215	$1,46 \cdot 10^3$	0,463	-3,306

Vérification: $\sum H''_{xy} = 0,015 \approx 0$.

94

Calcul pratique des refends à une file d'ouvertures

Le cas général déjà étudié montre qu'il existe deux fonctions $\phi(\alpha, \xi)$ et $\psi(\alpha, \xi)$ génératrices respectivement des efforts tranchants τ dans les linteaux et des moments M dans les trumeaux.

A. Effort tranchant: à chaque niveau ξ il s'écrit $\tau(\xi) = \frac{H \cdot m \cdot l}{I} \phi(\alpha, \xi)$

$$\text{avec } \phi(\alpha, \xi) = 1 - \xi^2 - \frac{2}{\alpha^2} + \frac{2}{\alpha} \frac{\text{sh}(\alpha \xi)}{\text{ch}(\alpha)} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}[\alpha(1-\xi)]}{\text{ch}(\alpha)}$$

La valeur de $\phi(\alpha, \xi)$ est lue dans l'abaque de (M. Diver B. 23 a. page 105)

B. moment fléchissant: à chaque niveau ξ pour chacun des deux trumeaux on a:

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H \cdot z \cdot \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2cm}{I} \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$M_2(\xi) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H \cdot z \cdot \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2cm}{I} \psi(\alpha, \xi) \right)$$

$$\text{avec } \psi(\alpha, \xi) = \frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} + \frac{2\xi}{\alpha^2} - \frac{\alpha^2 - 2}{\alpha^3} \frac{\text{sh}[\alpha(1-\xi)]}{\text{ch}(\alpha)} - \frac{2}{\alpha^2} \frac{\text{ch}(\alpha \xi)}{\text{ch}(\alpha)}$$

La valeur $\psi(\alpha, \xi)$ est lue dans l'abaque de (M. Diver B. 23 b p. 105)

C. Effort normal: à chaque niveau ξ on a: $N = \Sigma \tau$ dans le cas général

Calcul pratique des refends à plusieurs files d'ouvertures:

Dans ce cas on néglige les déformations dues à l'effort normal dans les éléments de refends dans le but d'arriver à une expression du degré de monolithisme simple. A partir de la première étude détaillée (refend à une file d'ouverture) on peut généraliser le problème en considérant le refend à files multiples d'ouvertures en plusieurs refends à une seule file d'ouverture. Cette approche qui désolidarise partiellement le grand refend conduit à des résultats par excès relativement aux valeurs réelles.

Degré de concordance:
$$\omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)l} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$\alpha = \omega z$. dans notre cas les ouvertures correspondent à des portes dont la hauteur du linteau est $h_p = 81 \text{ cm}$; pour un même refend à inertie constante.

$$\omega^2 = \frac{6i}{h_p \sum_{i=1}^n I_i} \sum_{i=1}^n \left(\frac{C_i^2}{a_i^3} \right)$$

avec $h_p = h$
et $E = E'$

- A. effort tranchant: Au niveau ξ pour le linteau d'inertie i_1 .

$$\pi_1(\xi) = Ho.l. \frac{i_1 c_1}{\sum a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi(\xi)$$

Dans notre Cas: $i_1 = i_2 = \dots = i$.

on a:

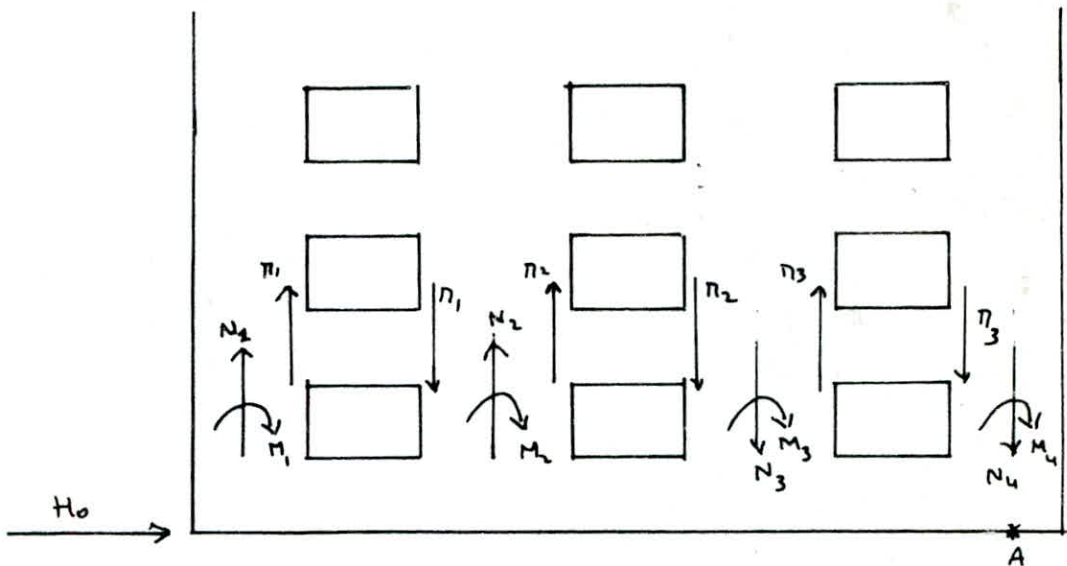
$$\pi_1(\xi) = \left(\frac{i_1 c_1}{a_1^3} \right) \cdot \frac{H \cdot h_e}{\sum_1 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} \right)} \phi(\xi)$$

- B. moment fléchissant: Au niveau ξ :

$$M_1(\xi) = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots} Ho.l. \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi(\xi) \right)$$

$$M_n(\xi) = \frac{I_n}{I_1 + I_2 + \dots} Ho.l. \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi(\xi) \right)$$

- C. effort normal:



$$N_1 = \sum \pi_1 ; N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 ; N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2 ; N_4 = \sum \pi_4$$

- vérification: A chaque niveau il faut vérifier que la somme des moments intérieurs reste égale au moment extérieur.

sur l'exemple de la figure, il faut vérifier l'équilibre extérieur par rapport au point A (la vérification se fait à la base des refends)

par: $M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_2(c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_3(c_2 + \dots)$

dans notre Cas on aura:

une file d'ouverture: $M = M_1 + M_2 + 2NC$

deux files d'ouvertures: $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(c_1 + c_2) + 2N_2 c_2$

boiles pleins

Voile V_{L6} $L = 4,36m$; $\% 2,667$.

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	3,345
8	0,8	10,031
7	0,7	19,684
6	0,6	32,013
5	0,5	46,568
4	0,4	62,970
3	0,3	80,872
2	0,2	99,880
1	0,1	119,629
R.O.C	0,0	139,673

Voile V_{L8} $L = 1,90m$; $\% 0,229$.

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	0,287
8	0,8	0,861
7	0,7	1,690
6	0,6	2,748
5	0,5	3,998
4	0,4	5,407
3	0,3	6,944
2	0,2	8,576
1	0,1	10,271
R.O.C	0,0	11,992

Voile $V_{L3} - V_{L3}'$ $L = 3,92m$; $\% 8,543$.

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	10,09
8	0,8	30,252
7	0,7	59,336
6	0,6	96,314
5	0,5	139,975
4	0,4	189,233
3	0,3	242,966
2	0,2	300,056
1	0,1	359,385
R.O.C	0,0	419,832

Voile $V_{L4} - V_{L4}'$ $L = 1,88m$; $\% 0,394$.

Niv	ξ	M
T	1,0	0
9	0,9	0,465
8	0,8	1,395
7	0,7	2,737
6	0,6	4,441
5	0,5	6,455
4	0,4	8,727
3	0,3	11,205
2	0,2	13,838
1	0,1	16,514
R.O.C	0,0	19,362

Voiles à 1 file d'ouverture

Voile VL1 L = 6,37 m % 8,797, 24 = 3,985, m₁ = 0,606
 Sa = 1,00 m²; I₁ = 0,035; I₂ = 0,7374; I₃ = 3,068 m⁴;
 Σ I_i = 0,7709 m⁴; C = 2,91 m.

Niv	ξ	A _ξ	ψ _ξ	Φ _ξ	π (t)	N (t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	$\frac{2m}{I} C \psi_{\xi}$
T	1,0	0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00
9	0,9	0,009	0,009	0,187	2,452	2,452	0,075	1,650	0,007
8	0,8	0,037	0,037	0,362	4,740	7,192	0,215	4,742	0,029
7	0,7	0,081	0,075	0,512	6,702	13,894	0,630	13,848	0,059
6	0,6	0,138	0,130	0,643	8,418	22,312	1,034	22,765	0,102
5	0,5	0,208	0,205	0,750	9,808	32,120	1,350	29,721	0,161
4	0,4	0,288	0,285	0,837	10,952	43,072	1,838	40,471	0,224
3	0,3	0,375	0,365	0,912	11,933	55,005	2,528	55,648	0,287
2	0,2	0,469	0,460	0,966	12,635	67,640	3,074	67,663	0,362
1	0,1	0,567	0,565	0,998	13,060	80,70	3,504	77,148	0,445
R.D.C	0,0	0,666	0,660	1,00	13,078	93,778	4,050	89,163	0,525

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$$M_1 + M_2 + 2NC = 466,918 \text{ t.m} \quad M_{ext} = 460,706 \text{ t.m.}$$

évaluation de l'erreur relative : elle est de 1,3% par défaut

2/101

Vitesse v_{E1} $L = 6,37^m$ % 6,80 $\Delta C = 3,985$, $m_i = 0,606$
 $I_1 = 0,0335$, $I_2 = 0,7337$, $\Sigma I_i = 0,771$, $I = 3,06^m$, $\rho = 2,97^m$

Niv	ξ	A_E	γ_E	φ_E	$\pi(t)$	$N(t)$	M_1	M_2	$\frac{2mC}{I} \gamma_E$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0	0	0	0	0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	1,901	1,901	0,058	1,279	0,007
8	0,8	0,037	0,037	0,362	3,675	5,576	0,167	3,676	0,029
7	0,7	0,081	0,075	0,512	5,196	10,772	0,487	10,736	0,059
6	0,6	0,138	0,130	0,643	6,526	17,298	0,801	17,650	0,102
5	0,5	0,208	0,205	0,75	7,604	24,902	1,047	23,042	0,161
4	0,4	0,288	0,285	0,837	8,491	33,393	1,425	31,376	0,224
3	0,3	0,375	0,365	0,912	9,251	42,644	2,405	52,948	0,267
2	0,2	0,469	0,465	0,966	9,796	52,440	2,383	52,458	0,362
1	0,1	0,567	0,565	0,998	10,125	62,565	2,717	59,812	0,445
R.D.C.	0,0	0,660	0,660	1,00	10,138	72,703	3,140	66,185	0,525

~102-

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$$M_1 + M_2 + 2NC = 359,046 \text{ t.m} \quad M_{ext} = 356,121 \text{ t.m.}$$

l'évaluation de l'erreur relative est de 0,8% par défaut.

Voir V_{E2} $L = 3,87 \text{ m}$; $\delta C_i = 2,535$; $\delta M_i = 0,253$
 $I_1 = 0,013$; $I_2 = 0,062$; $\delta I_i = 0,075$; $I = 0,718 \text{ m}^4$

miv	ξ	A_ξ	N_ξ	ϕ_ξ	$\eta(t)$	$N(t)$	M_1	M_2	$\frac{2mL}{I} \phi_\xi$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	1,053	1,053	0,048	0,227	0,008
8	0,8	0,037	0,037	0,362	2,035	3,088	0,114	0,535	0,033
7	0,7	0,081	0,075	0,512	2,872	5,965	0,402	1,874	0,067
6	0,6	0,138	0,130	0,643	3,614	9,579	0,631	2,945	0,116
5	0,5	0,208	0,205	0,750	4,211	13,790	0,717	3,346	0,183
4	0,4	0,288	0,285	0,837	4,702	18,492	0,947	4,417	0,255
3	0,3	0,375	0,365	0,912	5,123	23,615	1,407	6,560	0,326
2	0,2	0,469	0,460	0,966	5,425	29,040	1,665	7,764	0,411
1	0,1	0,567	0,565	0,998	5,607	34,647	1,800	8,300	0,505
R.D.C	0,0	0,666	0,660	1,0	5,615	40,262	2,182	10,174	0,590

21032

Vérification de l'équilibre externe à la base :

$$M_1 + M_2 + 2NC = 114,42 \text{ t.m} \quad M_{ext} = 113,43 \text{ t.m}$$

Évaluation de l'excès relative est de : 0,87% par défaut.

Voir V_{C_2} $L = 3,87m$; $\% 1,427$; $eC = 1,535$; $m_1 = 0,213$
 $I_1 = 0,013$; $I_2 = 0,062$; $\sum I_i = 0,0753$; $I = 0,7182 \text{ cm}^4$.

NiV	ξ	A_ξ	ψ_ξ	ϕ_ξ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$\frac{2mC}{I} \psi_\xi$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	0,859	0,859	0,039	0,181	0,008
8	0,8	0,037	0,037	0,362	1,661	2,520	0,080	0,373	0,033
7	0,7	0,081	0,075	0,512	2,349	4,869	0,318	1,484	0,067
6	0,6	0,138	0,130	0,643	2,950	7,819	0,495	2,305	0,116
5	0,5	0,208	0,205	0,750	3,437	11,256	0,561	2,615	0,183
4	0,4	0,288	0,285	0,837	3,838	15,094	0,755	3,522	0,255
3	0,3	0,375	0,365	0,912	4,182	19,276	1,106	5,515	0,326
2	0,2	0,469	0,460	0,966	4,427	23,704	1,312	6,116	0,411
1	0,1	0,567	0,565	0,998	4,577	28,281	1,403	6,543	0,506
R.D.C.	0,0	0,660	0,660	1,00	4,583	32,864	1,584	7,386	0,590

2104

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$$M_1 + M_2 + eNC = 92,28 \text{ t.m} \qquad M_{ext} = 90,444 \text{ t.m}$$

Évaluation de l'erreur relative est de: 2% par défaut.

Voile V_{E3} $L = 7,93$ m; $\gamma = 16,279$; $m_1 = 1,185$; $\alpha C_1 = 4,805$
 $I_1 = 0,170$; $I_2 = 0,797$; $\Sigma I_1 = 0,967$ m⁴; $I = 6,375$ m⁴.

Niv	E	A_E	N_E	ϕ_E	$\pi(t)$	$N(t)$	M_1	M_2	$\frac{2mC}{I} \psi$
T	1,0	0,10	0,0	0,0	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	4,050	4,050	0,453	2,115	0,007
8	0,8	0,037	0,037	0,362	7,828	11,878	1,08	5,037	0,032
7	0,7	0,081	0,075	0,512	11,068	22,946	3,886	18,134	0,063
6	0,6	0,138	0,130	0,643	13,901	36,747	6,045	28,209	0,110
5	0,5	0,208	0,205	0,750	16,197	53,044	7,556	35,262	0,143
4	0,4	0,288	0,285	0,837	18,086	72,130	10,147	47,352	0,241
3	0,3	0,375	0,365	0,912	19,708	90,836	14,250	66,494	0,309
2	0,2	0,469	0,460	0,966	20,866	111,702	17,056	79,592	0,390
1	0,1	0,567	0,565	0,998	21,568	133,27	18,784	87,652	0,480
R.D.C	0,0	0,666	0,660	1,00	21,596	154,866	22,886	106,794	0,560

105-

Vérification de l'équilibre extérieur à la base :

$M_1 + M_2 + 2NC = 873,811$ t.m $M_{ext} = 852,544$ t.m

Évaluation de l'erreur relative est : 2,5% par défaut.

Voile V_{t3} $L = 7,93 \text{ m}$; $\% 13,674$; $e_c = 4,805$; $m_1 = 1,125$
 $I_1 = 0,170 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,797 \text{ m}^4$; $\sum I_i = 0,967 \text{ m}^4$ $I = 0,375 \text{ m}^4$

NiV	ξ	$A\xi$	$\psi\xi$	$\phi\xi$	$\eta(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$\frac{e_m c \eta}{I}$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	3,401	3,401	0,381	1,777	0,0076
8	0,8	0,037	0,037	0,362	6,576	9,977	0,943	4,400	0,032
7	0,7	0,081	0,075	0,512	9,297	19,274	3,155	14,725	0,063
6	0,6	0,138	0,13	0,647	11,677	30,951	5,042	23,526	0,110
5	0,5	0,208	0,205	0,75	13,605	44,586	6,166	28,773	0,174
4	0,4	0,288	0,285	0,837	15,192	59,748	8,397	39,182	0,241
3	0,3	0,375	0,365	0,912	16,553	76,301	11,861	55,346	0,309
2	0,2	0,469	0,460	0,966	17,527	93,828	14,291	66,686	0,390
1	0,1	0,567	0,565	0,998	18,117	111,945	15,923	74,302	0,479
R.D.C.	0,0	0,660	0,660	1,00	18,140	130,085	18,172	84,796	0,560

r. 1062

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$M_1 + M_2 + eNC = 728,026 \text{ t.m}$

$M_{ext} = 714,338 \text{ t.m}$

Evaluation de l'erreur relative et de: 1,92% par défaut.

Voie VL4 L = 5,61 m % 5,635, ΔC = 3,25, m1 = 0,007
 I1 = 0,013; I2 = 0,714, ΣI1 = 0,727 m⁴, I = 2,043 m⁴.

Niv	E	A _E	ψ _E	φ _i	π(t)	N(t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)	$\frac{2mG\psi_2}{I}$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	1,585	1,585	0,030	1,621	0,006
8	0,8	0,037	0,037	0,362	3,064	4,649	0,100	5,404	0,024
7	0,7	0,081	0,075	0,512	4,322	8,981	0,255	13,720	0,048
6	0,6	0,138	0,130	0,643	5,441	14,422	0,425	22,865	0,083
5	0,5	0,208	0,205	0,750	6,340	20,762	0,588	31,596	0,132
4	0,4	0,288	0,285	0,837	7,080	27,842	0,812	43,652	0,183
3	0,3	0,375	0,365	0,912	7,714	35,556	1,091	58,620	0,234
2	0,2	0,469	0,460	0,966	8,168	43,724	1,340	71,923	0,296
1	0,1	0,567	0,565	0,998	8,442	52,166	1,579	84,840	0,363
R.D.C	0,0	0,666	0,660	1,000	8,453	60,620	1,873	100,609	0,424

2107

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$$M_1 + M_2 + eNC = 297,978 \text{ t.m} \quad M_{ext} = 295,109 \text{ t.m}$$

Evaluation de l'erreur relative est de: 0,97% par défaut.

D.O.C. V_{L4} $L = 5,61 \text{ m}$; $\% 4,895$; $\Sigma C = 3,225$; $m_1 = 944$
 $I_1 = 0,0133$; $I_2 = 0,714$; $\Sigma I_i = 0,727 \text{ m}^4$; $I = 2,043 \text{ m}^4$

Niv	ξ	A_{ξ}	γ_{ξ}	Φ_{ξ}	$T(\xi)$	$N(\xi)$	$M_1(\text{t.m})$	$M_2(\text{t.m})$	$\frac{\Sigma mC}{I} \psi_{\xi}$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,0097	0,009	0,187	1,377	1,377	0,026	1,407	0,006
8	0,8	0,037	0,037	0,362	2,662	4,039	0,086	4,658	0,024
7	0,7	0,081	0,075	0,512	3,764	7,803	0,219	11,809	0,048
6	0,6	0,138	0,130	0,643	4,727	12,530	0,365	19,610	0,083
5	0,5	0,208	0,205	0,750	5,508	18,038	0,511	27,447	0,132
4	0,4	0,288	0,285	0,837	6,150	24,188	0,702	37,740	0,183
3	0,3	0,375	0,365	0,912	6,701	30,889	0,941	50,561	0,235
2	0,2	0,469	0,460	0,966	7,095	37,984	1,162	62,442	0,296
1	0,1	0,567	0,565	0,998	7,334	45,318	1,367	73,421	0,363
R.D.C.	0,0	0,666	0,660	1,00	7,344	52,662	1,580	84,905	0,424

2108

Vérification de l'équilibre extérieur à la base :

$M_1 + m_2 + \Sigma NC = 256,32 \text{ t.m}$ $M_{ext} = 256,35 \text{ t.m}$.

Evaluation de l'erreur relative est de : 0 %

Voir Vt5 L = 7,17m ; $\Sigma I = 13,056$; $\Sigma C = 3,753$; $m_1 = 1,00$
 $I_1 = 0,345$; $I_2 = 0,797$; $\Sigma I = 1,142$ m⁴; $I = 4,903$ m⁴.

Niv	ξ	$A\xi$	$\Psi\xi$	$\phi\xi$	$\pi(t)$	$N(t)$	π_1	π_2	$\frac{\Sigma C m \Psi \xi}{I}$
T	1,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,00
9	0,9	0,0097	0,009	0,187	3,777	3,777	0,801	1,847	0,007
8	0,8	0,037	0,037	0,362	7,303	11,080	2,672	6,158	0,028
7	0,7	0,081	0,075	0,512	10,325	21,405	7,125	16,423	0,057
6	0,6	0,138	0,130	0,643	12,968	34,373	11,282	26,003	0,100
5	0,5	0,208	0,205	0,750	15,110	49,483	14,844	34,214	0,158
4	0,4	0,288	0,285	0,837	16,873	66,356	20,190	46,531	0,220
3	0,3	0,375	0,365	0,912	18,384	84,740	27,908	64,323	0,281
2	0,2	0,469	0,460	0,966	19,466	104,206	34,143	78,693	0,354
1	0,1	0,567	0,565	0,998	20,120	124,326	39,190	90,326	0,435
R.D.E.	0,0	0,666	0,660	1,00	20,146	144,472	46,909	108,117	0,508

Vérification de l'équilibre extérieur à la base :

$$M_1 + M_2 + 2NC = 697,229 \text{ t.m} ; \quad M_{ext} = 683,753 \text{ t.m}$$

Évaluation de l'excès relative est de : 1,97% par défaut.

$V_{01} = 0,365; V_{02} = 0,497; \sum I_i = 1,143; I = 4,903 \text{ m}^4$
 $L = 7,17 \text{ m}; \Delta C = 3,735; m_1 = 1,007$

$N; V$	E	A_E	ψ_E	ϕ_E	$\pi(L)$	$N(L)$	M_1	M_2	$\frac{2mC\psi_E}{I}$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,0097	0,009	0,187	3,422	3,422	0,753	1,736	0,007
8	0,8	0,037	0,037	0,362	6,817	10,039	2,233	5,146	0,0187
7	0,7	0,081	0,075	0,512	9,355	19,394	6,321	14,569	0,057
6	0,6	0,138	0,13	0,643	11,750	31,143	10,302	23,745	0,099
5	0,5	0,208	0,205	0,750	13,690	44,833	13,665	31,495	0,157
4	0,4	0,288	0,285	0,837	15,287	60,120	18,668	43,026	0,218
3	0,3	0,375	0,365	0,912	16,656	76,776	25,554	58,898	0,280
2	0,2	0,469	0,460	0,996	18,184	94,960	31,257	72,042	0,353
1	0,1	0,567	0,565	0,998	18,229	113,189	35,965	82,891	0,433
R.D.C.	0,0	0,660	0,660	1,00	18,253	131,442	41,398	95,415	0,506

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$M_1 + M_2 + 2NC = 627,748 \text{ t.m}$

$M_{ext} = 619,494 \text{ t.m}$

Evaluation de l'erreur relative est de : 1,33% par défaut.

~110~

V.D.C. V_{t7} $L = 7,37m$; $\% 10,095$; $2C_i = 4,155$; $m_1 = 0,302$
 $I_1 = 2,745$; $I_2 = 0,002$; $\sum I_i = 2,747m^4$; $I = 4,004m^4$

Niv	E	A_E	γ_E	ϕ_E	$\pi(t)$	$N(t)$	M_1	M_2	$\frac{2mC \gamma_E}{I}$
T	1,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	1,074	1,074	5,080	0,0036	0,003
8	0,8	0,037	0,037	0,362	2,077	3,151	19,711	0,0138	0,011
7	0,7	0,081	0,075	0,512	2,937	6,088	43,971	0,030	0,023
6	0,6	0,138	0,13	0,643	3,689	9,777	74,297	0,052	0,040
5	0,5	0,208	0,205	0,750	4,298	14,075	109,171	0,076	0,064
4	0,4	0,288	0,285	0,837	4,800	18,875	159,869	0,106	0,089
3	0,3	0,375	0,365	0,912	5,230	24,105	197,873	0,140	0,114
2	0,2	0,469	0,460	0,966	5,538	29,643	246,394	0,173	0,144
1	0,1	0,567	0,565	0,998	5,724	35,367	295,673	0,207	0,177
R.D.C	0,0	0,666	0,660	1,00	5,731	41,098	347,984	0,244	0,207

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$M_1 + M_2 + 2NC = 519,730 \text{ t.m}$ $M_{ext} = 528,683 \text{ t.m}$

Evaluation de l'erreur relative est de : 1,7 % par excès.

2/1/1

Voie V₆₇ L = 7,37 m; % 9,632; 2C = 4,153
 m₁ = 0,302; I₁ = 1,745; I₂ = 1,93.10³; 2I₁ = 3,49
 I = 4,004 m⁴.

Niv	ξ	A_{ξ}	ψ_{ξ}	ϕ_{ξ}	$\eta(\xi)$	$N(\xi)$	M_1	M_2	$\frac{2Cm\psi_{\xi}}{I}$
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,0097	0,009	0,187	1,025	1,025	4,991	0,004	0,003
8	0,8	0,037	0,0375	0,362	1,982	3,067	18,228	0,012	0,0118
7	0,7	0,081	0,075	0,512	2,803	5,810	41,593	0,03	0,023
6	0,6	0,138	0,13	0,643	3,520	9,330	70,311	0,049	0,0408
5	0,5	0,208	0,205	0,75	4,101	13,431	109,947	0,073	0,064
4	0,4	0,288	0,285	0,837	4,580	18,011	161,820	0,114	0,089
3	0,3	0,375	0,365	0,912	4,990	23,001	188,44	0,132	0,114
2	0,2	0,469	0,460	0,966	5,284	28,285	234,804	0,165	0,144
1	0,1	0,567	0,565	0,998	5,462	33,747	281,823	0,198	0,177
R.D.E.	0,0	0,660	0,660	1,00	5,469	39,216	327,68	0,230	0,207

Vérification de l'équilibre extérieur à la base:

$$M_1 + M_2 + 2NE = 490,85 \text{ t.m} \quad M_{ext} = 504,43 \text{ t.m}$$

Évaluation de l'excentricité relative est de: 2,76% par excès.

voiles à 2 piles d'ouvertures.

Voile V_{L1} L = 9,30^m / 30,146 ; e_{a1} = e_{a2} = 0,24^m
 e_{C1} = e_{C2} = 3,9^m ; I₁ = 0,045 ; I₂ = 13148 ; I₃ = 0,045
 I = 8,7056^{m⁴} ; Σ I_i = 1,045^{m⁴}.

M _{iV}	ξ	A _ξ	γ _ξ	φ _ξ	π ₁	π ₂	N ₁	N ₂	N ₃	M ₁	M ₂	M ₃
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,0097	0,009	0,1275	5,127	5,127	5,127	0,0	5,127	0,0643	1,278	0,0643
8	0,8	0,0373	0,037	0,2625	9,913	9,913	15,04	1/	15,04	0,0275	0,805	0,0275
7	0,7	0,081	0,075	0,512	14,015	14,015	29,055	3	29,055	0,552	16,102	0,551
6	0,6	0,138	0,13	0,643	17,603	17,603	46,658	6	46,658	0,735	21,47	0,735
5	0,5	0,208	0,205	0,750	20,510	20,510	67,168	1/	67,168	0,276	8,051	0,276
4	0,4	0,288	0,285	0,837	22,903	22,903	90,071	3	90,071	0,276	8,051	0,276
3	0,3	0,375	0,365	0,912	24,954	24,954	115,025	3	115,025	0,460	13,42	0,46
2	0,2	0,469	0,460	0,966	26,422	26,422	141,447	3	141,447	0,827	24,15	0,827
1	0,1	0,567	0,565	0,998	27,311	27,311	168,758	1/	168,758	0,184	5,367	0,184
R.D.C.	0,0	0,667	0,660	1,0	27,346	27,346	196,104	3	196,104	0,643	18,786	0,643

113-

Vérification de l'équilibre extérieur à la base :

M₁ + M₂ + 2NC = 1549,68 t.m. M_{ext} = 1481,48 t.m
 Evaluation de l'erreur relative est de : 4,6% par défaut.

voiles $V_{L2-V'_1}$ $L = 7,68 \text{ m}$ $\% 26,542$ $a_1 = a_2 = 0,67 \text{ m}$
 $\Sigma C_1 = \Sigma C_2 = 3,227 \text{ m}$; $I_1 = I_2 = 0,036 \text{ m}^4$; $I_2 = 0,36 \text{ m}^4$.
 $I = 7,576 \text{ m}^4$; $\Sigma I_0 = 0,43 \text{ m}^4$.

Niv	ξ	A_ξ	α_ξ	ϕ_ξ	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
9	0,9	0,009	0,009	0,187	4,990	4,990	5,270	/	5,270	0,110	1,10	0,110
8	0,8	0,037	0,037	0,362	9,650	9,650	15,461	/	15,461	0,047	0,471	0,047
7	0,7	0,081	0,075	0,512	13,644	13,644	29,869	/	29,869	0,943	9,433	0,943
6	0,6	0,138	0,130	0,643	17,137	17,137	47,966	/	47,966	1,257	12,570	1,257
5	0,5	0,208	0,205	0,750	19,967	19,967	69,051	/	69,051	0,471	4,716	0,471
4	0,4	0,288	0,285	0,877	23,362	23,362	93,721	/	93,721	0,471	4,716	0,471
3	0,3	0,375	0,365	0,912	24,293	24,293	119,375	/	119,375	1,572	15,722	1,572
2	0,2	0,469	0,460	0,966	25,722	25,722	146,538	/	146,538	1,415	14,150	1,415
1	0,1	0,567	0,567	0,998	26,588	26,588	174,615	/	174,615	0,314	3,144	0,314
R.D.C.	0,0	0,666	0,660	1,00	26,648	26,648	202,729	/	202,729	0,943	9,433	0,943

Vérification de l'équilibre extérieur à la base :

$$M_1 + M_2 + 2NC = 1440,426 \text{ t.m.} \quad M_{\text{ext}} = 1304,36 \text{ t.m.}$$

Évaluation de l'excès relative est de : 9,4% par défaut.

CHAPITRE 83

ETUDE DE VOILES

Introduction:

Les efforts à considérer pour l'évaluation du ferrailage de voiles sont les résultats de la superposition des efforts dus aux charges verticales et efforts induits par le séisme. Le séisme ayant un caractère alternatif on prendra un ferrailage symétrique.

Ainsi conformément au règlement au vigueur R.P.A 81 et à l'article 3.32 "Base de calcul des éléments structuraux" les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales sont données par :

$$G + Q + E$$

G: charge permanente

$$0,8G \pm E$$

Q: charge d'exploitation non pondérée

E: effets du séisme.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons de charges.

"Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite des effets de l'accélération verticale dus aux séismes, ses effets sont inclus comme suit:

- La 1^{re} combinaison comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

- La 2^{de} combinaison tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques. Créant des efforts de traction et de compression dans les voiles.

Les règles de Calcul Comme l'indique le D.T.U. 23,1 sont applicables aux parois et murs en béton panché de tous bâtiments qu'elle qu'en soit la destination sous réserve que :

- l'épaisseur a soit $12\text{ cm} \leq a \leq 120\text{ cm}$
- Longueur e $e \geq 5a$.
- l'élongement mécanique $\lambda \leq 80$.
- Longueur libre de flambement $l_f \leq 600\text{ cm}$.

et doivent sous réserve satisfaire aux règles parasismiques.

- Distribution des charges verticales sur les éléments de refends (trumeaux Pas des voiles avec files d'ouvertures)

Pour les voiles avec un (ou plusieurs) file(s) d'ouvertures la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leur longueurs.

$$V_i = V \cdot \frac{l_i}{l}$$

V : charge verticale totale qui s'applique sur le voile

V_i : charge verticale qui revient au trumeau i

l_i : longueur du trumeau i plus $\frac{1}{2}$ des longueurs des linteaux qui lui sont adjacents.

l : longueur totale du voile.

Voies pleines.

($N=0. \Rightarrow E_N=0$)

Niv	G _i (t)	P _i (t)	P _i d	G _i (t) ↓	P _{0i} ↓	E		G + P + E (E=0)	G + 1,1P
							M		
7	9,569	1,298	1,298	9,569	1,198	0	7,655	10,867	14,735
9	14,72	3,240	3,24	24,289	4,538	3,345	19,431	28,827	29,735
8	"	"	2,961	39,01	7,50	10,031	31,208	46,510	48,01
7	"	"	2,592	53,729	10,091	19,684	42,988	63,820	65,838
6	"	"	2,268	68,449	12,359	32,077	54,759	80,608	83,280
5	"	"	1,944	83,169	14,303	46,568	66,535	97,472	100,337
4	"	"	1,620	97,889	15,923	62,97	78,311	113,812	116,997
3	"	"	"	112,609	17,543	80,872	90,087	130,152	133,661
2	"	"	"	127,329	19,163	99,88	101,863	146,492	150,325
1	"	"	"	142,049	20,783	119,629	113,640	162,832	166,989
R.P.C.	13,730	2,27	2,27	155,78	23,053	139,673	124,624	178,833	183,444

Voies pleines L = 4,36m, G_{voies} = 4,72 t.

Voile $1/68$; $L = 1,90m$; $G_v = 2,17E$

Niv	$G_i(t)$	$P_i(t)$	$P_i d$	$G_i(t) \downarrow$	$P_i(t) \downarrow$	E		$0,8G-E$ ($E=0$)	$G+P+E$ ($E=0$)	$G+1,2P$
							M			
T	4,514	0,1	0,1	4,514	0,1	0		3,611	4,614	4,634
9	3,583	0,208	0,208	8,097	0,308	0,287		6,478	8,405	8,467
8	"	"	0,187	11,68	0,495	0,861		9,344	12,175	12,274
7	"	"	0,166	15,263	0,661	1,69		12,210	15,924	16,056
6	"	"	0,146	18,846	0,807	2,768		15,077	19,653	19,814
5	"	"	0,125	22,429	0,932	3,998		17,943	23,361	23,547
4	"	"	0,104	26,012	1,968	5,407		20,81	27,980	28,374
3	"	"	"	29,595	2,072	6,944		23,676	31,667	32,081
2	"	"	"	33,178	2,176	8,576		30,542	33,178	35,79
1	"	"	"	36,761	2,280	10,271		29,410	39,041	39,497
R.D.C.	2,6	0,146	0,146	39,361	2,426	11,992		31,490	41,787	42,272

119

Variables $V_{L3} - V_{L3}$ $L = 3,92 m$ $G_V = 6,825 t.$

NIV	$G_i(t)$	$P_i(t)$	$P_i d.$	G_{mb}	$P_{(t)} \downarrow$	E	$0,86 - E$ ($E=0$)	$G + P + E$ ($E=0$)	$G + 1,2P$
						M			
T	5,9	0,792	0,792	5,90	0,792	0	4,720	6,692	6,850
9	11,870	1,386	1,386	17,77	2,178	10,09	14,216	19,948	20,383
8	"	"	1,247	29,640	3,425	30,252	23,712	33,065	33,750
7	"	"	1,108	41,51	4,533	59,366	33,208	46,043	46,950
6	"	"	0,970	53,38	5,503	96,314	42,704	58,883	59,983
5	"	"	0,831	65,25	6,334	139,975	52,20	71,584	72,850
4	"	"	0,693	77,12	7,027	189,233	61,70	84,147	85,552
3	"	"	0,693	89,0	7,720	242,966	71,20	96,720	98,264
2	"	"	0,693	100,86	8,413	300,056	80,688	109,273	110,955
1	"	"	"	112,73	9,106	359,385	90,184	121,836	123,657
R.D.C	11,267	1,386	1,386	124,60	10,492	419,832	99,680	135,092	137,190

2120

Vorle V_{L4} $L = 1,88m$; $G_V = 1,944t$

Niv	$G_i(t)$	$P_i(t)$	$P_i d.$	$G(t) \downarrow$	$P(t) \downarrow$	E	$0,86 - E$ ($E=0$)	$G+P+E$ ($E=0$)	$G+1,2P$
						M			
T	0,454	0,067	0,067	0,454	0,067	0	0,363	0,521	0,521
9	1,944	0	0	2,398	0	0,465	1,918	2,465	2,478
8	"	"	"	4,342	"	1,395	3,474	4,409	4,422
7	"	"	"	6,286	"	2,737	5,029	6,353	6,366
6	"	"	"	8,230	"	4,441	6,584	8,297	8,310
5	"	"	"	10,174	"	6,455	8,139	10,241	10,254
4	"	"	"	12,118	"	8,727	9,694	12,185	12,198
3	"	"	"	14,062	"	11,205	11,250	14,129	14,142
2	"	"	"	16,006	"	13,837	12,805	16,073	16,086
1	"	"	"	17,950	"	16,574	14,360	18,017	18,03
P.D.C.	2,296	0,263	0,263	20,246	0,330	19,362	16,20	20,576	20,642

1211

Voiles à 1/6 d'ouverture

Niv	G _{i(t)}	P _{i(t)}	P _{i(tg)}	G	P	E		0,86-E	G+P+E	G+1,2P
						N	M			
Trameau 1 L ₁ = 1,36 m										
T	2,527	0,291	0,291	2,527	0,291	0	0	0,02	2,820	4,88
9	4,1031	0,509	0,509	6,558	0,80	2,452	0,075	2,79	9,810	7,52
8	"	"	0,458	10,589	1,258	2,192	0,215	1,20	19,04	12,10
7	"	"	0,407	14,620	1,665	13,894	0,62	-0,20	30,18	16,62
6	"	"	0,356	18,651	2,021	22,212	1,034	-7,39	42,98	21,08
5	"	"	0,305	22,682	2,326	32,420	1,35	-13,97	57,12	25,47
4	"	"	0,255	26,713	2,581	43,072	1,838	-21,70	72,37	29,81
3	"	"	"	30,744	2,886	55,005	2,528	-30,41	88,590	34,15
2	"	"	"	34,775	3,091	67,640	3,074	-39,82	105,51	38,480
1	"	"	"	38,806	3,346	80,700	3,504	-49,66	122,85	42,80
R.D.C	3,836	"	"	42,642	3,601	93,778	4,051	-59,66	149,02	46,96
Trameau 2 L ₂ = 3,81 m										
T	5,687	0,655	0,655	5,687	0,655	0	0	4,65	6,34	6,47
9	9,069	1,146	1,146	14,356	1,801	2,452	1,65	9,35	19,01	16,92
8	"	"	1,031	23,828	2,832	7,192	4,742	14,87	33,25	27,22
7	"	"	0,917	32,894	3,749	13,894	13,894	12,420	50,54	37,39
6	"	"	0,802	41,963	4,551	22,312	22,312	11,26	68,83	47,42
5	"	"	0,688	51,032	5,239	32,12	29,721	8,710	88,390	57,32
4	"	"	0,573	60,101	5,812	43,072	40,471	5,00	107,90	67,07
3	"	"	"	69,170	6,385	55,005	55,648	0,331	130,54	76,83
2	"	"	"	78,239	6,958	67,64	67,663	-5,05	152,84	86,59
1	"	"	"	87,308	7,531	81,07	77,148	-10,85	175,54	96,35
R.D.C	8,63	"	"	95,938	8,104	93,778	89,163	-17,276	197,82	106,70

Voile V₁. L = 6,37 m; 2a = 1,20 m G_v = 6,369 t

Voie Vt₂ L = 6,37 m; la = 1,20 m; Gv = 6,369 t

Niv	G _i (t)	P _i (t)	P _i (d _g)	G _i (t) ↓	P _i (t) ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
Trameau 1 la = 1,36 m											
T	2,527	0,291	0,291	2,527	0,291	0	0	2,016	4,016	2,812	2,870
9	4,031	0,509	0,509	6,558	0,8	1,901	0,0581	3,346	7,147	9,260	7,518
8	"	"	0,458	10,589	1,258	5,576	0,167	2,895	14,047	17,423	12,100
7	"	"	0,407	14,690	1,665	10,772	0,487	0,924	22,468	27,06	16,62
6	"	"	0,356	18,851	2,021	17,298	0,801	-2,217	32,378	38,17	24,276
5	"	"	0,305	22,682	2,326	24,902	1,047	-6,756	43,047	49,911	25,473
4	"	"	0,255	26,713	2,581	33,393	1,425	-12,022	54,763	62,687	29,810
3	"	"	"	30,744	2,836	42,644	2,405	-18,048	67,240	76,224	34,147
2	"	"	"	34,775	3,091	52,440	2,383	-24,12	80,26	90,306	38,484
1	"	"	"	38,806	3,346	62,565	2,717	-31,520	93,609	104,727	42,821
R.D.C	3,836	"	"	42,642	3,601	72,703	3,140	-38,589	106,846	118,946	46,963
Trameau 2 la = 3,81 m											
T	5,687	0,655	0,655	5,687	0,655	0	0	4,550	4,550	6,342	6,473
9	9,069	1,146	1,146	14,756	1,801	1,901	1,279	9903	13,705	18,458	16,92
8	"	"	1,031	23,825	2,832	5,576	3,676	13,574	24,636	32,233	27,223
7	"	"	0,917	32,894	3,749	10,772	10,736	15,543	37,087	47,415	37,393
6	"	"	0,802	41,863	4,551	17,298	17,650	16,472	50,868	63,812	47,424
5	"	"	0,688	51,032	5,239	24,902	23,043	15,923	65,727	81,173	57,320
4	"	"	0,573	60,101	5,812	33,393	31,576	14,687	81,473	99,306	67,075
3	"	"	"	69,170	6,385	42,644	52,948	12,692	97,98	118,2	6,832
2	"	"	"	78,239	6,958	52,440	52,458	10,751	115,031	137,637	86,60
1	"	"	"	87,308	7,531	62,565	59,812	7,281	132,411	157,404	96,346
R.D.C	4,221	"	"	92,377	6,104	72,703	66,185	4,398	149,804	177,184	10,61

Voile Vt_2 $L = 3,87$ m ; $2a = 1,20$ m ; $G_v = 3,669$ t.

	Niv	$G_i(t)$	$P_i(t)$	$P_i(t_g)$	$G(t) \downarrow$	$P(t) \downarrow$	E		$0,86 - E$	$0,86 + E$	$G + PE$	$G + 1,2E$
							N	M				
Trumeau 2 $L_2 = 1,67$ m	T	3,931	0,445	0,445	3,931	0,445	0	0	3,144	3,144	4,376	4,465
	9	5,225	1,05	1,05	9,656	1,495	1,053	0,227	6,671	7,777	12,204	11,45
	8	"	"	0,945	15,381	2,44	3,088	0,535	9,216	15,392	20,909	18,309
	7	"	"	0,84	21,106	3,28	5,965	1,874	10,919	22,850	30,351	25,042
	6	"	"	0,755	26,831	4,015	9,579	2,945	11,875	31,043	40,425	31,650
	5	"	"	0,630	32,556	4,645	13,79	3,346	12,254	39,834	50,931	38,130
	4	"	"	0,525	38,281	5,17	18,492	4,417	12,132	49,116	61,943	44,483
	3	"	"	0,525	44,006	5,695	23,615	6,560	11,529	58,820	73,316	50,84
	2	"	"	0,525	49,731	6,22	29,04	7,764	10,744	68,824	84,991	57,195
	1	"	"	0,525	55,456	6,745	34,647	9,300	9,717	79,011	96,848	63,55
	R.O.C	5,386	1,05	1,05	60,242	7,795	40,262	10,174	8,411	88,935	108,9	70,192
Trumeau 1 $L_1 = 1,00$ m	T	2,721	0,314	0,314	2,771	0,314	0	0	2,216	2,216	3,085	3,147
	9	4,037	0,740	0,740	6,808	1,054	1,053	0,048	4,393	6,500	8,915	8,072
	8	"	"	0,666	10,245	1,72	3,088	0,114	5,532	11,764	15,653	12,909
	7	"	"	0,592	14,822	2,312	5,965	0,402	5,94	17,87	23,16	17,656
	6	"	"	0,518	18,92	2,83	9,579	0,631	5,557	24,715	31,325	22,316
	5	"	"	0,444	22,956	3,274	13,790	0,717	4,574	32,154	40,02	26,884
	4	"	"	0,370	26,993	3,644	18,492	0,947	3,102	40,086	49,13	31,365
	3	"	"	0,370	31,03	4,014	23,615	1,407	1,205	48,435	58,66	35,846
	2	"	"	0,370	35,067	4,384	29,040	1,665	-0,987	57,093	68,491	40,327
	1	"	"	0,370	39,104	4,754	34,647	1,80	-3,364	65,930	78,505	44,808
	R.O.C	3,797	0,740	0,740	42,901	5,494	40,262	2,182	-5,942	74,582	88,657	49,493

~ 124 ~

Voile V_{L_1} $L = 3,87m$; $\lambda a = 1,20m$; $G_v = 3,6696$.

Crumeau 2 $\rho_2 = 1,67m$.

Niv	G_i	P_i	$P_i(G_i)$	$G_{(i)} \downarrow$	$P_{(i)} \downarrow$	E		$0,86-E$	$0,86+E$	$G_i + P_i E$	$G_{i+1,2P}$
						N	M				
T	3,931	0,445	0,445	3,931	0,445	0	0	3,144	3,144	4,376	4,465
9	5,725	1,05	1,05	9,656	1,405	0,859	0,181	6,865	8,583	12,01	11,45
8	"	"	0,945	15,381	2,44	2,520	0,373	9,784	14,824	20,341	18,309
7	"	"	0,84	21,106	3,28	4,869	1,484	12,015	21,753	29,255	25,042
6	"	"	0,725	26,831	4,015	7,819	2,305	13,645	29,283	38,665	31,650
5	"	"	0,630	32,556	4,645	11,256	2,615	14,788	37,30	48,457	38,130
4	"	"	0,525	38,281	5,17	15,094	3,522	15,53	45,718	58,545	44,485
3	"	"	0,525	44,006	5,695	19,276	5,515	15,928	54,48	68,977	50,84
2	"	"	"	49,731	6,22	23,704	6,416	16,08	63,488	79,655	57,195
1	"	"	"	55,456	6,745	28,281	6,543	16,23	72,645	90,482	63,55
R.D.C	5,386	1,05	1,05	60,842	7,295	32,864	7,386	15,809	81,587	101,501	79,196

Crumeau 1 $\rho_1 = 1,00m$

T	2,771	0,314	0,314	2,771	0,314	0	0	2,216	2,216	3,085	3,147
9	4,037	0,740	0,668	6,808	1,054	0,859	0,038	4,587	6,305	8,721	8,072
8	"	"	0,592	10,845	1,72	2,520	0,08	6,156	11,196	15,085	12,909
7	"	"	0,518	14,882	2,312	4,869	0,318	7,036	19,774	22,063	17,656
6	"	"	0,444	18,920	2,83	7,819	0,495	7,317	22,955	29,57	22,316
5	"	"	0,370	22,956	3,274	11,256	0,561	7,108	29,92	37,486	26,884
4	"	"	0,370	26,993	3,640	15,094	0,755	6,50	36,688	45,731	31,365
3	"	"	"	31,03	4,014	19,276	1,106	5,546	44,1	54,32	35,846
2	"	"	"	35,067	4,384	23,704	1,312	4,345	51,757	63,155	40,327
1	"	"	"	39,104	4,754	28,281	1,403	3,002	59,564	72,14	44,908
R.D.C	3,797	0,740	0,740	42,901	5,494	32,864	1,584	1,456	67,184	81,26	49,495

125

Voile Vt_3 $L = 7,93$ m ; $2a = 1,68$ m ; $G_v = 6,20$ t

Crumeau 2 $l_c = 3,91$ m

Niv	G _v (t)	P _v (t)	P _v (kg)	G(t) ↓	P _v (t) ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
T	8,449	1,185	1,185	8,440	1,185	0	0	6,752	6,752	9,625	9,862
9	12,629	2,073	2,073	21,069	3,258	4,05	2,115	17,805	20,905	28,877	24,978
8	"	"	1,866	33,698	5,124	11,878	5,037	15,08	38,836	50,7	79,847
7	"	"	1,658	46,327	6,782	22,946	18,134	14,116	60,008	76,055	54,465
6	"	"	1,451	58,956	8,233	36,847	28,209	10,318	84,012	104,036	68,827
5	"	"	1,244	71,585	9,477	53,044	35,202	4,224	110,312	134,107	83,230
4	"	"	1,036	84,214	10,513	71,13	47,752	-3,759	138,501	165,857	96,830
3	"	"	"	96,843	11,549	90,836	66,494	-13,762	168,31	199,228	110,702
2	"	"	"	109,472	12,585	111,702	79,592	-24,124	199,28	233,759	124,574
1	"	"	"	122,101	13,621	133,27	87,652	-35,589	230,751	268,992	138,446
R.D.C.	11,205	"	"	134,73	14,657	154,866	106,794	-47,082	262,65	304,253	152,320

Crumeau 1 $l_c = 2,34$ m

T	5,65	0,793	0,793	5,65	0,793	0	0	4,52	4,52	6,443	6,602
9	8,454	1,387	1,387	14,104	2,18	4,05	0,453	7,233	15,333	20,774	16,72
8	"	"	1,248	22,558	3,428	11,878	1,08	6,160	29,924	37,864	26,672
7	"	"	1,101	31,012	4,538	22,946	3,886	1,864	47,756	58,496	36,457
6	"	"	0,971	39,446	5,509	36,847	6,045	-5,274	68,42	81,822	46,078
5	"	"	0,832	47,92	6,341	53,044	7,556	-14,708	91,38	107,305	55,53
4	"	"	0,694	56,374	7,035	71,13	10,147	-26,031	116,229	134,54	64,816
3	"	"	"	64,828	7,729	90,836	14,280	-38,974	142,7	163,392	83,390
2	"	"	"	73,282	8,423	111,702	17,056	-53,076	170,33	193,407	83,390
1	"	"	"	81,736	9,117	133,270	18,784	-67,881	198,62	224,123	92,674
R.D.C.	7,501	"	"	89,237	9,811	154,866	22,786	-83,476	226,804	253,920	101,01

Voile V_{E3} $L = 7,93 \text{ m}$; $L_a = 1,68 \text{ m}$; $G_v = 6,20 \text{ t}$.

Crumeau 2 $L_2 = 3,91 \text{ m}$

N;v	G; (t)	P; (t)	P; (G _v)	B (Z) ↓	P ₁₂ ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						X	M				
7	8,44	1,185	1,185	8,440	1,185	0	0	6,752	6,752	9,625	9,86
9	12,629	2,073	2,073	21,069	3,258	3,401	1,777	13,45	29,26	27,73	24,98
8	"	"	1,866	37,698	5,124	9,977	4,40	16,980	36,94	48,80	39,85
7	"	"	1,658	46,327	6,782	19,274	14,725	17,79	56,34	72,38	54,47
6	"	"	1,451	58,956	8,233	30,951	23,526	16,210	78,12	98,140	68,84
5	"	"	1,244	71,585	9,477	44,556	28,773	14,71	101,82	125,62	82,96
4	"	"	1,036	84,214	10,513	59,748	39,182	7,620	129,12	154,75	96,83
3	"	"	"	96,843	11,549	76,301	55,546	1,17	153,78	184,70	110,7
2	"	"	"	109,472	12,585	93,828	66,686	-6,25	181,41	215,89	124,57
1	"	"	"	122,101	13,621	111,945	74,302	-14,26	209,63	247,67	138,45
R.D.C	11,205	"	"	134,73	14,657	130,085	84,796	-22,30	237,87	279,47	152,32

Crumeau 1 $L_1 = 2,34 \text{ m}$

7	5,65	0,793	0,793	5,65	0,793	0	0	4,52	4,52	6,44	6,60
9	8,454	1,387	1,387	14,104	2,180	3,401	0,381	7,88	14,68	19,69	16,72
8	"	"	1,248	22,558	3,428	9,977	0,947	8,070	28,2	35,96	26,67
7	"	"	1,110	31,102	4,538	19,274	3,155	5,610	44,76	54,91	36,61
6	"	"	0,971	39,466	5,509	30,951	5,042	0,62	62,52	75,93	46,07
5	"	"	0,832	47,92	6,341	44,556	6,166	-6,22	82,89	98,82	55,53
4	"	"	0,694	56,374	7,035	59,748	8,397	-14,65	104,85	123,16	64,82
3	"	"	"	64,828	7,729	76,301	11,861	-24,44	128,16	148,86	74,10
2	"	"	"	73,282	8,423	93,928	14,291	-35,20	152,45	175,53	83,40
1	"	"	"	81,736	9,117	111,945	15,928	-46,56	177,33	202,8	92,68
R.D.C	7,501	"	"	89,237	9,811	130,085	18,172	-58,7	201,47	229,13	101,01

1/127

Voile V_{t4} $L = 5,61m$; $\Delta a = 0,84m$; $G_y = 4,8t$.

	N; V	G; (t)	D; (t)	P; (d'g)	G _{t+1} ↓	P _{t+1} ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
							N	M				
trameau 2 $L_2 = 3,77m$												
T	9,497	1,244	1,244	9,497	1,244	0	0	7,597	7,597	10,741	10,989	
9	13,625	2,614	2,614	23,122	3,858	1,585	1,421	16,912	20,082	28,565	27,751	
8	"	"	2,352	36,747	6,210	4,649	5,404	24,748	34,046	47,606	44,200	
7	"	"	2,091	50,372	8,301	8,981	13,720	31,316	49,278	67,654	60,333	
6	"	"	1,830	63,997	10,131	14,422	22,865	36,775	65,619	88,550	76,154	
5	"	"	1,568	77,622	11,700	20,762	31,586	41,885	82,860	110,084	91,662	
4	"	"	1,307	91,247	13,006	27,842	43,652	45,155	100,840	132,095	106,854	
3	"	"	1,307	104,872	14,313	35,556	58,620	48,341	119,453	154,741	122,047	
2	"	"	"	118,497	15,62	43,724	71,923	51,073	138,521	177,841	137,241	
1	"	"	"	132,122	16,927	52,166	84,84	53,531	157,863	201,216	152,474	
R.D.C	12,685	2,614	"	144,807	18,234	60,619	100,609	55,226	176,464	223,66	166,687	
trameau 1 $L_1 = 1,00m$												
T	3,218	0,421	0,421	3,218	0,421	0	0	2,574	2,574	3,640	3,713	
9	4,617	0,886	0,886	7,835	1,307	1,585	0,0301	4,683	7,853	10,777	9,403	
8	"	"	0,797	13,452	2,104	4,649	0,1006	5,312	14,610	19,205	14,976	
7	"	"	0,708	17,07	2,812	8,981	0,255	4,675	22,637	28,863	20,44	
6	"	"	0,620	21,686	3,432	14,422	0,425	2,986	31,77	39,54	25,804	
5	"	"	0,531	26,703	3,963	20,762	0,588	0,28	41,804	51,028	31,058	
4	"	"	0,443	30,92	4,406	27,842	0,812	-3,106	52,578	63,168	36,607	
3	"	"	"	35,537	4,850	35,556	1,091	-7,126	63,986	75,943	41,357	
2	"	"	"	40,154	5,292	43,724	1,340	-11,60	75,847	89,170	46,504	
1	"	"	"	44,771	5,735	52,166	1,579	-16,35	87,972	102,672	51,653	
R.D.C	4,300	0,886	0,886	49,071	6,621	60,619	1,873	-21,363	99,775	116,311	57,016	

128

$V_{L4} \text{ Vor } L = 5,61 \text{ m}; \Delta a = 0,84 \text{ m}; G_V = 4,86.$

	Niv	G _i (h)	P _i (h)	P _i (dg)	B(h) ↓	P _m ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
							N	M				
trumeau L ₂ = 3,77 m.												
T	9,497	1,244	1,244	9,497	1,244	0	0	7,597	7,597	10,741	10,989	
9	13,625	2,614	2,614	23,122	3,858	1,377	1,407	17,12	19,874	28,357	27,751	
8	"	"	2,352	36,747	6,210	4,039	4,658	25,358	33,436	46,196	44,20	
7	"	"	2,091	50,372	8,301	7,803	11,809	32,494	48,10	66,476	60,333	
6	"	"	1,830	63,997	10,131	12,53	19,61	38,667	63,727	86,658	76,154	
5	"	"	1,568	77,622	11,700	18,088	27,447	44,060	80,175	107,36	91,662	
4	"	"	1,307	91,247	13,006	24,188	37,740	48,809	97,185	128,441	106,854	
3	"	"	1,307	104,872	14,313	30,889	50,561	58,008	114,786	150,074	122,047	
2	"	"	"	118,497	15,62	37,984	62,442	56,813	132,781	172,101	137,241	
1	"	"	"	132,122	16,927	45,318	73,421	60,380	151,015	194,368	152,484	
P.D.C	12,685	"	"	144,807	18,234	52,662	84,905	63,183	168,507	215,702	166,677	
trumeau L ₁ = 1,100 m												
T	3,218	0,421	0,421	3,218	0,421	0	0	2,574	2,574	3,64	3,723	
9	4,617	0,886	0,886	7,835	1,307	1,377	0,026	4,891	7,645	10,512	9,403	
8	"	"	0,797	12,652	2,104	4,039	0,086	4,922	14,0	18,595	14,926	
7	"	"	0,708	17,07	2,812	7,803	0,219	5,853	21,46	27,685	20,44	
6	"	"	0,620	21,686	3,482	12,53	0,365	4,918	29,878	37,648	25,804	
5	"	"	0,531	26,303	3,963	18,038	0,511	3,004	39,08	48,304	31,058	
4	"	"	0,443	30,82	4,406	24,188	0,702	0,543	48,920	59,814	36,207	
3	"	"	"	35,537	4,850	30,789	0,941	-2,46	59,320	71,270	41,357	
2	"	"	"	40,154	5,292	37,318	1,162	-5,195	69,441	82,764	46,504	
1	"	"	"	44,771	5,735	45,318	1,367	-9,502	81,134	92,824	51,653	
P.D.C	4,300	"	0,886	49,071	6,621	52,662	1,580	-13,406	91,918	108,354	57,016	

~ 129 ~

Voile V_{L5} ; $L = 7,17 m$; $2a = 0,30 m$; $S_v = 7,599 t$.

	Niv	G _i (t)	P _i (t)	P _i (kg)	S _i (kg)	P _m ↓	E		0,76-E	0,76+E	G+P+E	G+1,2P
							N	M				
Crumeau 2 $L_2 = 3,91 m$.												
T	6,896	0,906	0,905	6,896	0,905	0	0	5,51	5,51	7,801	7,982	
9	10,982	1,857	1,857	17,878	2,762	3,777	1,847	10,52	18,08	24,41	21,19	
8	"	"	1,671	28,860	4,433	11,08	6,158	12,00	34,16	44,37	34,18	
7	"	"	1,485	39,742	5,918	21,405	16,423	10,46	53,27	67,16	46,94	
6	"	"	1,300	50,824	7,218	34,373	26,003	6,28	75,03	92,41	59,48	
5	"	"	1,114	61,806	8,332	49,483	34,214	-0,04	98,92	119,62	71,80	
4	"	"	0,928	72,788	9,260	66,356	46,531	-8,12	124,58	148,40	83,90	
3	"	"	"	83,77	10,188	84,740	64,323	-17,72	151,75	178,7	95,99	
2	"	"	"	94,752	11,116	104,86	78,693	-28,40	180,00	210,07	108,09	
1	"	"	"	105,734	12,044	124,32	90,826	-39,74	208,91	242,10	120,18	
R.O.C	10,293	1,585	1,585	116,027	13,630	144,47	108,117	-51,65	237,29	274,13	132,38	
Crumeau 1 $L_1 = 2,96 m$.												
T	5,282	0,69	0,69	5,282	0,694	0	0	4,225	4,225	5,976	6,114	
9	8,412	1,42	1,42	13,69	2,116	3,777	0,801	7,18	14,73	19,58	16,23	
8	"	"	1,28	22,10	3,39	11,08	2,672	6,60	28,76	36,58	26,18	
7	"	"	1,13	30,52	4,53	21,40	7,125	3,00	45,81	56,45	35,95	
6	"	"	0,99	38,93	5,53	34,37	11,282	-3,23	65,52	78,83	45,56	
5	"	"	0,85	47,34	6,38	49,48	14,844	-11,61	87,35	103,20	54,99	
4	"	"	0,711	55,75	7,09	66,35	20,190	-21,75	110,96	129,20	64,26	
3	"	"	0,711	64,16	7,80	84,74	27,908	-33,41	136,07	156,7	73,53	
2	"	"	"	72,58	8,513	104,20	34,143	-46,14	162,26	185,29	82,8	
1	"	"	"	81,00	9,224	124,32	39,190	-59,52	189,12	214,55	92,07	
R.O.C	7,88	1,214	1,214	88,88	10,43	144,47	46,909	-73,36	215,6	243,79	101,40	

1307

Voile γ_{65} $L = 7,17$; $l_a = 0,30m$; $G_v = 7,599t$.

Niv	$G_i(t)$	$P_i(t)$	$P_i(t)g_i$	$G_i(t) \downarrow$	$P_i(t) \downarrow$	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,25
						N	M				
Crumeau 2 $l_2 = 3,91m$											
T	6,896	0,905	0,905	6,896	0,905	0	0	5,516	5,516	7,801	7,982
9	10,982	1,857	1,857	17,878	2,762	3,42	1,736	10,88	17,724	24,06	21,19
8	"	"	1,671	28,86	4,433	10,04	5,146	13,05	33,127	43,33	34,17
7	"	"	1,475	39,84	5,918	19,40	14,569	12,48	51,267	65,15	46,94
6	"	"	1,300	50,82	7,218	31,14	23,745	9,517	71,80	89,18	59,48
5	"	"	1,114	61,80	8,332	44,83	31,495	4,611	94,27	114,97	71,80
4	"	"	0,928	72,788	9,26	60,12	43,02	-1,9	118,35	142,16	83,90
3	"	"	"	83,77	10,189	72,77	58,89	-9,76	143,80	170,73	95,99
2	"	"	"	94,35	11,116	94,16	72,04	-18,36	169,96	200,03	108,09
1	"	"	"	105,73	12,044	113,190	82,89	-28,60	197,77	230,96	120,18
R.D.C	10,293	1,585	1,585	116,03	13,63	138,44	95,41	-48,62	231,26	266,1	132,38
Crumeau 1 $l_1 = 2,96m$											
T	5,28	0,69	0,694	5,282	0,694	0	0	4,225	4,225	5,976	6,114
9	8,41	1,42	1,422	13,69	2,116	3,422	0,753	7,533	14,777	19,232	16,223
8	"	"	1,279	22,106	3,395	10,04	2,23	7,64	27,72	35,54	26,18
7	"	"	1,137	30,518	4,53	19,39	6,32	5,02	43,808	54,44	35,95
6	"	"	0,995	38,93	5,527	31,143	10,30	0,001	93,43	75,60	45,56
5	"	"	0,853	47,34	6,38	44,83	13,66	-6,96	82,70	98,55	54,99
4	"	"	0,711	55,75	7,091	60,12	18,66	-15,52	104,72	122,96	64,26
3	"	"	"	64,16	7,802	76,77	25,55	-25,44	128,10	148,74	73,53
2	"	"	"	72,57	8,513	94,96	31,25	-36,90	153,03	176,05	82,80
1	"	"	"	81,00	9,224	113,19	35,96	-48,39	177,99	203,41	92,07
R.D.C	7,88	1,214	1,214	88,82	10,436	138,44	41,39	-67,33	209,55	237,76	101,40

131

Voile V₆₇ L = 7,37 m; l_a = 0,94 m; G_v = 5,22 t.

	Niv	G _i (t)	P _i (t)	P _i (dg)	G _i (t)	P _i (t)	E		0,8G-E	0,8G+E	G+P+E	G+1,2P
							N	M				
Crumeau 2 l ₂ = 0,525 m	T	1,379	0,178	0,178	1,38	0,178	0	0	0,303	0,303	1,55	1,593
	9	2,217	0,46	0,460	3,596	0,638	1,074	0,0036	1,803	3,95	5,308	4,362
	8	"	"	0,414	5,813	1,051	3,15	0,013	1,50	7,80	10,016	7,075
	7	"	"	0,368	8,03	1,42	6,08	0,031	0,336	12,51	15,53	9,73
	6	"	"	0,322	10,24	1,74	9,77	0,052	-1,58	17,97	21,76	12,33
	5	"	"	0,276	12,46	2,08	14,07	0,076	-4,10	24,04	28,55	14,88
	4	"	"	0,230	14,68	2,44	18,87	0,106	-7,13	30,19	35,80	17,37
	3	"	"	"	16,90	2,47	24,10	0,140	-10,58	37,62	43,48	19,37
	2	"	"	"	19,115	2,70	29,64	0,173	-14,35	44,93	51,46	22,36
	1	"	"	"	21,33	2,93	35,36	0,207	-18,30	52,43	59,63	24,85
	R.D.C	1,619	0,252	0,252	22,95	3,190	49,10	0,244	-22,73	59,46	67,240	26,78
	Crumeau 1 l ₁ = 5,905 m	T	8,834	1,14	1,14	8,834	1,14	0	0	7,07	7,07	9,978
9		14,25	2,95	2,95	23,03	4,064	1,074	5,08	14,35	19,50	28,17	27,91
8		"	"	2,65	37,23	6,720	3,15	19,711	26,63	32,94	47,103	45,297
7		"	"	2,36	51,42	9,08	6,088	43,971	35,06	35,06	66,601	62,330
6		"	"	2,065	65,63	11,14	9,777	74,29	42,73	42,73	86,55	78,97
5		"	"	1,77	79,83	12,91	14,07	109,17	49,79	77,94	106,82	95,33
4		"	"	1,47	94,03	14,38	18,87	150,87	56,35	94,102	127,3	111,3
3		"	"	"	108,29	15,86	24,105	197,87	62,48	110,7	148,203	127,30
2		"	"	"	122,43	17,34	29,64	246,39	68,30	127,60	169,42	143,24
1		"	"	"	136,63	18,81	35,367	295,67	73,94	144,67	190,81	159,21
R.D.C	10,376	1,613	1,613	147,00	20,42	41,058	347,98	76,505	158,7	208,53	171,52	

~132-

Voile Vt7 L = 7,37 m; La = 0,94 m; Gv = 5,22 t.

Niv	G: (t)	P: (t)	P: (dg)	(Gt) ↓	Pz ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
						T	0,988				
9	2,307	0,481	0,481	3,295	0,599	1,025	0,004	1,611	3,66	4,920	4,01
8	"	"	0,433	6,375	1,032	3,007	0,012	2,093	8,11	10,410	7,62
7	"	"	0,385	9,45	1,417	5,81	0,029	1,75	13,37	16,68	11,16
6	"	"	0,337	12,535	1,75	9,33	0,049	0,69	19,36	23,62	14,64
5	"	"	0,289	15,615	2,043	13,43	0,073	-0,94	25,92	31,09	18,07
4	"	"	0,241	18,69	2,283	18,011	0,114	-3,055	32,97	38,99	21,44
3	"	"	"	21,775	2,525	23,001	0,132	-5,58	40,42	47,8	24,81
2	"	"	"	24,85	2,766	28,285	0,165	-8,4	48,17	55,91	28,17
1	"	"	"	27,93	3,007	33,74	0,198	-11,4	56,10	64,49	31,54
P.D.C	1,974	0,206	0,206	29,91	3,213	39,216	0,230	-15,29	63,15	72,34	33,77

Niv	G: (t)	P: (t)	P: (dg)	(Gt) ↓	Pz ↓	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
						T	6,329				
9	14,77	3,08	3,08	21,106	3,83	1,025	4,99	15,86	17,91	25,97	25,71
8	"	"	2,722	35,88	6,609	3,007	18,28	25,7	31,72	45,5	43,82
7	"	"	2,464	50,66	9,073	5,810	41,59	34,72	46,34	65,54	61,55
6	"	"	2,156	65,43	11,229	9,33	70,31	43,02	61,68	86,0	78,91
5	"	"	1,848	80,21	13,077	13,43	103,94	50,74	77,60	106,72	95,91
4	"	"	1,54	94,99	14,61	18,01	161,82	57,98	94,0	127,62	112,53
3	"	"	"	109,76	16,15	23,001	188,64	64,81	110,32	148,93	129,16
2	"	"	"	124,54	17,69	28,285	234,30	71,35	127,92	170,33	145,78
1	"	"	"	139,32	19,23	33,747	281,82	77,71	145,2	192,31	168,41
P.D.C	12,64	1,323	1,323	151,97	20,56	39,216	327,68	82,36	160,9	211,75	176,64

133

Voile VL1 L = 9,30 m; $2q_1 = 2q_2 = 0,84 \text{ m}$; $G_v = 8,6526$

Trumeau 1 et 3 $e_1 = e_3 = 1,5 \text{ m}$.

Niv	G:(t)	P:(t)	P:(dg)	G:(t) ↓	P:(t)	E		0,86-E	0,86+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
T	2,726	0,403	0,403	2,726	0,403	0	0	2,188	2,188	3,13	3,21
9	4,204	0,751	0,751	6,93	1,154	5,127	0,064	0,417	10,671	13,21	8,31
8	"	"	0,676	11,184	1,83	15,04	0,028	-6,133	23,947	28,004	13,33
7	"	"	0,64	15,338	2,47	29,055	0,551	-16,78	46,325	46,86	18,2
6	"	"	0,56	19,542	3,03	46,658	0,735	-31,02	62,291	69,23	23,18
5	"	"	0,48	23,74	3,51	67,168	0,276	-48,17	86,160	94,24	27,96
4	"	"	0,40	27,95	3,91	90,071	0,276	-67,71	112,43	121,93	32,64
3	"	"	"	32,154	4,31	115,02	0,46	-89,30	140,74	151,50	37,33
2	"	"	"	36,36	4,71	141,44	0,827	-112,36	170,528	182,52	42,01
1	"	"	"	40,56	5,11	168,76	0,184	-136,31	204,20	214,43	46,70
R.D.C	3,908	0,727	0,727	44,47	5,84	196,11	0,643	-160,53	231,68	246,42	51,48

Trumeau 2 $e_2 = 4,62 \text{ m}$.

T	7,751	1,147	1,147	7,751	1,147	0	0	6,2	6,2	8,89	9,13
9	11,954	2,137	2,137	19,71	3,284	"	1,878	15,77	15,77	23,00	23,65
8	"	"	1,923	31,66	5,207	"	0,905	25,23	25,33	36,87	37,91
7	"	"	1,710	43,61	6,917	"	16,102	34,89	34,89	50,53	51,91
6	"	"	1,50	55,57	8,417	"	21,47	44,46	44,46	64,0	65,67
5	"	"	1,28	67,52	9,697	"	28,051	54,02	54,02	77,22	79,16
4	"	"	1,07	79,48	10,767	"	2,051	63,58	63,58	90,25	92,40
3	"	"	"	91,43	11,737	"	13,42	73,14	73,14	103,27	105,63
2	"	"	"	103,38	12,907	"	24,15	82,71	82,71	116,29	118,87
1	"	"	"	115,34	13,977	"	5,367	92,27	92,27	129,32	132,11
R.D.C	11,115	2,067	2,067	126,45	16,044	"	18,786	101,18	101,16	142,5	147,70

Voiles à 2 p. les d'ouvertures.

~ 134 ~

Voile $V_{P2} - V_{P2}'$ $L = 7,68$ m;

Crumeau 1 et 3 $l_1 = l_3 = 1,00$ m

Niv	$G_i (k)$	$P_i (t)$	$P_i (dy)$	$G_i \downarrow$	$P_i \downarrow$	E		0,86-E	0,76+E	G+P+E	G+1,2P
						N	M				
T	1,668	0,238	0,238	1,668	0,238	0	0	1,334	1,334	1,906	1,953
9	2,994	0,417	0,417	4,660	0,650	5,27	0,110	-1,54	8,996	10,58	5,44
8	"	"	0,375	7,656	1,03	15,46	0,047	-9,337	21,58	24,147	8,892
7	"	"	0,333	10,65	1,36	29,87	0,943	-21,35	38,39	41,78	12,28
6	"	"	0,292	13,64	1,65	47,96	1,257	-37,05	58,87	63,26	15,62
5	"	"	0,250	16,63	1,905	69,05	0,471	-55,74	82,354	87,59	18,91
4	"	"	0,208	19,63	2,113	93,72	0,471	-78,01	109,42	115,46	22,165
3	"	"	0,208	22,62	2,321	119,37	1,572	-101,27	137,46	146,32	25,405
2	"	"	"	25,62	2,530	146,53	1,415	-126,04	167,026	174,69	28,65
1	"	"	"	28,61	2,737	174,61	0,314	-151,72	197,498	205,96	31,89
R.D.C	2,816	0,491	0,491	31,43	3,228	204,73	0,963	-177,58	227,97	237,38	35,303

Crumeau 2 $l_2 = 3,00$ m

T	3,66	0,524	0,524	3,66	0,524	0	0	2,930	2,93	4,184	4,288
9	6,57	0,916	0,916	10,23	1,44	"	1,10	7,086	7,086	11,633	11,95
8	"	"	0,824	13,89	2,264	"	0,47	10,64	10,64	16,157	16,60
7	"	"	0,732	17,55	2,996	"	9,43	4,609	4,609	20,55	21,145
6	"	"	0,641	21,213	3,637	"	12,57	4,392	4,392	24,85	25,527
5	"	"	0,55	24,77	4,187	"	4,716	15,182	15,18	29,06	29,894
4	"	"	0,458	28,53	4,645	"	4,716	18,11	18,11	33,17	34,104
3	"	"	"	32,19	5,103	"	15,72	10,032	10,03	37,29	38,31
2	"	"	"	35,85	5,561	"	14,15	14,53	14,53	41,41	42,523
1	"	"	"	39,51	6,020	"	3,144	28,46	28,46	45,53	46,73
R.D.C	6,184	1,08	1,08	45,70	7,10	"	9,433	27,124	27,124	52,79	54,22

- 135 -

CHAPITRE 9

FERRAILLAGE
DES VOILES

A) Prescriptions relatives aux éléments de Contreventements:
(Règlement RPA 81)

I) Principe de Calcul :

Article 4.3.2.1 La vérification de la résistance : aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec les contraintes admissibles du béton du 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .

Article 4.3.2.2. : La vérification de la résistance : aux sollicitations d'effort tranchant doit être effectuée avec :

$T = 1,4$ fois l'effort tranchant de Calcul.

$N = 0$.

$\bar{\sigma}_b = 1,2 \cdot \sigma_{28}$

$\bar{\sigma}_{ot} = \sigma_{en}$.

II Dispositions des armatures :

Article 4.3.3.1. : Les armatures de la section transversale :

résistant à l'effort tranchant doivent être calculées

avec la formule

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$

$\bar{\omega}_t$ = pourcentage calculé par rapport à la section totale brute du béton doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2 ; où τ est la contrainte de cisaillement.

Article 4.3.3.2. Les parties courantes : doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le pourcentage minimum total est donné ci-dessous.

- pour $e_0 \leq 0,025 b'_{20} \rightarrow 0,15\%$
 - pour $0,025 b'_{20} \leq e_0 \leq 0,12 b'_{20} \rightarrow 0,25\%$
- } dans chaque direction.

Article 4.3.3.3. Lorsqu'une partie du voile : est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%. Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la direction horizontale du béton tendue.

Article 4.3.3.4. L'espacement des barres : horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\left\{ \begin{array}{l} e \leq 1,5b \\ \text{ou} \\ e \leq 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Article 4.3.3.5. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Article 4.3.3.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Article 4.3.3.7 : L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile et ce à chaque extrémité du voile.

Article 4.3.3.8 : Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieure à l'épaisseur du voile. Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres horizontales doivent respecter les conditions aux poteaux.

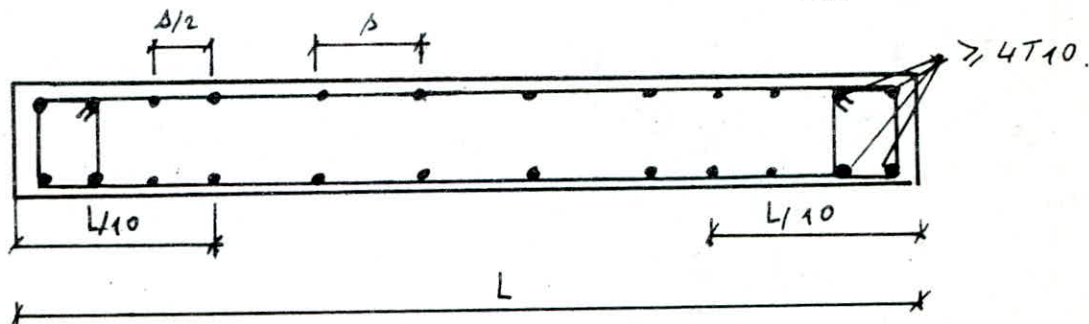
Article 4.3.3.9 : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ . Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Article 4.3.3.10 : Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Article 4.3.3.11 : Les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

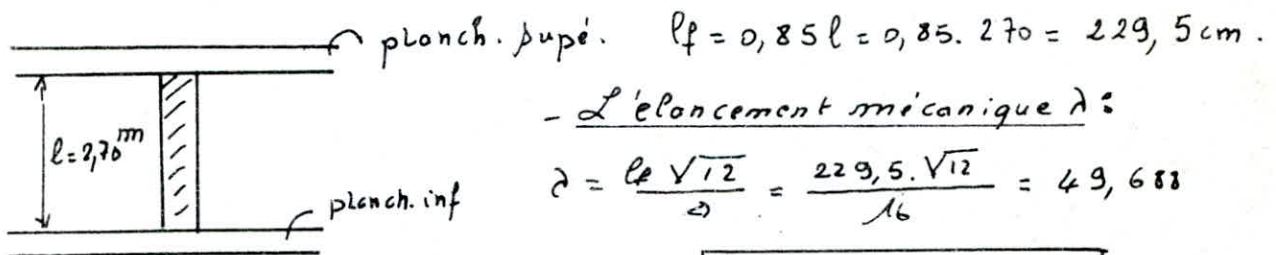
Article 4.3.3.12 : le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule : $A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{V}{\sigma_{en}}$



B. caractéristiques géométriques et mécaniques des murs

Un mur est caractérisé par :

- son épaisseur a (en cm) ($a = 16$ cm ; pour les murs).
- sa hauteur libre, la distance entre le nu supérieur du plancher inférieur et le nu inférieur du plancher supérieur.
- sa longueur libre de flambement l_f : Calculée en fonction de l , des conditions de liaison avec les planchers supérieurs et inférieurs et des raidissements éventuels.
- son élancement mécanique.
- l'excentricité initiale (en cm) qui tient compte de l'hétérogénéité du béton, des défauts de planéité et des faux aplombs.
- Longueur libre de flambement : en se mettant dans un cas sécuritaire ; en considérant les murs ne sont pas raidis ; pour les constructions courantes



- L'élancement mécanique λ :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{229,5 \cdot \sqrt{12}}{16} = 49,688$$

$$\lambda = 49,69.$$

$$l_f = 229,5 \text{ cm.}$$

- Calcul de la contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_{b0}$ donnée par :

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \beta'_b \sigma'_{28} \quad \text{avec : } \beta'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma_s \\ 0,50 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma_s \end{array} \right.$$

$$\alpha = \frac{a - 10e/3}{a} \quad \text{avec}$$

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 1 \text{ cm} \\ \frac{l_f}{300} = 0,765 \end{array} \right. \quad e = 1 \text{ cm.}$$

$$\alpha = 0,792.$$

~141~

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{7}{100}\right)^2} = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{49,69}{100}\right)^2} = 0,67.$$

$$\beta = 0,67.$$

$\delta = 1$; pour un contrôle régulier, aucun défaut de planéité

$\delta = 1,1$ pour les sollicitation du 2^e genre.

On prendra : $\delta = 0,83$ dans tous les Cas.

$$f'_b = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,45 \cdot 0,792 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,325. \\ 0,5 \cdot 0,792 \cdot 0,67 \cdot 0,83 \cdot 1,1 = 0,242. \end{array} \right.$$

$$f'_b = 0,242.$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,242 \cdot 275 = 66,62 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 66,62 \text{ kgf/cm}^2$$

- La Contrainte admissible en flexion Composée donnée par :

Sollicitation du 1^e genre

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{bI} = \left(1 + \frac{e_0}{3e}\right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2} \\ \bar{\sigma}'_{bI} = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2} \end{array} \right.$$

Sollicitation du 2^e genre :

$$\bar{\sigma}'_{bII} = 1,5 \bar{\sigma}'_{bI} \quad (\text{majoration de 50\% de la Contrainte})$$

C. **Ferraillage des voiles** : on procédera au ferraillage à 3 niveaux

le 1^e suivant les sollicitations au R. D. C.

2^e " " au niveau 4

3^e " " au niveau 7.

Les refends seront calculés sous la sollicitation la plus défavorable

G + Q + E	La Combinaison la plus défavorable est G + P + E qui donne un effort normal très important.
0,85 - E	
0,85 + E	Or le moment à la base de chaque refend est très important donc, on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la sollicitation 0,85 - E

Car dans ce cas on peut avoir un effort de traction

$$\text{d'où la sollicitation est } 0,8G - E \left. \begin{array}{l} N_{\min} \\ M_{\max} \end{array} \right\}$$

Le mode de la sollicitation : est une flexion composée.

Vérification des Contraintes : La vérification se fera pour les deux

sollicitations : $G + P + E$ et $0,8G - E$

on doit vérifier : (méthode de P. Charron) :

Sections partiellement comprimées :

$$\sigma'_b = \kappa y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = \kappa (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a \quad (m = 15)$$

$$\bar{\sigma}'_a = \kappa (h_t - d' - y_1) \leq \bar{\sigma}'_a \quad (n = 15)$$

$$\text{avec } \kappa = \frac{N y_2}{I} ; \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + m A (y_1 - d')^2 + m A (h - y_1)^2$$

$$y_1 = y_2 + c \quad \text{avec } c = e_0 - \frac{h_t}{2} \quad c : \text{peut être positive si le point tombe à l'intérieur de la section, négative dans le cas contraire.}$$

y_2 est déterminé par l'équation du 3^e degré :

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} P = -3c^2 - \frac{6nA}{b} (2c - h_t) \\ q = -2c^3 - \frac{6nA}{b} [(c-d)^2 + (h-c)^2] \end{array} \right.$$

Sections entièrement comprimées :

$$\sigma'_{b_{1,2}} = \left(\frac{N'}{B_s} \mp \frac{M_s}{I} y \right) \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}'_{a_{1,2}} = n \left(\frac{N'}{B_s} \mp \frac{M_s}{I} (n-d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$$

distribution de l'effort tranchant dans les éléments de refends : Cas des voiles

avec ouvertures \emptyset La distribution se fera proportionnellement à leurs inertes propres.

$$T_i = T \cdot \frac{I_i}{\sum I_i} \quad T : \text{eff. tranch. repris par voiles} ; I_i : \text{inertie propre du refend} ; \sum I_i : \text{somme des inertes propres} \quad T_i : \text{eff. tranch. repris par l'élément du refend.}$$

Distribution des efforts tranchants dans les voiles :

<u>Seisme transversal</u> :	Niveau : R. D. C	$H_0 = 258,255 \text{ t}$
	Niveau : 3	$H_3 = 244,911 \text{ t}$
	Niveau : 7	$H_7 = 158,854 \text{ t}$

Seismes Longitudinals :

niveau R.D.C. $H_0 = 243,15 t$
 niveau 3 $H_3 = 229,646 t.$
 niveau 7 $H_7 = 148,622 t.$

Efforts. tranchants.

voiles transversaux.					voiles Longitudinaux.				
voiles	niveau.			%	voiles.	niveau.			%
	R.D.C	3 ^e	7 ^e			R.D.C	3 ^e	7 ^e	
—				—	—				—
V _{t1}	22,72	21,54	13,97	8,797	V _{L1}	73,3	69,22	44,80	30,14
V _{t1'}	17,56	16,65	10,8	6,80	V _{L2}	64,53	60,95	39,45	26,54
V _{t2}	5,59	5,304	3,44	2,166	V _{L2'}	64,53	60,95	39,45	26,54
V _{t2'}	4,46	4,23	2,74	1,727	V _{L3}	20,77	47,70	12,70	8,54
V _{t3}	42,04	39,87	25,86	16,27	V _{L3'}	20,77	47,70	12,70	8,54
V _{t3'}	35,36	33,54	21,75	13,69	V _{L4}	0,844	0,80	0,52	0,347
V _{t4}	14,55	13,80	8,95	5,63					
V _{t4'}	12,64	12,0	7,78	4,89					
V _{t5}	33,71	31,97	20,74	13,05					
V _{t5'}	29,15	27,65	17,83	11,29					
V _{t6}	6,88	6,53	4,24	2,66					
V _{t7}	26,07	24,72	16,04	10,09					
V _{t7'}	24,87	23,59	1,00	9,63					
V _{t8}	0,591	0,56	0,36	0,228					

Tableau donnant la nature des sollicitations agissant dans les éléments de fonds (tourneaux) . Voiles à 1 file d'ouvertures.

Voiles	Niv	M (t.m)	N _{min} (t)	E ₀ (cm)	Nature	N _{max} (t)	Nature	E ₀ (cm)	C ₁ = E ₀ /L	L (m)	
Y ₁	Trameau 1	R.D.C	-59,66	0,068	S.E.T.	140,02	SEC	0,03	0,226	1,36	
		3	-30,41	0,083	SET	86,59	SEC	0,03	"	"	
		7	-2,20	0,286	S.P.T	30,18	SEC	0,0208	"	"	
	Trameau 2	R.D.C	89,16	-16,68	5,23	S.P.T	197,82	SEC	0,45	0,635	3,81
		3	55,64	+0,331	168,12	S.P.C	130,56	SEC	0,426	"	"
		7	13,84	12,47	11,50	S.P.C	50,54	S.E.C	0,274	"	"
Y ₂	Trameau 1	R.D.C	-38,59	0,081	S.E.T.	118,94	SEC	0,026	0,226	1,36	
		3	-18,05	0,132	S.E.T	76,22	SEC	0,031	"	"	
		7	0,924	0,527	S.P.C.	27,06	S.E.C	0,018	"	"	
	Trameau 2	R.D.C	66,18	4,39	15,05	S.P.C	177,18	S.E.C	0,373	0,635	3,81
		3	52,94	12,69	4,17	S.P.C.	118,00	SEC	0,447	"	"
		7	10,73	15,54	0,69	S.P.C.	47,41	S.E.C	0,226	"	"

voiles		Niv	$M_{max}^{(t.m)}$	$N_{max}^{(t)}$	$e_{o_1} (m)$	nature	$N_{min}^{(t)}$	$e_{o_2} (m)$	nature	$e_1 = \frac{h_f}{6}$	$\ell (m)$
V ₆₂	trumeau 1	R.D.C	2,182	88,65	0,024	SEC	-5,94	0,367	S.E.T	0,167	1,00
		3	1,407	58,66	0,024	S.E.C	1,205	1,167	S.P.C	"	"
		7	0,402	23,16	0,017	S.E.C	5,94	0,067	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	10,174	108,9	0,093	SEC	8,41	1,209	S.P.C	0,278	1,67
		3	6,56	73,31	0,09	SEC	11,59	0,566	S.P.C	"	"
		7	1,874	30,35	0,06	SEC	10,92	0,171	S.E.C	"	"
V _{62'}	trumeau 1	R.D.C	1,584	81,26	0,019	SEC	11,45	1,088	S.P.C	0,167	1,00
		3	1,106	54,32	0,02	SEC	5,54	0,20	S.P.C	"	"
		7	0,308	22,06	0,014	SEC	7,036	0,044	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	7,386	101,50	0,073	SEC	15,80	0,467	S.P.C	0,278	1,67
		3	5,515	68,97	0,08	SEC	15,93	0,346	S.P.C	"	"
		7	1,484	29,25	0,051	SEC	12,015	0,124	S.E.C	"	"

~ 145 ~

Voiles		Niv	M _{max} (t.m)	N _{max} (t)	e ₀₁ (mm)	Nature	N _{min} (t)	e ₀₂ (mm)	Nature	e ₁ = $\frac{hE}{6}$	l (cm)
Vt3	Etriveau 1	R.D.C	22,88	253,92	0,09	SEC	-83,47	0,974	S.E.T	0,390	2,34
		3	14,25	163,39	0,087	SEC	-38,97	0,365	S.E.T.	"	"
		7	3,88	58,49	0,066	SEC	1,86	2,085	S.P.C	"	"
	Etriveau 2	R.D.C	106,79	304,25	0,351	SEC	-47,08	2,268	S.P.C	0,651	3,91
		3	66,49	199,23	0,333	SEC	-13,36	4,976	S.P.C	"	"
		7	18,13	76,05	0,238	SEC	14,11	1,285	S.P.C	"	"
Vt3'	Etriveau 1	R.D.C	18,17	229,13	0,079	SEC	-58,70	0,310	S.E.T	0,390	2,34
		3	11,86	148,86	0,08	SEC	-24,44	0,485	S.E.T.	"	"
		7	3,15	54,91	0,057	SEC	5,61	0,562	S.P.C	"	"
	Etriveau 2	R.D.C	84,79	279,47	0,303	SEC	-22,3	3,802	S.P.C.	0,651	3,91
		3	55,34	184,70	0,30	SEC	1,17	47,3	S.P.C.	"	"
		7	14,72	72,38	0,203	SEC	17,79	0,828	S.P.C	"	"

1942

voiles		NiV	M _{max} (t.m)	N _{min} (t)	e ₀₁ (m)	nature	N _{max} (t)	e ₀₂ (m)	nature	e ₁ = $\frac{h_c}{6}$	l (m)
V64	trumeau 1	R.D.C	1,873	-21,36	0,087	S.E.T	116,311	0,016	S.E.C	0,166	1,50
		3	1,091	-7,12	0,153	S.E.T	75,94	0,014	S.E.C	"	"
		7	0,255	4,67	0,054	S.E.C	28,86	0,008	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	100,609	55,22	1,82	S.P.C	223,66	0,45	S.E.C	0,628	3,77
		3	58,82	48,74	1,21	S.P.C	154,74	0,378	S.E.C	"	"
		7	13,720	31,31	0,438	S.E.C	67,65	0,202	S.E.C	"	"
V64'	trumeau 1	R.D.C	1,58	-13,40	0,118	S.E.T	108,35	0,014	S.E.C	0,166	1,00
		3	0,941	-2,46	0,382	S.P.T	71,270	0,013	S.E.C	"	"
		7	0,218	5,35	0,037	S.E.C	27,68	0,008	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	84,90	63,18	1,34	S.P.C	215,702	0,393	S.E.C	0,628	3,77
		3	50,56	53,00	0,953	S.P.C	150,074	0,336	S.E.C	"	"
		7	11,809	32,49	0,363	S.E.C	66,476	0,177	S.E.C	"	"

V64'

Voiles		NiY	M _{max} (t.m)	N _{max} (t)	e ₀ (m)	Nature	N min	e ₀₂	nature	e ₁ = $\frac{h_t}{6}$	l (m)
YES	trumeau 1	R.D.C	46,909	243,79	0,192	S.E.C	-73,36	0,639	S.E.T	0,493	2,96
		3	27,908	156,70	0,178	"	-33,40	0,835	"	"	"
		7	7,125	56,45	0,126	"	3,00	2,367	S.P.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	108,117	274,13	0,394	S.E.C	-51,65	2,09	S.P.T	0,651	3,91
		3	64,323	178,69	0,360	"	-17,72	3,63	"	"	"
		7	16,423	67,16	0,244	"	10,46	1,569	S.P.C.	"	"
YES	trumeau 1	R.D.C	41,398	237,76	0,174	S.E.C	209,55	0,197	S.E.C	0,493	2,96
		3	25,554	148,74	0,171	"	128,10	0,200	"	"	"
		7	6,321	54,44	0,116	"	43,808	0,144	"	"	"
	trumeau 2	R.D.C	95,415	266,09	0,359	S.E.C	-43,62	2,187	S.P.C	0,651	3,91
		3	58,898	170,73	1,62	"	-9,76	6,03	"	"	"
		7	14,57	65,15	0,293	"	12,48	1,167	"	"	"

2
148

voiles	Niv	M (k.m)	N _{min}	e ₀₁	nature	N _{max}	e ₀₂	nature	$\alpha_1 = \frac{R_c}{6}$	l (cm)	
V67	trumeau 1	R.D.C	347,98	76,505	4,54	S.P.C	208,53	1,66	S.P.C	0,984	5,905
		3	197,27	62,48	3,16	S.P.C	148,20	1,33	"	"	"
		7	43,971	35,06	1,25	"	66,601	0,66	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	0,244	-22,737	0,0107	S.E.T	67,239	0,0036	S.E.C	0,087	0,525
		3	0,140	-10,587	0,013	"	43,481	0,003	"	"	"
		7	0,0309	0,336	0,092	S.P.C	15,538	0,002	"	"	"
V67	trumeau 1	R.D.C	327,68	82,36	3,97	S.P.C	211,750	1,547	S.P.C	0,984	5,905
		3	188,44	64,81	2,907	"	148,93	1,265	"	"	"
		7	41,59	34,72	1,197	"	65,54	0,634	S.E.C	"	"
	trumeau 2	R.D.C	0,230	-15,29	0,015	S.E.T	72,34	0,0031	"	0,087	0,525
		3	0,132	-5,58	0,0236	"	47,30	0,003	"	"	"
		7	0,029	1,75	0,0165	S.E.C	16,68	0,0017	"	"	"

M49

voile	Niv	M (r.m)	N _{mar} (t)	e ₀ (mm)	Nature	N _{min} ^(t)	e ₀₂ (mm)	Nature	e ₁ = $\frac{h_t}{6}$	l (mm)
V _{E6}	R.D.C	139,67	178,83	0,781	S.P.C	124,62	1,120	S.P.C	0,726	4,36
	3	80,81	130,15	0,620	S.E.C	90,08	0,897	S.P.C	"	"
	7	19,68	63,82	0,308	S.E.C	42,98	0,457	S.E.C.	"	"
V _{E8}	R.D.C	11,99	41,78	0,287	S.E.C	31,49	0,380	S.P.C	0,316	1,90
	3	6,94	31,67	0,219	S.E.C	23,67	0,293	S.E.C.	"	"
	7	1,69	15,92	0,106	S.E.C.	12,21	0,138	S.E.C	"	"
V _{L4}	R.D.C	19,36	20,57	0,941	S.P.C	16,20	1,195	S.P.C	0,313	1,88
	3	11,20	14,13	0,793	S.P.C	11,25	0,996	S.P.C	"	"
	7	2,73	6,35	0,430	S.P.C	5,029	0,544	S.P.C	"	"
V _{L3-V_{L3}}	R.D.C	419,83	135,09	3,107	S.P.C	99,68	4,21	S.P.C	0,653	3,92
	3	242,96	96,72	2,51	S.P.C	71,20	3,41	S.P.C	"	"
	7	59,36	46,04	1,28	S.P.C.	33,20	1,78	S.P.C.	"	"

voiles pleines.

1/50

VOILES à 2 files d'ouvertures

VOILES	NiV	M _{max}	N _{min}	e ₀₁	nature	N _{max}	e ₀₂	nature	$q_1 = \frac{R_c}{\xi}$	l(m)	
VL1	trumeau 1	R.DC	0,827	-112,36	0,0073	S.E.T	182,52	0,0045	S.E.C	0,25	1,50
		3	0,735	-31,02	0,023	S.E.T	69,23	0,0106	S.E.C	"	"
		7	0,551	-16,78	0,032	S.E.T	46,86	0,0117	"	"	"
	trumeau 2	R.DC	24,15	82,71	0,291	S.E.C	116,29	0,207	"	0,770	4,62
		3	21,47	44,46	0,482	S.E.C	64,00	0,335	"	"	"
		7	16,102	34,89	0,461	S.E.C	50,53	0,318	"	"	"
VL2 - VL3	trumeau 1 et 3	R.DC	1,415	-126,04	0,011	S.E.T	174,68	0,0081	"	0,166	1,00
		3	1,572	-101,27	0,0155	S.E.T	144,32	0,0108	"	"	"
		7	0,943	-21,35	0,044	S.E.T	41,88	0,0225	"	"	"
	trumeau 2	R.DC	14,15	14,53	0,973	S.P.C	41,41	0,341	"	0,50	3,00
		3	15,722	10,032	1,567	S.P.C	37,29	0,421	"	"	"
		7	9,433	4,69	2,011	S.P.C	20,55	0,459	"	"	"

NB: Les trumeaux 1 et 3 sont identiques donc e Colap se fera pour un seul trumeau.

~ 181 ~

ferraillage des voiles.

refend à une file d'ouverture V_{t3}

pour cela on adoptera un seul exemple de calcul, et on dressera un tableau qui récapitulera le ferraillage de tous les voiles.
Voile V_{t3} , on prendra le trumeau 1 seulement :

trumeau 1

A. Niveau R.D.C : données : $h_t = 2,34 \text{ m}$; $b = 0,16 \text{ m}$

$N_{max} = 253,92 \text{ t}$; $N_{min} = -83,476 \text{ t}$ (traction) ; $M = 22,886 \text{ t.m.}$

$T = 258,255 \cdot \frac{16 \cdot 278}{100} = 42,049 \text{ t}$

1^o Combinaison : (M ; $N_{min} = 0,84 - E$)

$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 0,274 \text{ m}$; $e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{2,34}{6} = 0,39 \text{ m}$; $\frac{h_t}{2} = 1,17 \text{ m}$

$\left(\begin{array}{l} N < 0 \text{ (traction)} \\ \text{et} \\ e_0 < \frac{h_t}{2} \end{array} \Rightarrow \text{S.E.T} \right)$

$d_1 = d_2 = \frac{1,5b}{2} = \frac{1,5 \cdot 16}{2} = 12 \text{ cm}$; $h = h_t - d = 222 \text{ cm}$

$z = h_t - d_1 - d_2 = 234 - 24 = 210 \text{ cm}$

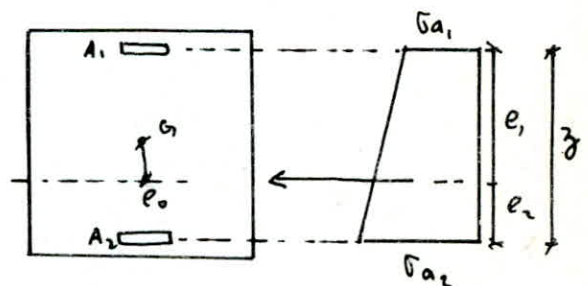
$e_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d_1 = \frac{234}{2} + 274 - 12 = 132,4 \text{ cm}$

$e_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_1 = \frac{234}{2} - 27,4 - 12 = 77,6 \text{ cm}$

$A_1 = \frac{N e_2}{z \sigma_a} = \frac{83,476 \cdot 10 \cdot 77,6}{210 \cdot 4200} = 7,34 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N e_1}{z \sigma_a} = \frac{83,476 \cdot 10 \cdot 132,4}{210 \cdot 4200} = 12,53 \text{ cm}^2$

$A_{min} = \frac{1}{100} \cdot b(1,5b) = \frac{1}{100} \cdot 16 \cdot 24 = 3,84 \text{ cm}^2$



d'où on prend A_1 et A_2 qui sont supérieures à A_{min} , par la réciprocity du seisme on prend $A_1 = A_2 = 12,53 \text{ cm}^2$ on adoptera 8 HA16 ($A = 16,08 \text{ cm}^2$) dans les potelets.

Zone Courante: $T = T_i \cdot \frac{I_i \cdot 10^3}{\Sigma I_i} = 42,03 \cdot \frac{I_i \cdot 10^3}{\Sigma I_i}$ $I_1 = \frac{bh^3}{12} = 16 \cdot \frac{234^3}{12} = 17083872 \text{ cm}^4$
 $I_2 = 16 \cdot \frac{391^3}{12} = 79701961 \text{ cm}^4$

$T = 7,413 \text{ t}$. $Z = \frac{1,4T}{0,3} = \frac{1,4 \cdot 7,413 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 222} = 3,39 \text{ kg/cm}^2$; $\Sigma I_i = 96785833 \text{ cm}^4$

$Z = 3,39 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$ on prend 0,15%

$A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2$ 5 HA10 p.m et par face ($A = 3,92 \text{ cm}^2$)

$e = 20 \text{ cm}$ pas de réduction à $L/10$.

Calcul des Armatures horizontales:

$\tilde{\omega}_t < 0$ 0,15%

$A_h = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 \cdot \text{p.m.}$ à 5 HA8 ($2,51 \text{ cm}^2 \text{ p.m. par face}$)

- Les barres horizontales seront reliées par 5 épingles $\phi 8 / \text{m}^2$ et doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi = 8 \text{ cm}$.

Verification de Contraintes: 1^{re} Combinaison: $(M; N_{min})$ S.E.T

$\sigma_{a1} = \frac{N_{min} \cdot e_1}{2 \cdot A_1} = \frac{83,476 \cdot 77,6 \cdot 10^3}{210 \cdot 16,08} = 1918 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{a2} = \frac{N_{min} \cdot e_2}{2 \cdot A_2} = \frac{83,476 \cdot 132,4}{210 \cdot 16,08} = 3273 \text{ kg/cm}^2$

2^{de} Combinaison: $N_{max} = 253,92 \text{ t}$; $M = 22,886 \text{ t.m}$; $e_0 = 0,09 < e_1 = \frac{h_t}{6} \Rightarrow$ S.E.C.

$B'_0 = bh_t + 2nA = 16 \cdot 234 + 2 \cdot 15 \cdot 16,08 = 4226,4 \text{ cm}^2$

$I_{xx} = \frac{bh_t^3}{12} + 2nA \left(\frac{h_t}{2} - d\right)^2 = 16 \cdot \frac{234^3}{12} + 30 \cdot 16,08 \cdot \left(\frac{234}{2} - 12\right)^2 = 22402332 \text{ cm}^4$

$\sigma'_{b1,2} = \frac{N'_{max}}{B'_0} + \frac{M}{I_{xx}} \cdot \frac{h_t}{2} = \frac{253,92 \cdot 10^3}{4226,4} + \frac{22,886 \cdot 10^5}{22402332} \cdot \frac{234}{2}$

$\sigma'_{b1,2} = 60 + 11,95 \Rightarrow \begin{cases} \rightarrow \sigma'_{b1} = 48 \text{ kg/cm}^2 \\ \rightarrow \sigma'_{b2} = 72 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$ vérifié!

$\sigma_a = 15 \left[60 + 11,95 \cdot \frac{105}{117} \right] = 1068 \text{ kg/cm}^2$ vérifié!

verification de la section total d'armatures tendue.

$A = 16,08 \cdot 2 + 2 \cdot 3,92 \cdot 2 \cdot 34 = 50,50 \text{ cm}^2 > \frac{0,5}{100} \cdot 16 \cdot 234 = 18,72 \text{ cm}^2$

B. niveau 3 :

$h_t = 2,34 \text{ m}$; $N_{max} = 163,392 \text{ t}$; $N_{min} = -38,974 \text{ t}$; $M = 14,25 \text{ t.m}$

1° Combinaison : $(N_{min}; M)$ $e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 0,365 \text{ m}$; $\frac{h_t}{2} = 1,17 \text{ m}$.

$\left\{ \begin{array}{l} N < 0 \text{ traction} \\ \text{et} \\ e_0 < \frac{h_t}{2} \end{array} \right.$

la résultante des forces passent entre les armatures
S.E.T.

$d_1 = d_2 = 12 \text{ cm}$; $h = 222 \text{ cm}$.

$e_1 = \frac{h_t}{2} + e_0 - d_1 = 132,4 \text{ cm}$

$e_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_1 = 77,6 \text{ cm}$.

$f = 210 \text{ cm}$.

$A_1 = \frac{N e_2}{f \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{38,974 \cdot 10^3 \cdot 77,6}{210 \cdot 4200} = 3,42 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{N e_1}{f \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{38,974 \cdot 10^3 \cdot 132,4}{210 \cdot 4200} = 5,85 \text{ cm}^2$

$A_{min} = \frac{1}{100} \cdot b \cdot (a,5b) = 3,84 \text{ cm}^2$; A_1 et A_2 plus prépondérant

on les pose symétriquement $A_1 = A_2 = 4 \text{ HA } 14$ ($A = 6,16 \text{ cm}^2$)

dans chaque potelet.

Zone Courante : $T = 244,91 \cdot \frac{16,273}{100} = 39,869 \text{ t}$.

$\tau_{trumeau} = \frac{39,869 \cdot \frac{I_1}{\Sigma I_0}}{\Sigma I_0} = 7,04 \text{ t}$; $\tau = \frac{1,4 \cdot 7,04 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 222} = 3,2 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 D_{28}$
 $\rightarrow 0,15\%$

$A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$ 5 HA 10 p.m. par face ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

$e = 20 \text{ cm}$.

Les barres horizontales sont reliées par des pingles $\phi 8 / \text{m}^2$ et doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi = 8 \text{ cm}$

$l_n = 20\phi = 20 \cdot 1,2 = 24 \text{ cm}$.

- Cadre $\phi 6$ tous les 10 cm pour les potelets.

Vérification de Contraintes :

1^o Combinaison : (N_{min} ; M) S.E.T.

$$\sigma_{a1} = \frac{N_{min} \cdot l_2}{z \cdot A_1} = \frac{39,974 \cdot 10^3 \cdot 77,6}{210 \cdot 6,16} = 2338 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ vérifié}$$

$$\sigma_{a2} = \frac{N_{min} \cdot l_1}{z \cdot A_2} = \frac{39,974 \cdot 10^3 \cdot 132,4}{210 \cdot 6,16} = 3989 \text{ kg/cm}^2$$

2^o Combinaison : (N_{max} ; M) $e_0 = 0,082 < e_1$ S.E.C.

$$B_0 = b \cdot h_t + 2 \cdot n \cdot A = 16 \cdot 234 + 2 \cdot 15 \cdot 6,16 = 3929 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h_t^3}{12} + 2 \cdot n \cdot A \left(\frac{h_t}{2} - d \right)^2 = 16 \cdot \frac{234^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 6,16 \cdot (117 - 12)^2 = 19121292 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b,2} = \frac{N_{max} \pm M}{B'_0} = \frac{163,39 \cdot 10^2 \pm \frac{14,25 \cdot 10^5}{117}}{3929} = \frac{163,39 \cdot 10^2 \pm 1217,95}{3929}$$

$$\sigma'_{b,2} = [41 \mp 8,7] \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_{b1} = 32,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié} \\ \sigma'_{b2} = 49,7 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_a = 15 \left[41 + 8,7 \cdot \frac{105}{117} \right] = 732 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la section totale d'armatures tendues :

$$A = 2 \cdot 6,16 + 2 \cdot 3,92 \cdot 2,34 = 30,66 \text{ cm}^2 > \frac{0,5}{100} \cdot 16 \cdot 2,34 = 18,72 \text{ cm}^2$$

Niveau 7 : $h_t = 2,34 \text{ m}$; $N_{max} = 58,496 \text{ t}$; $N_{min} = 1,864 \text{ t}$; $M = 3,886 \text{ t.m}$

$$T = 158,854 \cdot \frac{16,279}{100} = 25,86 \text{ t}$$

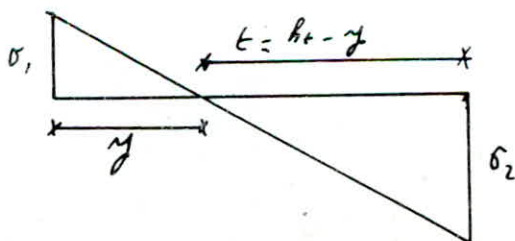
1^o Combinaison : (N_{min} ; M) $e_0 = 2,085 \text{ m}$; $e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,39 \text{ m}$
 $e_0 > e_1 \Rightarrow$ S.P.C.

Calcul de Contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_{min}}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot y = \frac{N_{min}}{b \cdot h_t} \left[1 \pm \frac{6 e_0}{h_t} \right] = \frac{1,864 \cdot 10^3}{16 \cdot 234} \left[1 \pm \frac{6 \cdot 2,085}{2,34} \right]$$

$$\sigma_1 = -2,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3,16 \text{ kg/cm}^2$$



$$y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 95 \text{ cm.}; \quad t = h_t - y = 139 \text{ cm}; \quad d = 12 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 234 - 12 = 222 \text{ cm.}$$

- Calcul du ferrailage: partie tendue.

$$M_f = N_{\min} \cdot e_A = 1,864 \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) = 1,864 \left(2,085 + \frac{2,34}{2} - 0,12 \right) = 5,84 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 5,84 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 222^2} = 0,0026 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9767 \\ k = 200 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{200} = 21 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$A_1 = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{5,84 \cdot 10^5}{0,9767 \cdot 222 \cdot 4200} = 0,64 \text{ cm}^2$$

6 % min du R.P.A s'impose

$$A = A_1 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,64 \cdot \frac{1,864 \cdot 10^3}{4200} = 0,29 \text{ cm}^2$$

4 HA 12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

dans les potelets.

$$A_{\min} = \frac{1}{100} \cdot b \cdot (1,5 b) = \frac{1}{100} \cdot 16 \cdot 24 = 3,84 \text{ cm}^2;$$

Zone Courante: $T_I = T \cdot \frac{I_1}{\Sigma I_i} = 25,86 \cdot \frac{I_1}{\Sigma I_i} = 4,56 \text{ t};$

$$z = \frac{1,4 \cdot 4,56 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 222} = 2 < 0,025 \bar{\sigma}_{c2} \Rightarrow 0,15 \%$$

$$A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 \cdot \text{p.m.} \Rightarrow 5 \text{ H.A. } 10 \text{ p.m par face } (A = 3,92 \text{ cm}^2)$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

Calcul des armatures horizontales:

$$\bar{\omega}_t < 0 \Rightarrow z = 2 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}_{c2} \Rightarrow 0,15 \%$$

$$A_h = \frac{0,15}{100} \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2 \cdot \text{p.m.} \quad 5 \text{ HA } 8 \text{ p.m par face } (A = 2,51 \text{ cm}^2)$$

- Les barres horizontales seront reliées par 5 épingle $\phi 8 / \text{m}^2$ et doivent être munis de crochets à 135° ayant une longueur de $8 \text{ cm} = 10 \phi$

$$l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ cm.}$$

~157~

Vérification de contraintes:

2^e Combinaison: (N_{max}; M) e₀ = 0,066 m

$$B'_0 = b h_t + 2 n A = 16.234 + 2.15.4,52 = 3879,6 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx} = b \frac{h_t^3}{12} + 2 n A \left(\frac{h_t}{2} - d \right)^2 = 16. \frac{234^3}{12} + 2.15.4,52 \left[\frac{234}{2} - 12 \right]^2 = 18578862 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b_{1,2}} = \frac{N_{max}}{B'_0} \pm \frac{M}{I_{xx}} \cdot \frac{h_t}{2} = \frac{58,496 \cdot 10^3}{3879,6} \pm \frac{3,886 \cdot 10^5}{18578862} \cdot 117 = 15 \mp 2,44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b_1} = 17,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \\ \sigma'_{b_2} = 12,56 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = 15 \left[15 + 2,44 \frac{105}{117} \right] = 258 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la section totale d'armature tendues:

$$A = 2.4,52 + 2.3,92.2,34 = 27,4 \text{ cm}^2 > \frac{0,5}{100} \cdot 16.234 = 18,72 \text{ cm}^2$$

Tableau de ferrailage des elements de refends

A. Voiles transversaux:

Armat. Voile	Armat. verticale			Armat. horizontale	Armat. transv.		observation	
	Potelet		Zone Courante		potelet	Zone Courante		
	Niv	Secr. d'aciers						
Vt 8	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 Cadre $\phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	voile plein.	
	3	4 HA 12	"	"	"	"		
	7	4 HA 12	"	"	"	"		
Vt1 - Vt1'	trameau 1	R.D.C	10 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	voile à 1 file d'ouvert-ure.
		3	6 HA 16	"	"	1 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
	trameau 2	R.D.C	8 HA 16	10 HA 10 p.m.	10 HA 8 p.m	2 cadre $\phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	
		3	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
Vt2 - Vt2'	trameau 1	R.D.C	8 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre $\phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	"
		3	8 HA 16	"	"	2 cadre $\phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
	trameau 2	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
Vt3 - Vt3'	trameau 1	R.D.C	10 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	5 $\epsilon p / m^2$	"
		3	6 HA 16	"	"	1 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
	trameau 2	R.D.C	10 HA 16 + 4 HA 14	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m.	2 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	"	
		3	6 HA 14	"	"	1 cadre + 1 $\epsilon p \phi 6$	"	
		7	4 HA 12.	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	

Armat. voile	Armature verticale			Armat. horizontales	Armat. Transv		obs.- -vation	
	potelet		Zone courante		potelet	Zone Courante		
	Niv	Section d'auers						
Vt6	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	5 ϵ p/m ²	voile plein	
	3	4 HA 12	10 HA 10 p.m.	"	"	"		
	7	4 HA 12	"	"	"	"		
Vt4 - Vt4	trameau 1	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	5 ϵ p/m ²	voile à 1 file d'ouver- -ture.
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
	trameau 2	R.D.C	4 HA 12	"	"	"	"	
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
Vt5 - Vt5'	trameau 1	R.D.C	8 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadres $\phi 6$	5 ϵ p/m ²	voile à 1 file d'ouverture
		3	6 HA 12	"	"	1 cadre + 1 ϵ p. $\phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
	trameau 2	R.D.C	10 HA 16 + 4 HA 14	10 HA 10 p.m	"	2 cadres + 1 ϵ p. $\phi 6$	"	
		3	6 HA 12	"	"	1 cadre + 1 ϵ p. $\phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
Vt7 - Vt7'	trameau 1	R.D.C	4 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	5 ϵ p/m ²	voile à 1 file d'ouverture
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
	trameau 2	R.D.C	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	

B. Voiles. Longitudinaux :

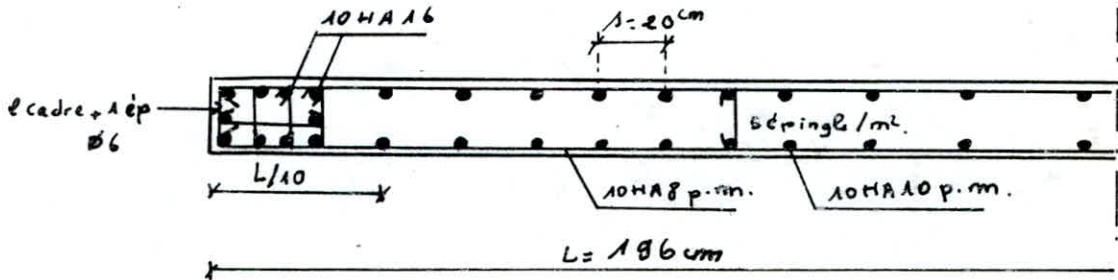
Armat. Voiles	Armatures verticales			Armat. horizontales	Armat. transvers.		obs. - variations	
	Potelet		Zone Courante		potelet	Zone Courante		
	Niv	Secr. d'auers						
VL3-VL3'	R.D.C	10 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre + 1 ép in $\phi 6$	5 ép / m ²	voile plein	
	3	6 HA 16	"	"	1 cadre + 1 ép in $\phi 6$	"		
	7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"		
VL4	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	5 ép / m ²	voile plein	
	3	4 HA 12	"	"	"	"		
	7	4 HA 12	"	"	"	"		
VL2 - VL2'	trumeau 1 et 3	R.D.C	8 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre + 1 ép $\phi 6$	5 ép / m ²	voile à 2 fils d'ouvertures.
		3	8 HA 16	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
	trumeau 2	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	"	
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
VL1	trumeau 1 et 3	R.D.C	8 HA 16	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	2 cadre $\phi 6$	"	voiles à 2 fils d'ouvertures.
		3	4 HA 12	"	"	1 cadre $\phi 6$	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	
	trumeau 2	R.D.C	4 HA 12	10 HA 10 p.m	10 HA 8 p.m	1 cadre $\phi 6$	"	
		3	4 HA 12	"	"	"	"	
		7	4 HA 12	"	"	"	"	

vu le caractère répétitif des calculs, nous avons jugé utile de donner un exemple de calcul seulement celui du voile V_{L3} à une seule file d'ouvertures. Le ferrailage de chaque exemple de voile sera donné ci-après.

I - VOILES pleins.

I. A VOILE $V_{L3} - V'_{L3}$

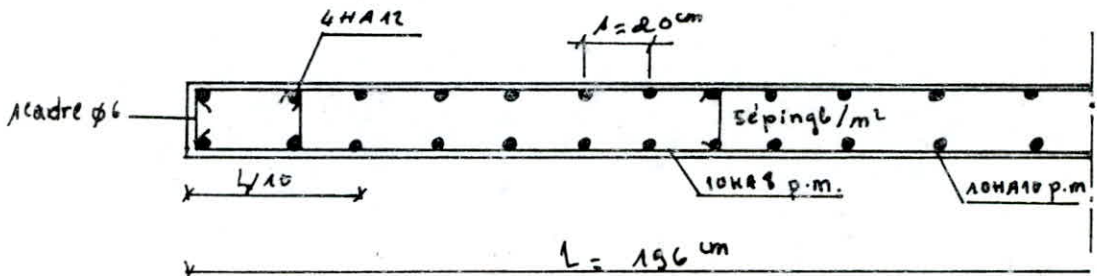
Niveau R.D.C.:



Niveau 3:

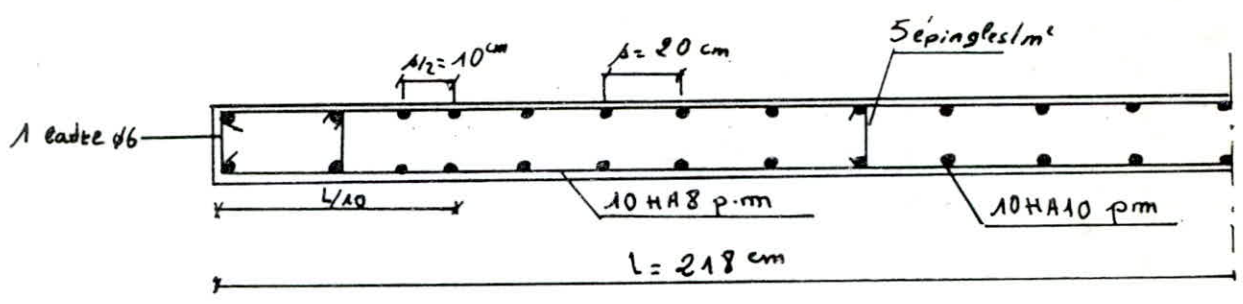


Niveau 7:



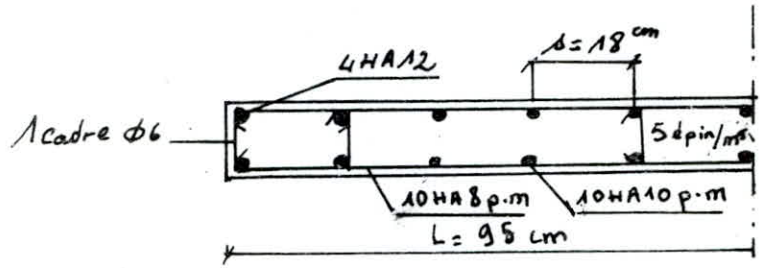
I. B. voile V_{E6}

Niveau R.D.C - 3 - 7.



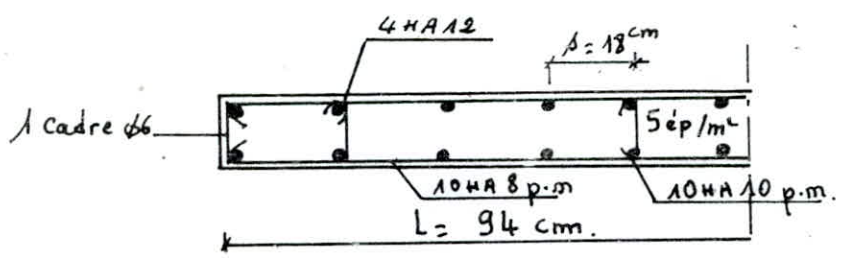
I. C. voile V_{E8}

Niveau R.D.C ; 3 ; 7.



I. D. voile V_{L4}

Niveau R.D.C ; 3 ; 7.

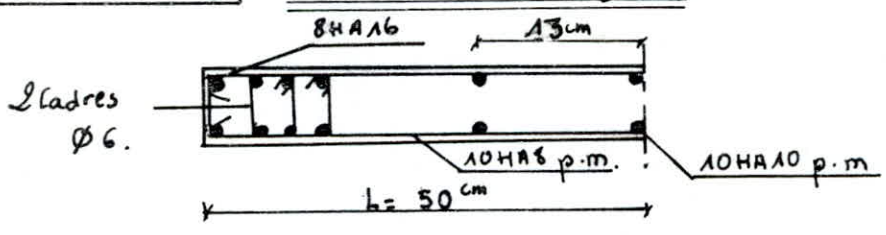


II. VOILES A une FILE D'OUVERTURES

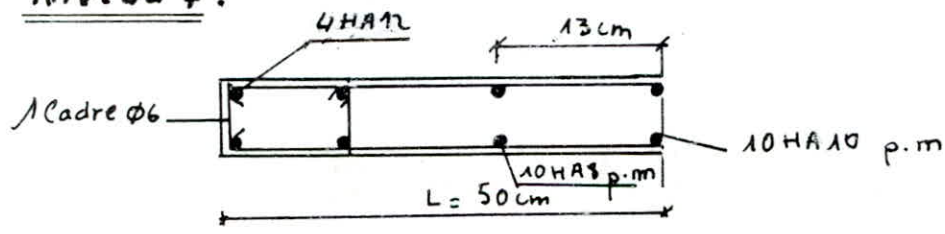
II. A. VOILES. V_{E2}-V_{E2}

TRUPEAU ①

Niveau R.D.C ; 3 ;

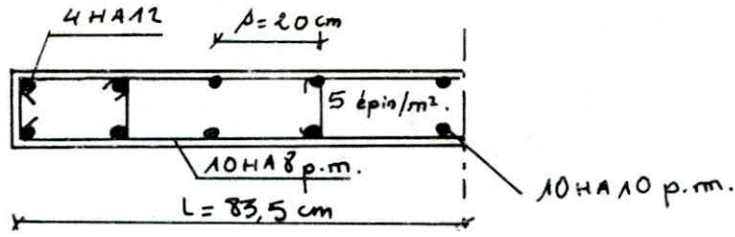


Niveau 7 :



Érumeau ②

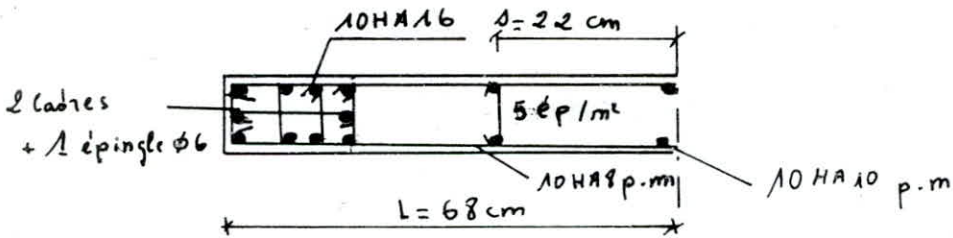
Niveau R.D.C. - 3. 7.



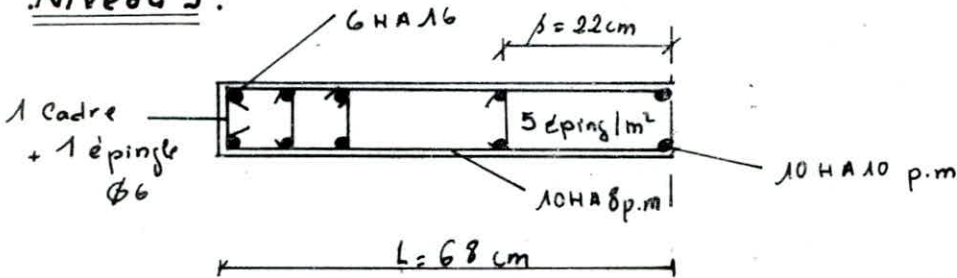
II. B. voilées V_t - V_{t'}

Érumeau ①

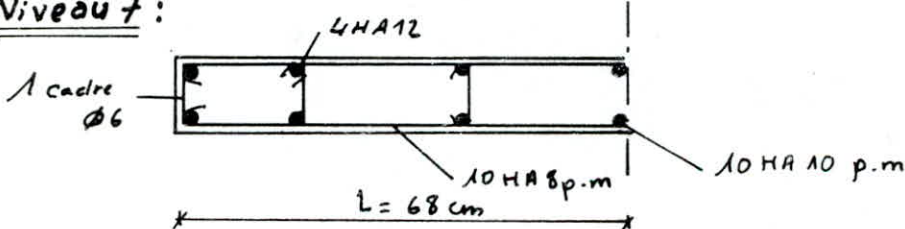
Niveau R.D.C :



Niveau 3 :

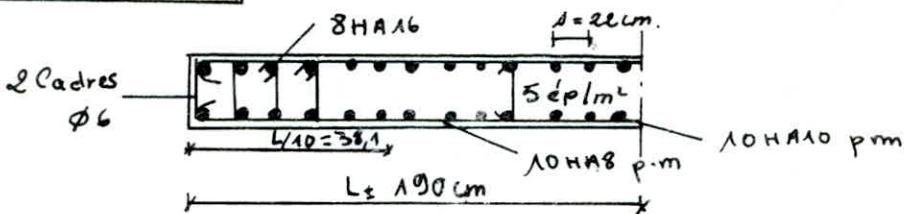


Niveau 7 :

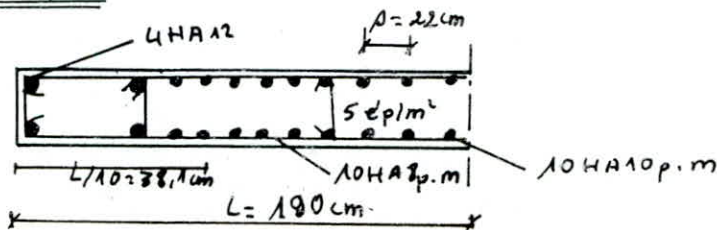


Érumeau ②

Niveau R.D.C.



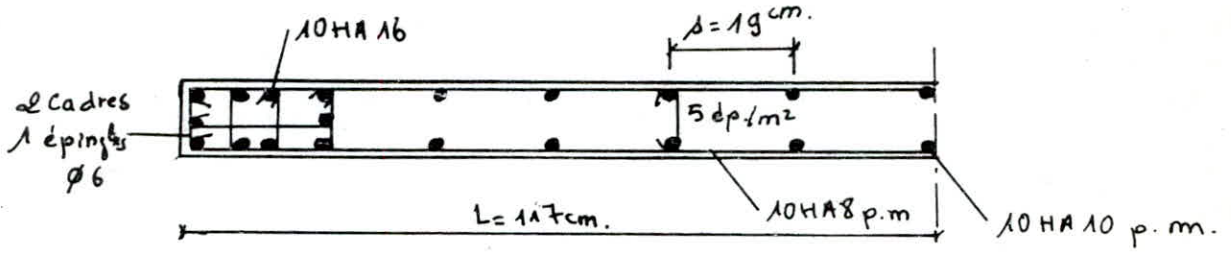
Niveau 3 - 7



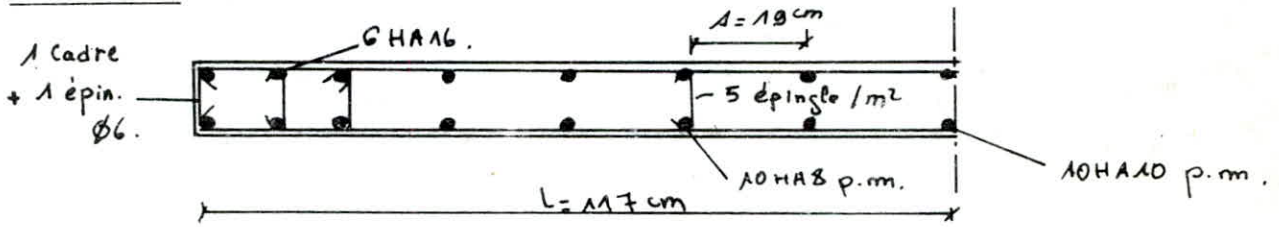
II. C voiles $V_{t3} - V'_{t3}$

trumeau ①

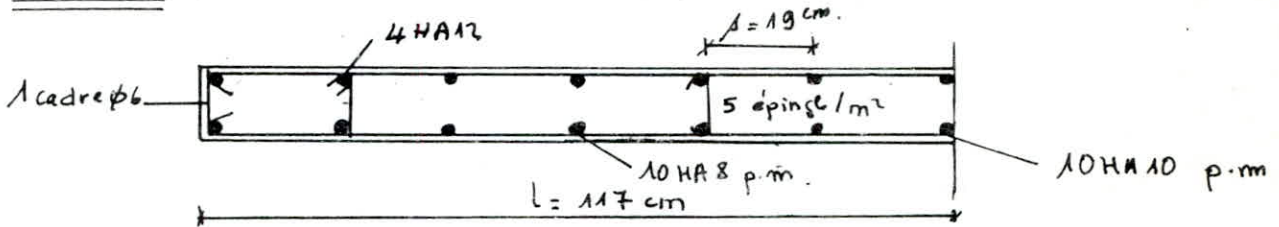
niveau R.D.C.



niveau 3.

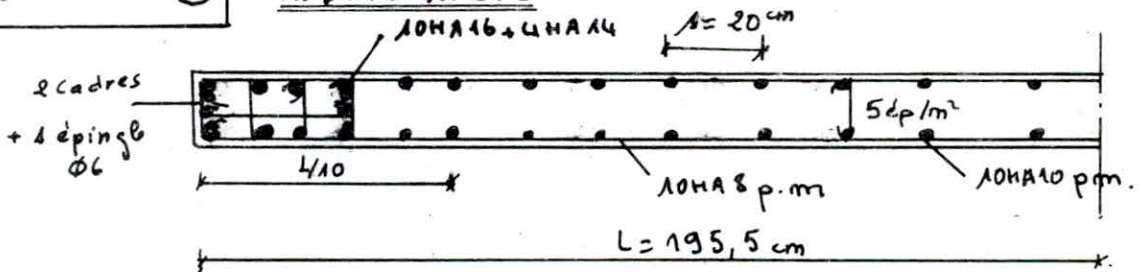


niveau 7.

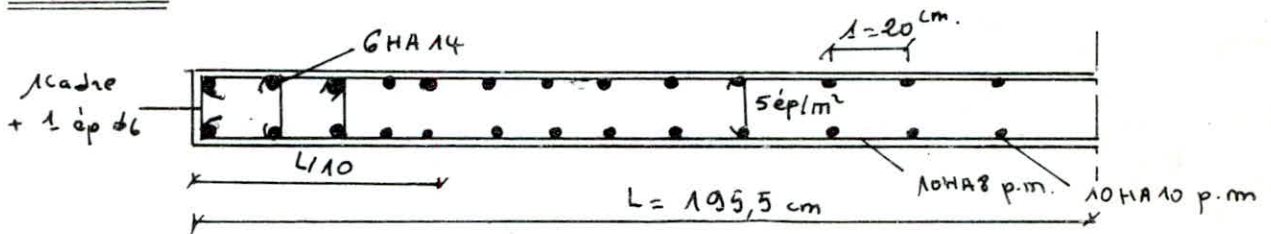


trumeau ②

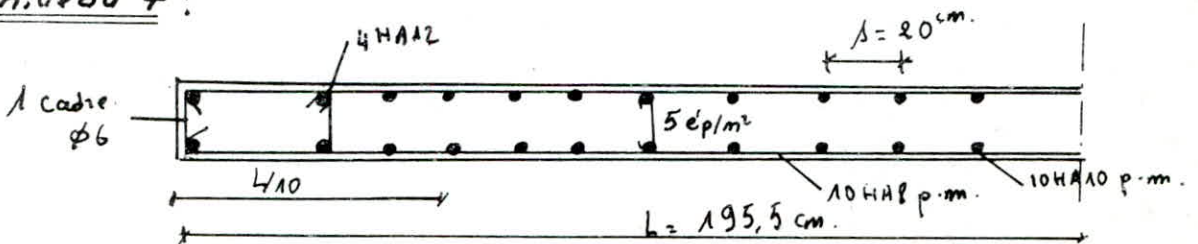
niveau R.D.C.



niveau 3 :



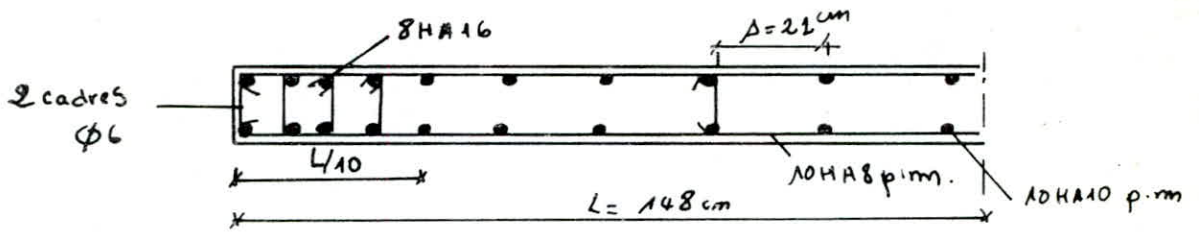
niveau 7 :



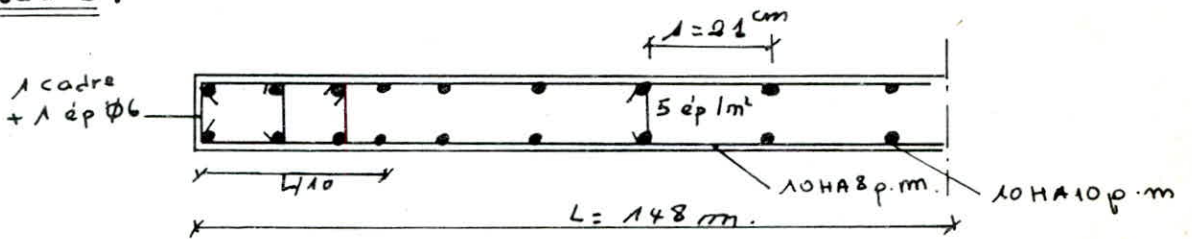
II. O. voiles vt₅-vt'₅

trumeau ①

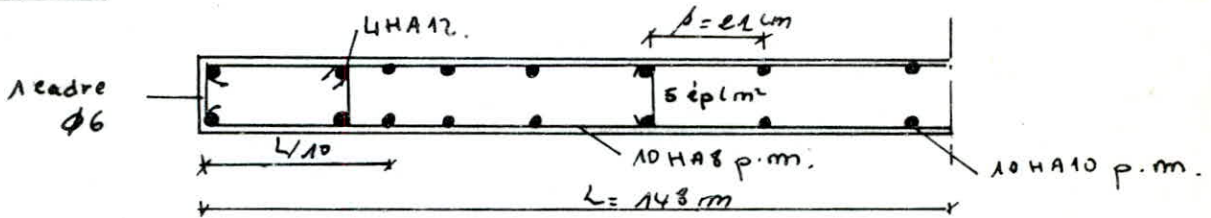
niveau R.D.C.



niveau 3.

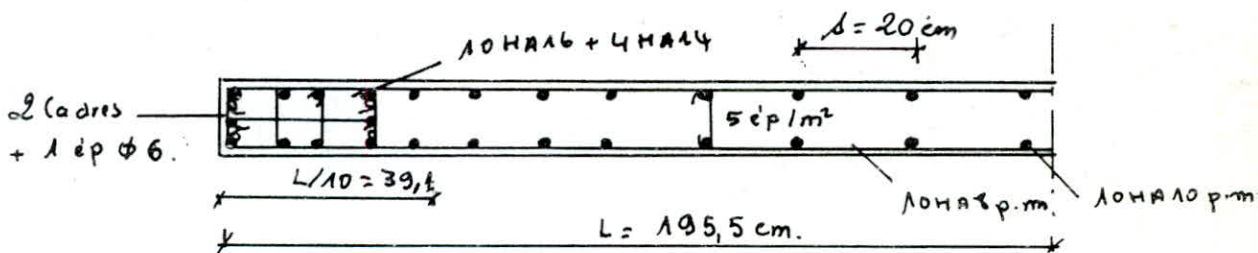


niveau 7 :

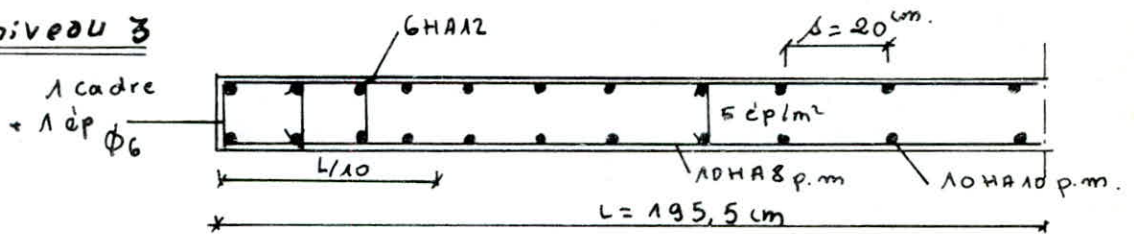


trumeau ②

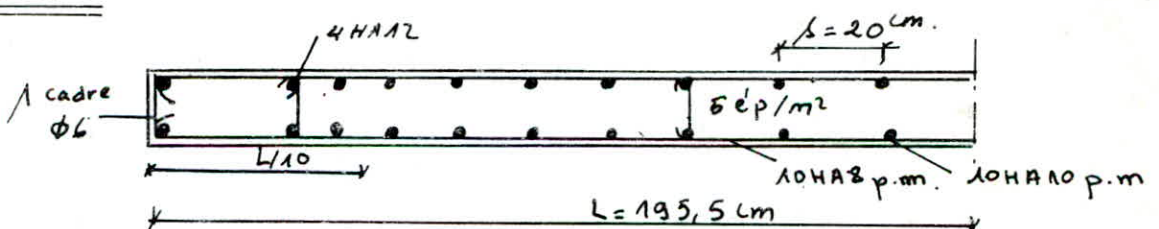
niveau R.D.C.



niveau 3

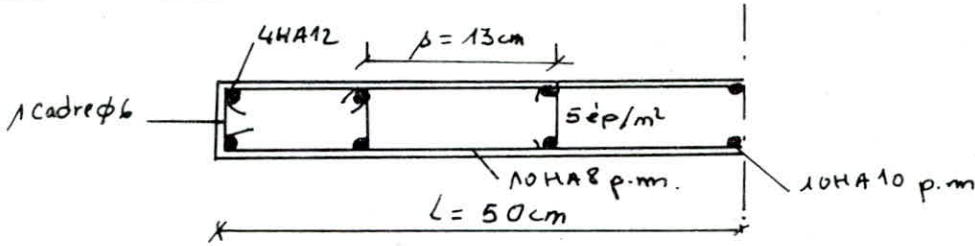


niveau 7

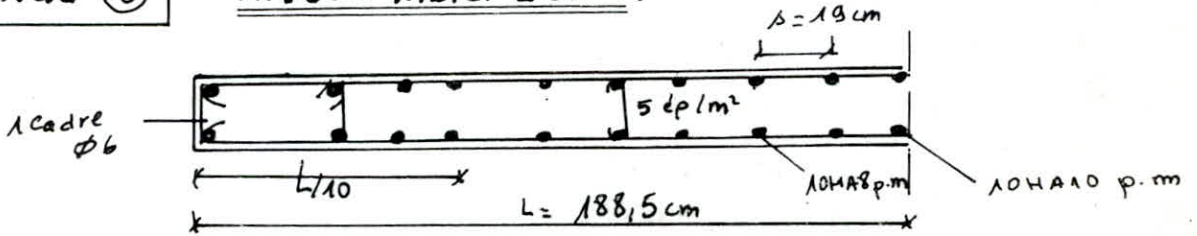


II. E. voilē v_{t4} - v_{t4}'

trumeau ① Niveau R.D.C. - 3-7.

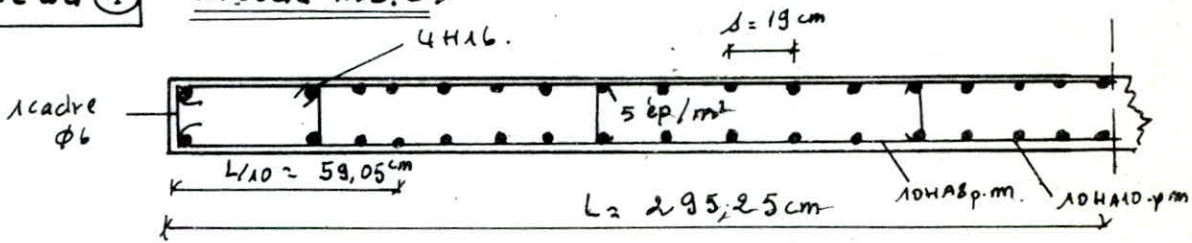


trumeau ② Niveau R.D.C. - 3-7.

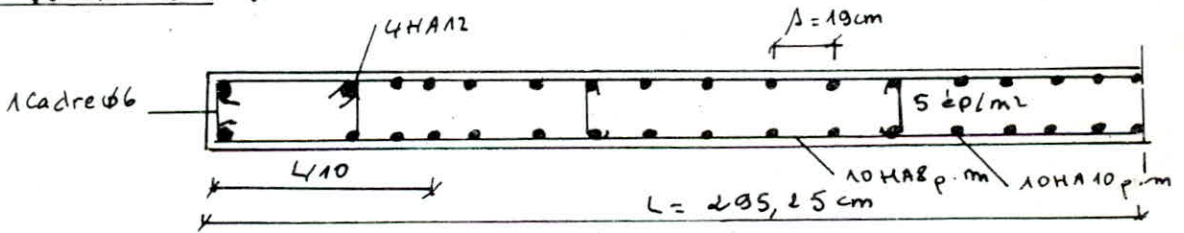


II. F. voilē v_{t7} - v_{t7}'

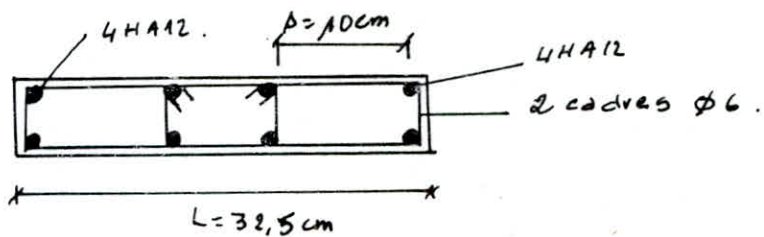
trumeau ① Niveau R.D.C.



Niveau 3-7 :



trumeau ② Niveau R.D.C. - 3-7.

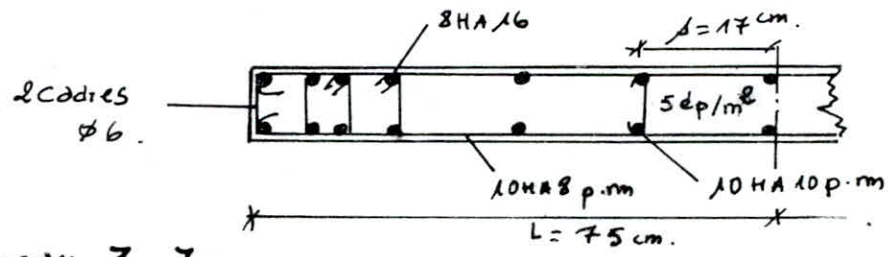


III voiles à 2 files d'ouvertures.

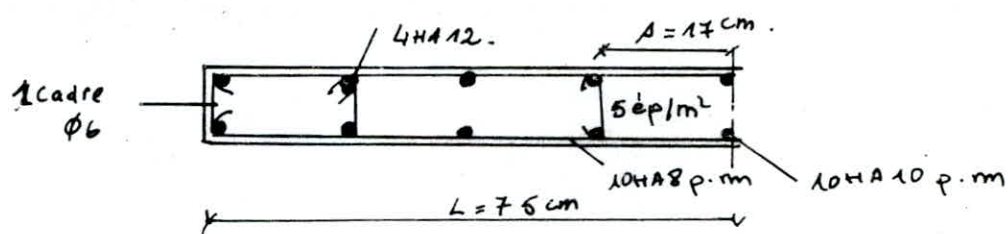
III. A. voile VL₁

trumeau ① et ③

Niveau R.D.C.

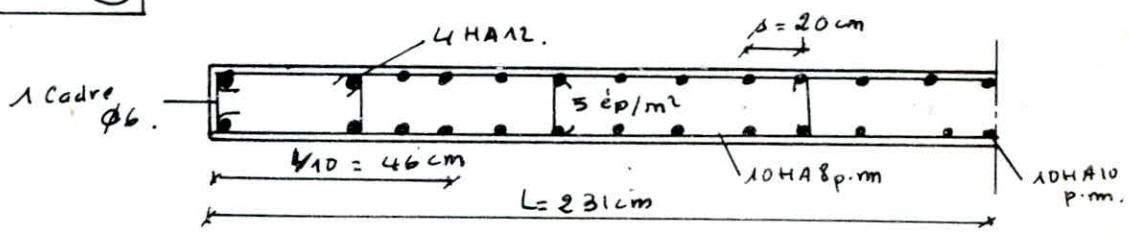


Niveau 3-7.



trumeau ②

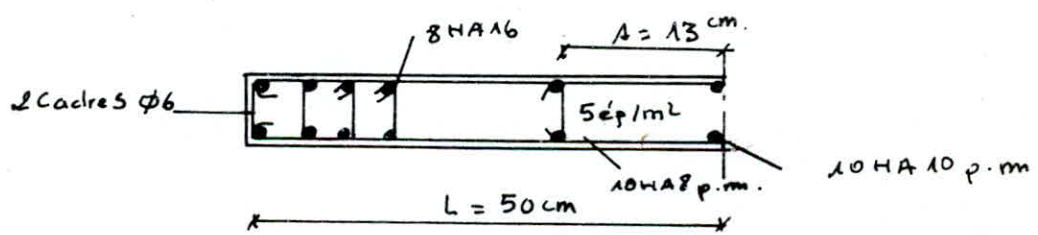
Niveau R.D.C. - 3-7.



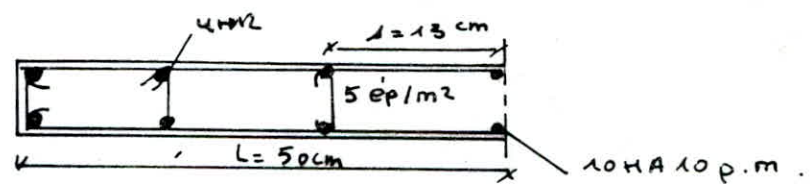
III. B. voiles VL₂ - VL₂'

trumeau ① et ③

Niveau R.D.C. - 3.

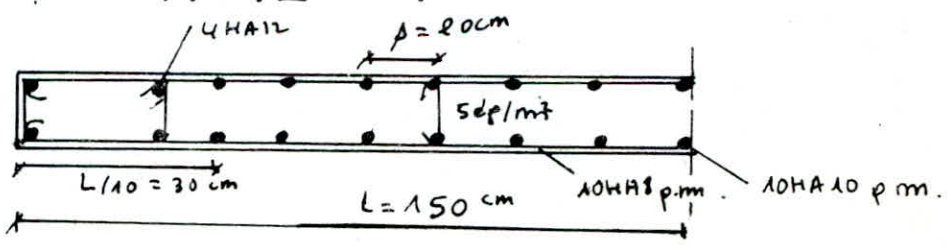


Niveau 7.



trumeau ②

Niveau R.D.C. - 3-7.



Ferraillage du voile périphérique

Conformément au règlement du (R.P.A 81), il est prévu un voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau du R.D.C. Ce voile supporte les forces exercées par la poussée des terres et transmet les forces excédentaires aux sections avoisinantes du béton et ceinture le bâtiment et assure un bon chaînage.

Dimension du voile : Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- épaisseur ≥ 15 cm (épaisseur minimale de C.T.C. pour les voiles de contreventement).
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures $\geq 0,2\%$ de la section du béton (section transversale) et avec un recouvrement $\geq 50\phi$ equerre de renforcement dans les angles
- Armatures longitudinales de peau de section ≥ 2 cm² par face et par mètre linéaire de hauteur.

$$A_s \geq \frac{0,20}{100} \times 20 \times 100 = 4 \text{ cm}^2 \text{ p.m. on adopte } 10T10 \text{ p.m. en 2 nappes. } e = 20 \text{ cm}$$

- Le recouvrement $\geq 50\phi = 50 \times 10 = 50 \text{ cm} \geq 50 \text{ cm.}$

- Armatures de peau :

$$A_s \geq 2 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T8 \text{ p.m. sur chaque face.}$$

$$e = 20 \text{ cm.}$$

ferraillage des linteaux

• Prescription relatives aux ferraillage des linteaux. (RPA81)

Article 4.3.2.4: Les linteaux doivent être conçu de façon à éviter une rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterer.

Article 4.3.2.5: La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts tranchants les plus défavorables doit être effectuée avec :

$T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul.

$M =$ Calculé à partir de la valeur ci-dessus de T .

$$\bar{\epsilon}_b = 0,12 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}'_{at} = \bar{\sigma}_{on}$$

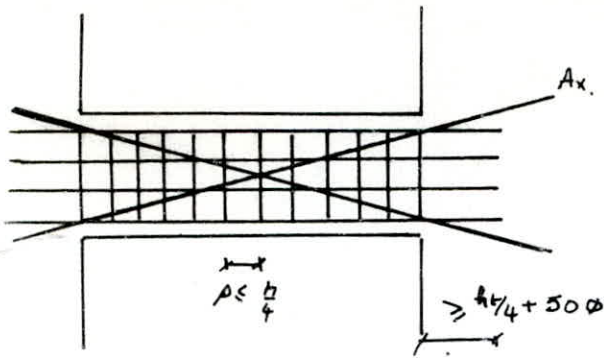
Article 4.3.3.13: Les armatures doivent être disposés et ancrés dans les trumeaux suivant la figure ci-après.

Article 4.3.3.14: pour $\bar{\epsilon}_c \geq 0,06 \sigma'_{28}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci-après

$\bar{\epsilon}_c =$ Contrainte de cisaillement dans les linteaux.

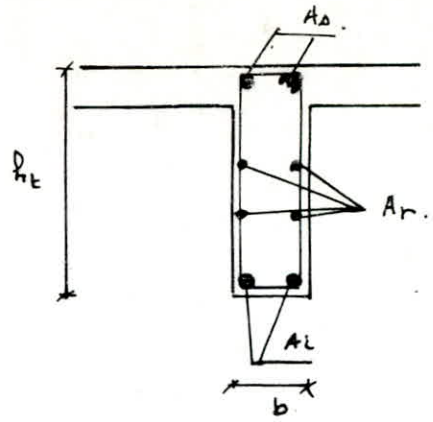
$$\bar{\epsilon}_c = 1,4 \frac{T}{b \cdot z}$$

~ 170



$$A_x \geq 0,0015 h t$$

$$S_i \bar{\sigma}_e \geq 0,06 \bar{\sigma}'_{28}$$

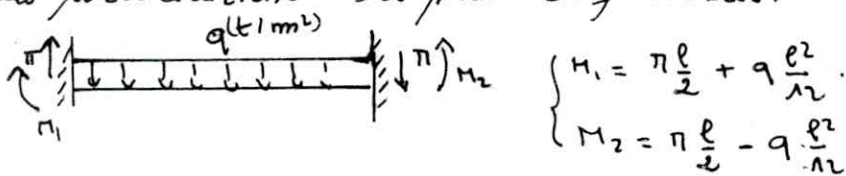


$$A_i, A_s \geq 0,0015 b \cdot h t$$

$$A_r \geq 0,0020 b h t$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s$$

méthode de Calcul: des linteaux seront calculés comme des poutres encastrés à ses extrémités et ils sont ferrillés sous les sollicitations les plus défavorables.



on ferrillera nos linteaux avec $M_{max} = M_1$, et ce du fait que le seisme agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.

-Contraintes admissibles:

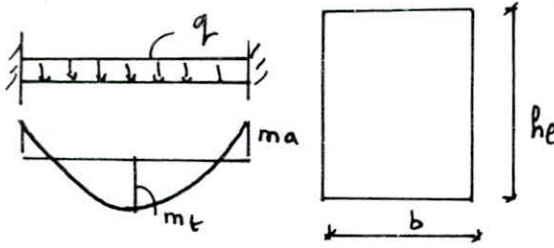
on ferrillera sous S_R car les sollicitations du second genre sont supérieures de plus de 50% à celle du 1^{er} genre avec les contraintes suivantes

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 0,75 \bar{\sigma}'_{28} = 0,75 \cdot 275 = 206,3 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_b &= 0,12 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

- Ferraillage du linteau (Refend à 2 files d'ouvertures) Voile V_{1,1}:

Les deux linteaux ont les mêmes caractéristiques et sont sollicités de la même manière.

- Schéma statiques:



$l = 2a = 0,84 \text{ m} \Rightarrow a = 0,42 \text{ m}$
 $b = 0,16 \text{ m.}$
 $h_t = 0,81 \text{ m.}$
 $h = 0,81 - 0,03 = 0,78 \text{ m.}$

- Charges permanentes:

plancher R.D.C. : $0,523 \times 1,439 = 0,752 \text{ t.}$

p.p. du linteau : $0,16 \times 0,84 \times 0,81 \times 2,5 = 0,272 \text{ t.}$

$G = 1,024 \text{ t.}$

- Surcharges d'exploitation: $P = 0,175 \times 1,439 = 0,252 \text{ t.}$

$G + P = 1,024 + 0,252 = 1,276 \text{ t}$ $q = 1,519 \text{ t/m}^2.$

Effort sollicitant le linteau:

Sous $G + P$: moment en travée : $m_f = q \frac{l^2}{24} = 1,519 \cdot \frac{(0,84)^2}{24} = 0,045 \text{ t. m.}$

moment en appui : $m_a = -2m_f = -0,09 \text{ t. m.}$

Effort tranchant : $T_1 = q \frac{l}{2} = 1,519 \cdot \frac{0,84}{2} = 0,638 \text{ t.}$

sous le séisme : le séisme provoque un effort tranchant supplémentaire

égale à π_{max} et un moment $m = \pi a$

(et cela au niveau R.D.C.).

$\pi_{max} = 27,346 \text{ t}$; $m = \pi a = 27,346 \cdot 0,42 = 11,485 \text{ t. m.}$

On a :

$$T = 1,4 \left(\pi + q \frac{l}{2} \right)$$

$$M = 1,4 \left(\pi a + q \frac{l^2}{12} \right)$$

d'où $T = 1,4 (27,346 + 0,638) = 39,177 \text{ t.}$

$M = 1,4 (11,485 + 0,09) = 16,205 \text{ t. m.}$

- Vérification au cisaillement du béton:

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{39,177 \cdot 10^3}{16 \times 0,875 \cdot 78} = 35,8 \text{ kg/cm}^2.$

- Calcul des aciers longitudinaux:

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 16,205 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot (78)^2} = 0,0594 \Rightarrow \begin{cases} \xi = 0,899 \\ \kappa = 34,4. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{4200}{34,4} = 122 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 206,3 \text{ kg/cm}^2$$

La section d'aciers tendus sera; (le calcul se fera par la méthode M. P. Charroy)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{16,205 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,899 \cdot 78} = 5,502 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum recommandé par le R.P.A 81 article 4.3.3.13.

$$A_i, A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 16 \cdot 81 = 1,944 \text{ cm}^2.$$

la section calculée est plus prépondérante, d'où on prendra

$$A_i, A_p = 6 \text{ HA } 14 \quad (A = 9,23 \text{ cm}^2).$$

- Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 16 \cdot 78 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,21 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié !!}$$

- Calcul des Aciers de répartition: Le R.P.A prévoit que les armatures de répartition dans les linteaux doivent vérifier:

$$A_r \geq 0,002 \cdot b \cdot h_t = 0,002 \cdot 16 \cdot 81 = 2,592 \text{ cm}^2 \quad 8 \text{ HA } 10. \quad (A = 6,28 \text{ cm}^2).$$

- Calcul des aciers transversaux:

On a $T_{max} = 39,177 \text{ t}$. on a choisit (1 cadre + 1 étrier) $\varnothing 8$

$A_t = 4 \text{ HA } 8 \quad (A = 2,01 \text{ cm}^2)$ ce qui donne un espacement

$$e = 3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{ct}}{T} \cdot A_t = 0,875 \cdot 78 \cdot \frac{4200 \cdot 2,01}{39,177 \cdot 10^3} = 14,7 \text{ cm}.$$

Le R.P.A. 81. (article 4.3.3.14) concernant la disposition des armatures transversales limite l'espacement à:

$$A \leq \frac{h_t}{4} = \frac{81}{4} = 20,25 \text{ cm}.$$

d'où on prendra un espacement de 8 cm.

Le R.P.A. préconise (article 4.3.3.13) que les armatures transversales vérifie: $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot A$.

$$A_t \geq 0,0025 \cdot 16 \cdot 8 = 0,32 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié !!!}$$

- calcul d'armatures d'angles :

on a $\tau_b = 35,87 \text{ kg/cm}^2 > 0,06 \bar{\sigma}'_s = 16,5 \text{ kg/cm}^2$
 le R.P.A (article 4.3.3.14) préconise des armatures d'angles qui sont des armatures supplémentaires disposées en diagonale suivant toute la longueur du linteau \Rightarrow

$$A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 16 \cdot 81 = 1,944 \text{ cm}^2$$

on prendra 4HA12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

- arrêt des armatures d'angles :

$$l_0 \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi = \frac{81}{4} + 50 \times 1,2 = 80,25 \text{ cm.}$$

$l_0 = 85 \text{ cm.}$

- Longueur de la barre :

$$l_1 = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \frac{l_0}{\cos \alpha} = \sqrt{(84)^2 + (81)^2} + 2 \frac{85}{0,7198} = 353 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{h_t}{l} = \frac{81}{84} = 0,964 \Rightarrow \alpha = 43,9^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,7198$$

- vérification de contraintes :

$$w = 100 \cdot \frac{M}{bh} = 100 \cdot \frac{9,23}{16 \cdot 78} = 0,739 \Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8756 \\ \kappa = 25,2. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_o}{\kappa} = \frac{4200}{25,2} = 166,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,3 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_s h} = \frac{16,205 \cdot 10^5}{9,23 \cdot 0,8756 \cdot 78} = 2570 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- vérification à la fissuration : $\tilde{w}_f = \frac{A}{2bd}$

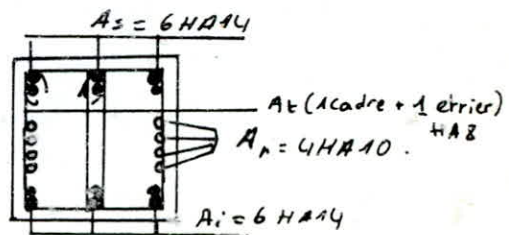
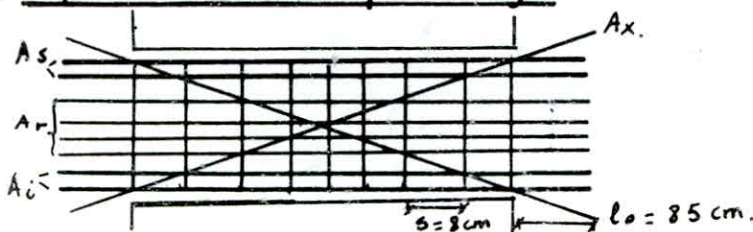
$$\tilde{w}_f = \frac{9,23}{2 \cdot 16 \cdot 3} = 0,0961 ; \kappa = 1,5 \cdot 10^6 ; \eta = 1,6 \text{ (H.A.)} ; \bar{\sigma}_o = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= \kappa \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{w}_f}{1 + 10 \tilde{w}_f} = 8403 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 2,4 \sqrt{\kappa \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_o} = 2413 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \bar{\sigma}_o \leq \min \left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}_o &= 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) &= 8403 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

Vérifiée.

- vérification de l'adhérence : $\bar{\tau}_d = 2\gamma_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$ avec $\gamma_d = 1,5$; $\bar{\tau}_d = 2(1,5)^2 \cdot 5,9 = 26,6 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z} = \frac{39,177 \cdot 10^3}{6 \cdot (1,4 \cdot 7) \cdot 0,875 \cdot 78} = 21,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$

- Représentation du ferrailage :



valeurs et résultats de calcul des linteaux :

voiles	$l = 2a$ (m)	h_c (m)	b (m)	h (m)	S_i (m ²)	G_i (t)	P_i (t)	$G+P$ (t)	q t/ml	m_t (t.m)	m_a (t.m)	$\pi_{max}^{(t)}$	T_i (t)	M (t.m)	$m = \pi a$ (t.m)	F_b (kg/cm ²)	\bar{F}_d (kg/cm ²)
v_{t1} v_{t1}'	1,20	1,51	0,16	1,49	1,379	1,446	0,241	1,687	1,406	0,084	0,169	13,078	19,49	11,222	7,847	9,34	13,210
v_{t2} v_{t2}'	1,20	1,51	0,16	1,49	2,160	1,755	0,378	2,233	1,860	0,112	0,223	5,645	9,437	5,029	3,369	4,524	6,340
v_{t3} v_{t3}'	1,68	0,81	∴	0,79	5,544	3,444	0,970	4,414	2,630	0,31	0,620	21,596	33,328	26,26	18,141	30,13	18,270
v_{t4} v_{t4}'	0,84	0,81	∴	0,79	1,512	1,967	0,795	2,762	3,288	0,097	0,194	8,453	13,768	5,242	3,55	12,45	26,40
v_{t5} v_{t5}'	0,30	2,51	∴	2,46	1,002	0,824	0,175	1,00	3,333	0,012	0,025	20,146	28,9	4,266	3,022	8,39	5,930
v_{t7} v_{t7}'	0,94	0,81	∴	0,79	0,752	1,089	0,320	1,409	1,500	0,055	0,110	5,724	9,0	3,920	2,49	8,24	17,480
v_{t2} v_{t2}'	1,34	0,81	∴	0,78	3,216	2,114	0,563	2,637	1,968	0,147	0,294	26,60	39,08	25,53	17,820	35,70	20,00
v_{t1}	0,84	0,81	∴	0,78	1,439	1,024	0,252	1,276	1,519	0,045	0,09	27,346	39,177	16,205	11,485	35,8	21,80

174

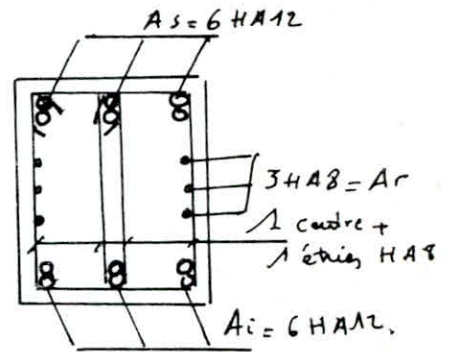
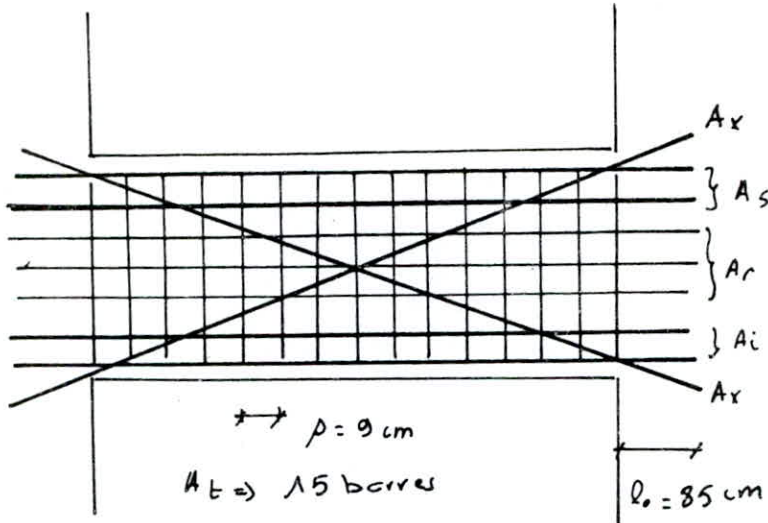
ferraillage des linteaux :

Voiles Armatures	$v_{t_1} - v'_{t_1}$	$v_{t_2} - v'_{t_2}$	$v_{t_3} - v'_{t_3}$	$v_{t_4} - v'_{t_4}$	$v_{t_5} - v'_{t_5}$	$v_{t_7} - v'_{t_7}$	v_{L_1}	$v_{L_2} - v'_{L_2}$
A_s	3HA12	3HA12	6HA14	2HA12	6HA12	2HA12	6HA14	6HA14
A_i	3HA12	3HA12	6HA14	2HA12	6HA12	2HA12	6HA14	6HA14
A_r	10HA8	10HA8	6HA8	6HA8	12HA10	6HA8	8HA10	6HA8
A_L	1 cadre + 1 épingle HA8	1 cadre + 1 épingle HA8	1 cadre + 1 étrier HA8	1 cadre HA8	1 cadre + 1 étrier HA8	1 cadre HA8	1 cadre + 1 étrier HA8	1 cadre + 1 étrier HA8
A_x	—	—	4HA12	—	—	—	4HA12	4HA12.

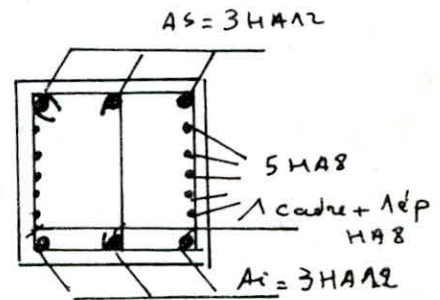
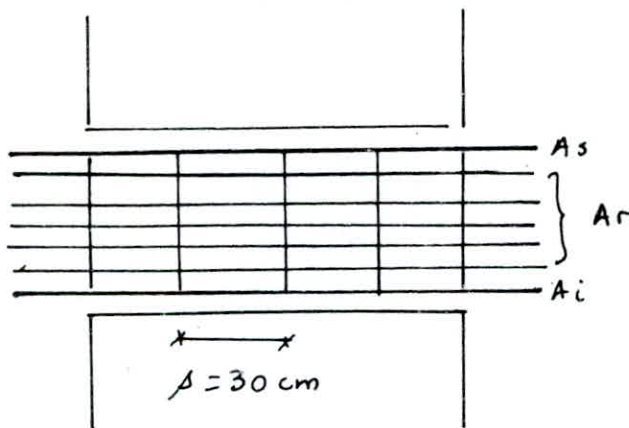
~175~

Schémas de ferrailage des linteaux :

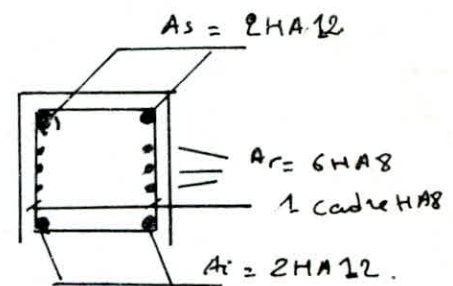
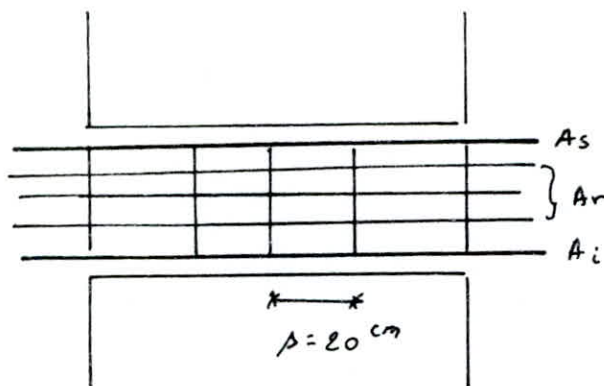
1. voiles $V_{L2} - V'_{L2}$:



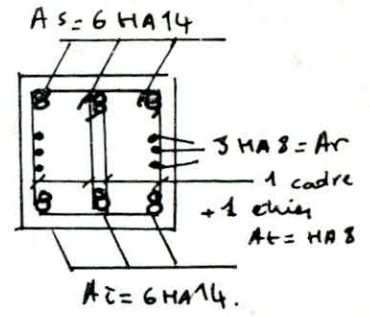
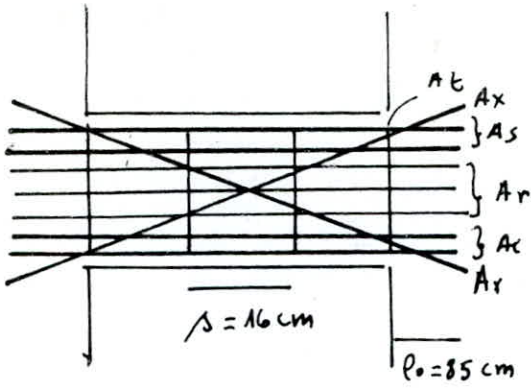
2. voiles $V_{L1} - V'_{L1}$ (idem $V_{L2} - V'_{L2}$)



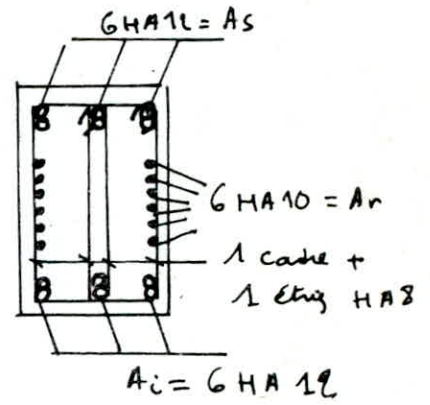
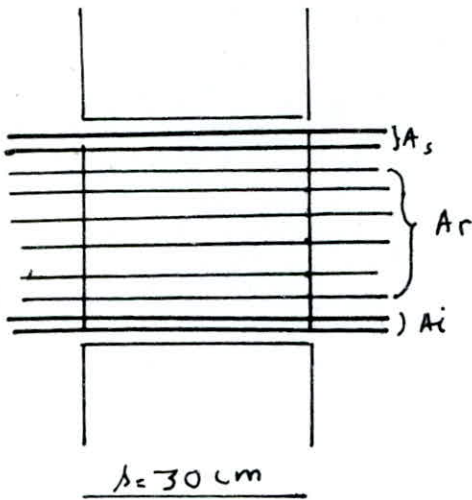
3. voiles $V_{L4} - V'_{L4}$



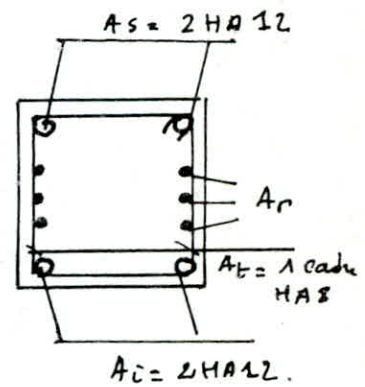
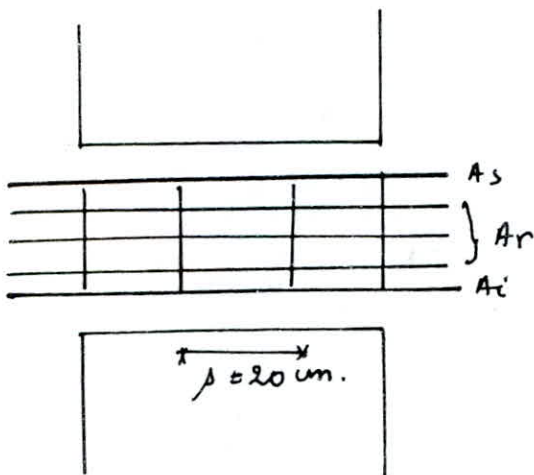
4 voiles $Vt_3 - Vt'_3$



5 - voiles $Vt_5 - Vt'_5$



6 - voiles $Vt_7 - Vt'_7$

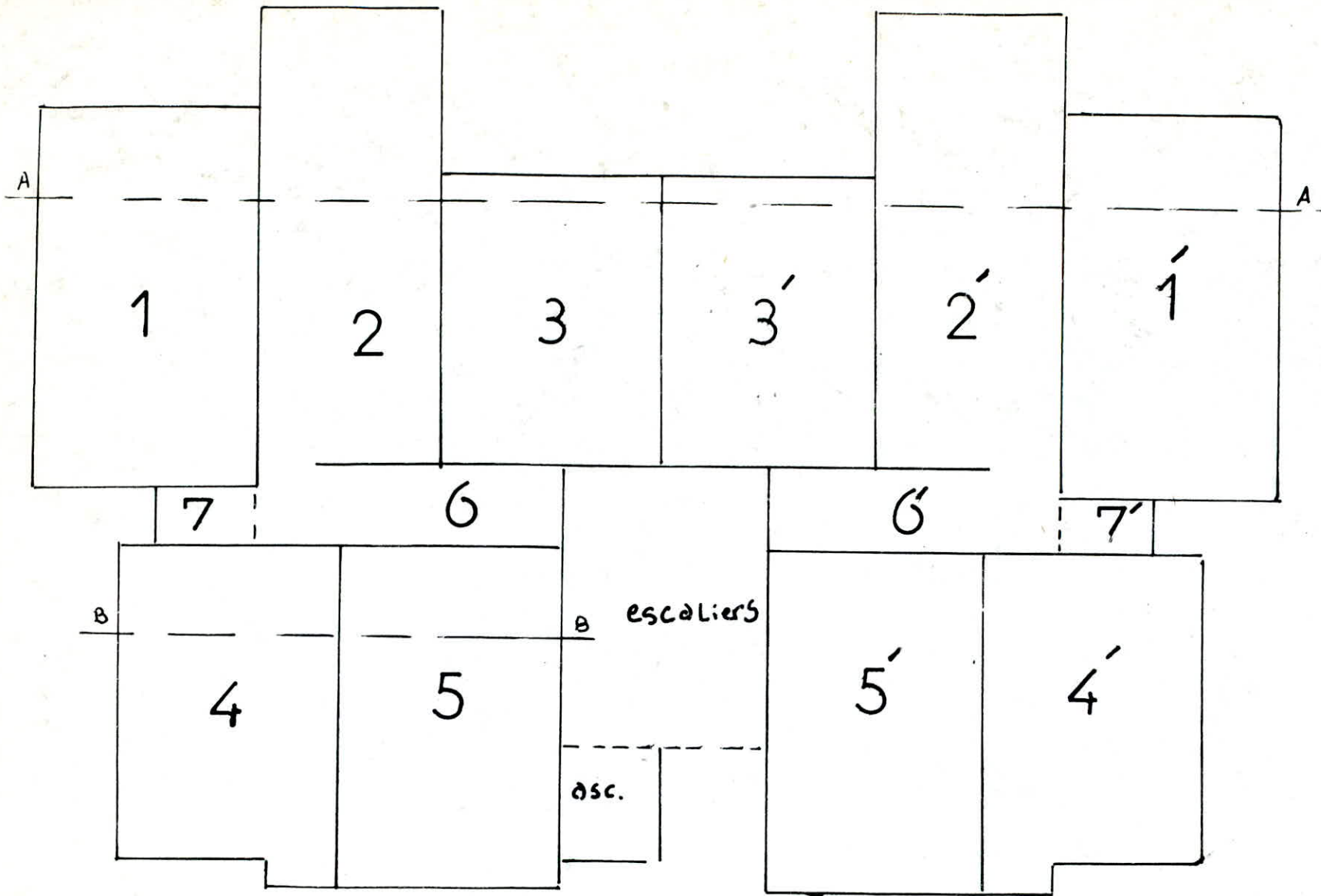


CHAPITRE 10

CALCUL DES

ÉLÉMENTS

179



CALCUL DES PLANCHERS

étage courant

Introduction: Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à la hauteur.

1. dalles pleines (charges uniformément réparties) sans ouvertures.

2. " " " " " avec ouvertures pour passage de gaines.

La disposition des dalles dans les planchers est la même que pour chaque étage, les dalles se reposent sur 3 côtés et sur 2 côtés.

Calcul des dalles:

Méthode de calcul: La méthode adoptée est celle de M^{re} R. Bonis exposée dans son ouvrage "Table pour le calcul des dalles et des poutres"

- Dalles appuyées sur 3 côtés: Cette méthode dépend du Coefficient de poisson μ et du rapport $\delta = a/b \rightarrow (\delta, \mu)$
On peut tirer d'un tableau, les coefficients:

- w : Coefficient du moment.

- M_{x_s} : Coefficient du moment dans la direction x ,
avec $x = a/2$, $y = b/2$

M_{y_s} : Coefficient du moment dans la direction y
avec $y = b/2$, $x = a/2$

$M_{y_{as}}$ = Coefficient du moment dans la direction y :

$x = a$; $y = b/2$ ces coefficients sont multipliés par:

1. $q \frac{a^4}{Eh^3}$ pour avoir la flèche.

2. qa^2 pour avoir le moment suivant x

3. qb^2 pour avoir le moment suivant y

On a remarqué dans les calculs que le moment maximum suivant y est celui du bord libre. donc c'est le moment avec lequel on calcule les armatures dans la direction parallèle au côté b.

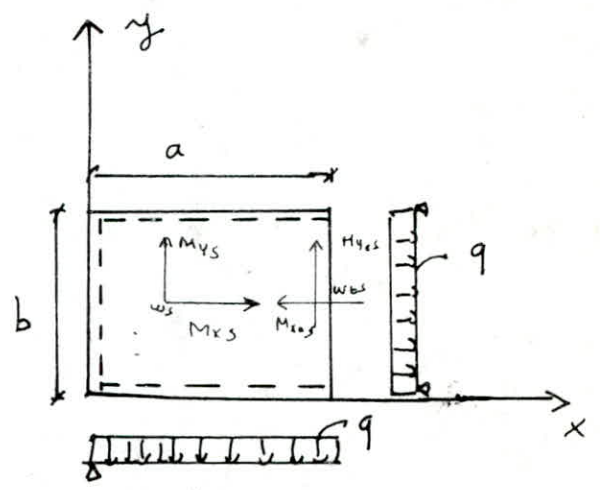
$M_{yas} = \mathcal{U}_{yas} qb^2$ $f = w_{bs} \cdot q \frac{a^4}{Eh^3}$

$M_{ys} = \mathcal{U}_{ys} qb^2$

$M_{xs} = \mathcal{U}_{xs} qa^2$

$\mu = 0,15$ (béton) $\gamma = a/b$

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



Calcul des dalles:

type ① dalles ① = ①'

$a = 3,86m$; $b = 3,60m$ $\gamma = a/b = 1,072$

$w_s = 0,0765$; $w_{bs} = 0,1123$

$\mathcal{U}_{xs} = 0,0271$; $\mathcal{U}_{ys} = 0,0806$

$\mathcal{U}_{yas} = 0,1141$

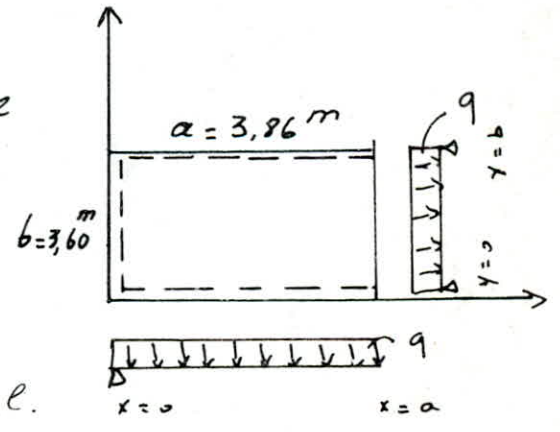
étage Courant : $q = G + 1,2P = 0,808 t/ml$.

On considère la charge par mètre linéaire

suivant x : $M_{ox} = \mathcal{U}_{xs} qa^2 = 0,0271 \times 0,808 (3,86)^2 = 0,326 t.m$.

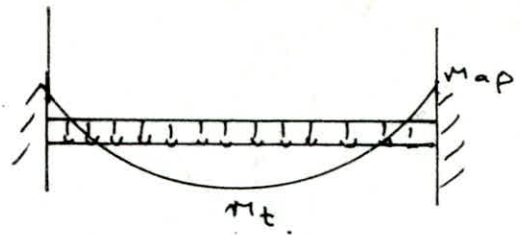
suivant y : $M_{oy} = \mathcal{U}_{ys} qb^2 = 0,0806 \times 0,808 \times (3,6)^2 = 0,844 t.m$

$M_{oysa} = \mathcal{U}_{yas} \cdot qb^2 = 0,1141 \times 0,808 \times (3,6)^2 = 1,194 t.m$.



type ②. dalles ⑥ - ⑥'

$\rho = \frac{e_x}{e_y} = 0,31 < 0,4$ dalle portante dans un seul sens. encastree



sur 2 cotés $e_x = 1,60^m$, $e_y = 5,03^m$.

$$M_t = q \frac{e_x^2}{10} = 0,808 \cdot \frac{(1,6)^2}{10} = 0,206 \text{ t.m.}$$

$$M_{ap} = -q \frac{e_x^2}{20} = -0,808 \cdot \frac{(1,6)^2}{20} = -0,103 \text{ t.m.}$$

pour cela on dresse un tableau resumant toutes les dalles du plancher courant.

Dalles	1-1'	2-2'	3-3'	4-4'	5-5'	6-6'	7-7'
a (m)	3,86	3,60	4,51	7,17	6,37	1,60	1,00
b (m)	3,60	5,60	3,60	3,00	3,60	5,03	1,89
$\delta = a/b$	1,072	1,55	1,25	2,39	1,77	0,31	0,52
type	1	1	1	2	1	2	2
w_s	0,0765	0,0219	0,0459	—	0,0152	—	—
w_{bs}	0,1113	0,0282	0,0639	—	0,0185	—	—
M_{bs}	0,0271	0,0121	0,0198	—	0,00929	—	—
M_{ys}	0,0806	0,1004	0,0901	—	0,105	—	—
M_{bas}	0,1141	0,1269	0,1211	—	0,129	—	—
M_t (t.m)	—	—	—	0,227	—	0,206	0,2808
M_{ap} (t.m)	—	—	—	-0,363	—	-0,103	-0,0404
X sens	(t.m) M_x	0,326	0,306	0,325	—	0,304	—
	(t.m) M_{ys}	0,844	1,051	0,943	—	1,10	—
Y sens	(t.m) M_{yas}	1,194	1,328	1,268	—	1,35	—

Remarque : La dalle (5) (et 5') étant la plus sollicitée le ferrailage de toutes les autres dalles se fera avec le même ferrailage de cette dalle.

Ferrailage : (d'après C.C.B.A 68 Art. 55.31) :

Moments en travées :

$$M_{t_x} = 0,85 M_{x_s} = 0,85 \cdot 0,304 = 0,260 \text{ t.m.}$$

$$M_{t_y} = 0,85 M_{y_s} = 0,85 \cdot 1,10 = 0,93 \text{ t.m.}$$

moments aux appuis :

1. intermédiaire : $M_{i_x} = -0,5 M_{x_s} = -0,5 \cdot 0,304 = -0,152 \text{ t.m.}$

$$M_{i_y} = -0,5 M_{y_s} = -0,5 \cdot 1,1 = -0,55 \text{ t.m.}$$

2. rive : $M_{a_y} = -0,2 M_{y_s} = -0,2 \cdot 1,35 = -0,27 \text{ t.m.}$

Détermination des armatures : (méthode de P. Charon)

1. Sens porteur :

1.1. en travée : $\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 0,93 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0294$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9259 \\ k = 52,5 \end{array} \right.$

$$h_t = 16 \text{ cm}; h = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{p_1} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,93 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9259 \cdot 13} = 2,75 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

on adoptera : 6 T8 . p.m (A = 3,01 cm² . p.m).

1.2. Appuis intermédiaires : $\mu = \frac{15 \cdot 0,55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0174$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9419 \\ k = 71,0 \end{array} \right.$

$$A_{p_2} = \frac{0,55 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 13} = 1,60 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte 6 T6 p.m (A = 1,69 cm²)

1.3. appuis de rive : $\mu = \frac{15 \cdot 0,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0085$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9583 \\ k = 105 \end{array} \right.$

$$A_{p_3} = \frac{0,27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9583 \cdot 13} = 0,77 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6 p.m (A = 1,13 cm}^2 \text{ p.m.)}$$

2. Sens répartiteur :

2.1. en travée : $\mu = \frac{15 \times 0,260 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot \bar{I}_3^2} = 0,0082$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9590 \\ k = 107 \end{array} \right.$

$A_{r1} = \frac{0,260 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9590 \cdot 13} = 0,744 \text{ cm}^2/\text{ml}$

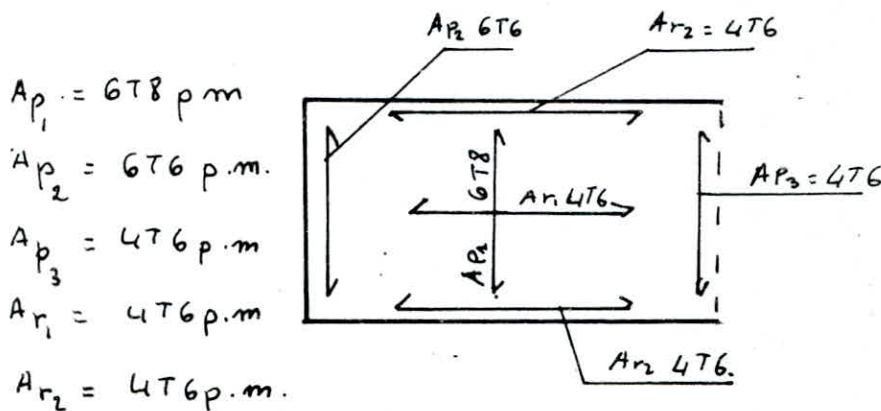
On adopte 4 T6 p.m ($A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$).

2.2. sur appuis (colonne ou intermédiaire) :

$\mu = \frac{15 \times 0,152 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot \bar{I}_3^2} = 0,00481$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9686 \\ k = 144 \end{array} \right.$

$A_{r2} = \frac{0,152 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9686 \cdot 13} = 0,431 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte 4 T6 p.m. ($A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$).



3. Vérifications :

3.1. Contraintes : $\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2860}{52,5} = 54 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot R} = \frac{0,93 \cdot 10^5}{(7,01) \cdot 0,9259 \cdot 13} = 2567 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
 Vérifié.

3.2. Condition de non fragilité (Art. 19.21. C.C.B.A 68):

La section A des armatures doit être \geq :

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

A_0 : section d'acier calculée

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

A_2 : section d'acier équilibre les effets de fissuration.

Sens x : $A_0 = 0,744 \text{ cm}^2$; $A_1 = 1,2 A_0 = 0,892 \text{ cm}^2$

$$A_2 = bh \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sm}} \left(\frac{2-\rho}{\rho} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-1,77}{1,77} \right) = 0,163 \text{ cm}^2$$

$$\max \{ A_0, \min(A_1, A_2) \} = 0,744 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,13 \text{ cm}^2 > 0,744 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée !!!}$$

Sens y : $A_0 = 2,64 \text{ cm}^2$; $A_1 = 3,168 \text{ cm}^2$.

$$A_2 = 0,696 bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sm}} \left(\frac{1+\rho}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+1,77}{4} \right) = 0,872 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,02 \text{ cm}^2 > 2,64 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée !!!}$$

vérifiée !!!

3.3. Fissuration : $k = 1,5 \cdot 10^6$ fiss. nuisible.

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 ; \eta = 1,6 \text{ (H.A.)} ; \phi = 8 \text{ mm}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 3 \text{ cm}$$

$$\sigma_1 = 1431 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$. pas de fissuration.

3.4. Flèche :

$$f \leq \bar{f} ? \quad f = w_{bs} \cdot \frac{q a^4}{E h^3} \quad (\text{table de Barrés})$$

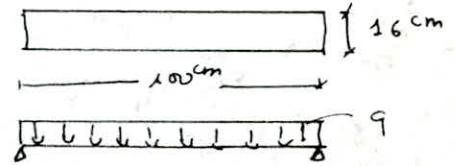
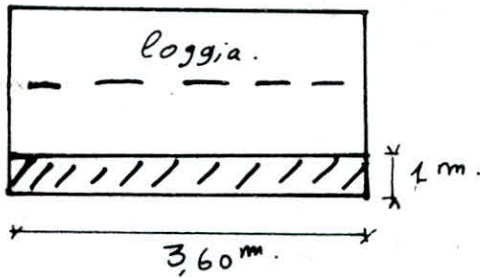
$$w_{bs} = 0,0185 ; \quad E = 2 \cdot 10^5 ; \quad q = 0,808 \text{ t/m}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{637}{500} = 1,274 \text{ cm}$$

$$f = 0,0185 \cdot \frac{0,808 \cdot 10^3 \cdot 10 \cdot (637)^4}{2 \cdot 10^5 \cdot (13)^3} = 0,56 \text{ cm}$$

$f < \bar{f}$ vérifiée

Remarque: Les dalles $\{(5-5'), (1-1')\}$ comportent respectivement des séchoirs et des loggias, pour les séchoirs leur dalle seront calculées avec celle des planchers, à ses extrémités et pour une bande de 1 mètre linéaire



$$q = G + 1,2 P = 1,018 \text{ t/m}^2 \text{ on prend par 1 mètre linéaire}$$

$$q = 1,018 \text{ t/ml}$$

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,018 \cdot \frac{(3,6)^2}{8} = 1,65 \text{ t.m.}$$

entravée: $M_L = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1,65 = 1,4 \text{ t.m.}$

sur appuis: $M_a = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 1,65 = -0,82 \text{ t.m.}$

1. ferrailage: (méth. de P. Charon):

$$h_L = 16 \text{ cm} \quad h = 14 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

1.2. travée: $\mu = \frac{1,5 \cdot 1,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0382.$ $\left. \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9167 \\ k = 45 \end{array} \right\}$

$$A = \frac{1,4 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9167 \cdot 14} = 3,89 \text{ cm}^2 \text{ p m.}$$

on adopte 8T8 p m ($A = 4,02 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{45} = 62 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{1,4 \cdot 10^5}{4,02 \cdot 0,9167 \cdot 14} = 2714 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a'$$

Vérification de la fissuration:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2727 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3188 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a.$$

La fissuration n'est pas à craindre.

1.3. aux appuis:

$$\mu = \frac{15 \times 0,82 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0244 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9346 \\ k = 61,5 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{0,82 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9346 \cdot 14} = 2,23 \text{ cm}^2$$

On adopte: 5 T8 p.m ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{61,5} = 45,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b. \quad (A' = 0)$$

$$\sigma_a = \frac{0,82 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,9346 \cdot 14} = 2497 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

Vérification de l'espacement:

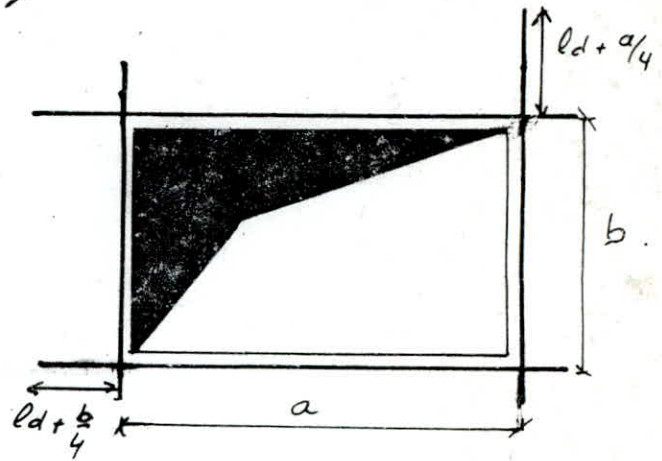
<u>Dalle</u>	}	sens porteur :	6 T8 p.m	$t = 16 \text{ cm}$
			6 T6 p.m	
	}	sens répartiteur :	4 T6 p.m	$t = 25 \text{ cm}$
			4 T6 p.m	$t = 25 \text{ cm}$

$$\underline{\text{Loggias}} : \left\{ \begin{array}{l} \text{entravée} : 8 T8 \text{ p.m} \quad t = 12 \text{ cm} \\ \text{appuis} : 5 T8 \text{ p.m} \quad t = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{E}_1 = \min \{ 3h_e; 33 \text{ cm} \} = 33 \text{ cm} \text{ sens } l_x \\ \bar{E}_2 = \min \{ 4h_e; 45 \text{ cm} \} = 45 \text{ cm} \text{ sens } l_y \end{array} \right.$$

donc $(t_1, t_2) < \bar{E}$ dans les deux sens
vérifié.

Remarque: Les petits ouvertures au niveau des dalles appelées gâches seront renforcées à leur extrémités comme l'indique le schéma suivant :



Remarque:

Le plancher terrasse est feuillé de la même façon que le plancher courant car $q(\text{planch. Cour}) = 0,808 \text{ t/ml}$ est supérieure que $q(\text{planch. terrasse}) = 0,796 \text{ t/ml}$.
 pour des raisons de simplifications, et de temps on adopte le même feuillage.

DALLE DES MACHINES

On utilise les tables de M^{re} BARRES.

dalle appuyée simplement sur 3 côtés. $\mu = 0,15$.

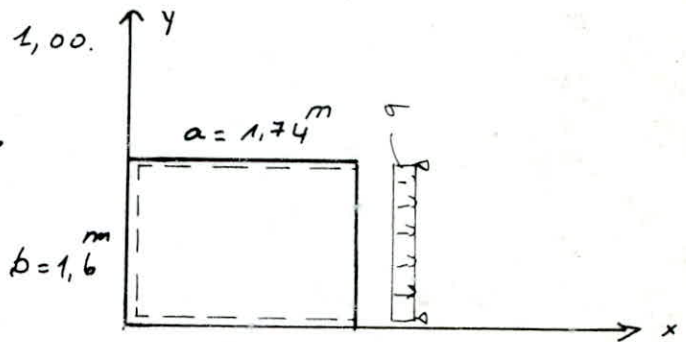
$$b = 1,60^m$$

$$a = 1,74^m \quad \gamma = a/b = 1,087 \neq 1,00.$$

$$w_{xs} = 0,0193 \quad w_{bs} = 0,1358$$

$$U_{bxs} = 0,0305 ; U_{bys} = 0,0764$$

$$U_{y_{cs}} = 0,1108$$



On prend $q = 6 + 1,2P$ on travaille avec une bande de 1 mètre linéaire.

$$q = 0,796 \text{ t/ml.}$$

1. Calcul des moments :

Suivant x : $M_{0x} = U_{bxs} \cdot q \cdot a^2 = 0,0305 \cdot 0,796 \cdot (1,74)^2 = 0,0735 \text{ t.m.}$

Suivant y : $M_{0y} = U_{bys} \cdot q \cdot b^2 = 0,0764 \cdot 0,796 \cdot (1,6)^2 = 0,1556 \text{ t.m.}$

$$M_{0y_{cs}} = U_{y_{cs}} \cdot q \cdot b^2 = 0,1108 \cdot 0,796 \cdot (1,6)^2 = 0,2257 \text{ t.m.}$$

2. ferraillage :

moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{0xs} = 0,85 \cdot 0,0735 = 0,0624 \text{ t.m.}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0ys} = 0,85 \cdot 0,2257 = 0,192 \text{ t.m.}$$

moment aux appuis :

$$M_{ax} = -0,5 \cdot M_{0xs} = -0,5 \cdot 0,0735 = -0,0367 \text{ t.m.}$$

$$M_{ay} = -0,5 \cdot M_{0ys} = -0,5 \cdot 0,2257 = -0,1128 \text{ t.m.}$$

Détermination des armatures :

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2; \quad h = 13 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}.$$

- Sens porteur :

$$\underline{\text{travée}} : \mu = \frac{15 \times 0,192 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \cdot 13^2} = 0,00608 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9645 \\ k = 126. \end{array} \right.$$

$$A_{p1} = \frac{0,192 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9645 \cdot 13} = 0,546 \text{ cm}^2 \text{ on prend } 5T6 (A=1,41)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{126} = 22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

5T6 (A=1,41 cm²) p.m.

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\Sigma k A} = \frac{0,192 \cdot 10^5}{1,41 \cdot 13 \cdot 0,9645} = 1086 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\underline{\text{Appuis}} : \mu = \frac{15 \times 0,0778 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0024 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9773 \\ k = 205 \end{array} \right.$$

$$A_{p2} = \frac{0,0778 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 13} = 0,218 \text{ cm}^2$$

on prend : 4T5 p.m (A=0,78 cm²)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{205} = 13,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \Sigma k} = \frac{0,0778 \cdot 10^5}{0,78 \cdot 0,9773 \cdot 13} = 785 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

- Sens répartiteur :

$$\underline{\text{travée}} : \mu = \frac{15 \times 0,0624 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00197. \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9796 \\ k = 230 \end{array} \right.$$

$$A_{r1} = \frac{0,0624 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9796 \cdot 13} = 0,174 \text{ cm}^2. \text{ on prend } 4T5 \text{ p.m}$$

(A=0,78 cm²)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{230} = 12 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{0,0624 \cdot 10^5}{0,78 \cdot 0,9796 \cdot 13} = 628 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a.$$

$$\underline{\text{sur appuis}} : \mu = \frac{15 \times 0,0367 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0,00114 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9841 \\ k = 300 \end{array} \right.$$

$$A_{r2} = 0,102 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4T5 (0,78 \text{ cm}^2) \text{ p.m.}$$

VerificationsCondition de non fragilité :

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

Sens x : $A_0 = 0,56 \text{ cm}^2$ $A_1 = 1,2 A_0 = 0,655 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 0,69 \cdot \left(\frac{2-\beta}{2} \right) \frac{\bar{\sigma}_b b h}{\sigma_{cm}} = 0,69 \left(\frac{2-1,087}{2} \right) \frac{5,9 \times 100 \times 13}{4200} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,41 \text{ cm}^2 > A_1 \quad \text{vérifiée !!}$$

Sens y : $A_0 = 0,174 \text{ cm}^2$ $A_1 = 1,2 A_0 = 0,208 \text{ cm}^2 \cdot \text{p.m.}$

$$A_2 = b h \cdot 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(\frac{1+\beta}{4} \right) = 0,65 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

$$A = 0,78 \text{ cm}^2 > 0,65 \text{ cm}^2 \cdot \text{p.m.} \quad \text{vérifiée !!}$$

fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}$$

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

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6 \text{ (H.A)}$$

$$\phi = 6 \text{ mm} \quad \bar{\sigma}_b = 59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega} f = \frac{f^2}{2 b d} = 0,0023 \cdot$$

$$\sigma_1 = 899 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3686,95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

la fissuration n'est pas à craindre.

La flèche :

$$f = w_{bs} \cdot \frac{9 a^4}{E R^3} \text{ (barres)}, \quad f = 0,1358 \cdot \frac{796 (174)^4}{2 \cdot 10^9 \cdot (13)^3} = 0,0225 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{174}{500} = 0,348 \text{ cm}$$

$$f < \bar{f} \quad \text{vérifié}$$

CALCUL DE LA BANDE NOYÉE

Cette bande est prévue le long des bords libres de nos dalles appuyées sur 3 côtés et qui ont un côté libre.

Elle est destinée à supporter le poids du mur, son poids propre elle-même et permettant aussi la transmission de la charge du poutreau (mur) aux voiles.

On choisit pour cette bande de dimensions. $16 \times 40 \times 360$

a) Charge revenant à la bande (poutre)

- poids propre de la poutre $0,16 \times 0,4 \times 2,5 = 0,16 \text{ t/ml}$
- poids propre du mur $0,15 \times 2,70 \times 1,4 = 0,567 \text{ t/ml}$.

soit $q = 0,727 \text{ t/ml}$.

1. Calcul des efforts : (poutres semi-encastées à ses extrémités)

$$M_t = q \frac{l^2}{10} = 0,727 \cdot \frac{3,6^2}{10} = 0,942 \text{ t.m.}$$

$$M_a = -q \frac{l^2}{20} = -0,727 \cdot \frac{3,6^2}{20} = -0,471 \text{ t.m.}$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 0,727 \cdot \frac{3,6}{2} = 1,3 \text{ t.}$$

2. Ferrailage : (méth. P. choron) :

2.1. armatures longitudinales : $b = 40 \text{ cm}$; $h = h_t - d = 16 - 2 = 14 \text{ cm}$

entravée : $\mu = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 0,942 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \cdot 14^2} = 0,0643$ } $\epsilon = 0,8954$
} $k = 32,8$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,942 \cdot 10^5}{2800 \times 0,8954 \times 14} = 2,68 \text{ cm}^2$$

On adopte 4T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{32,8} = 85,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (A'=0)$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_e}{A \Sigma h} = \frac{0,942 \cdot 10^5}{3,14 \cdot 0,8954 \cdot 14} = 2393 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

à l'appui : $\mu = \frac{15 \times 0,471 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,0321$ $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9228 \\ k = 49,8 \end{array} \right.$

$$A_a = \frac{0,471 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9228 \cdot 14} = 1,30 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2T_{10}$ ($1,57 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{49,8} = 56,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (A'=0)$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A \Sigma h} = \frac{0,471 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9228 \times 14} = 2322 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

2.2. Condition de non fragilité : La section d'acier A adoptée doit vérifier la Condition suivante :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,54 \text{ cm}^2 < 1,57 \text{ cm}^2$$

2.3. Condition de non fissuration :

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{3,14}{2 \times 2 \times 40} = 0,0196 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,5 \cdot 10^6 \\ \epsilon = 1,6 \text{ (H.A)} \\ \phi = 10 \text{ mm} \end{array} \right. \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 3933 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

La fissuration n'est pas à craindre.

2.4. Armatures transversales :

$$T_{max} = 1,3^t = 1300 \text{ kg}$$

$$\epsilon_b = \frac{T}{bz} \quad \left\{ \begin{array}{l} z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 14 = 12,25 \text{ cm} \\ b = 40 \text{ cm} \end{array} \right. \quad \epsilon_b = \frac{1300}{40 \cdot 12,25} = 2,65 \text{ kg/cm}^2$$

~194~

$$M_a = -471 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 1,57}{40 \times 14} = 0,280 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9164 \\ k = 4418 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 68,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 56,22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{On a : } \bar{\sigma}'_b \leq \bar{\sigma}'_{b_2} \text{ ou a } \varepsilon_b \leq 3,5 \bar{\varepsilon}_b = \bar{\varepsilon}_b$$

$$\varepsilon_b = 2,65 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\varepsilon}_b = 20,58 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

On utilise comme armature transversale des barres $\phi 6$

perpendiculaire à la ligne moyenne soit $2\phi 6$ ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$)

avec un espacement :

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T} \quad \bar{\sigma}'_{at} = f_c \sigma_{en} = \left(1 - \frac{\varepsilon_b}{3 \bar{\sigma}_b}\right) \sigma_{en} = 3990 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{0,56 \cdot 1425 \cdot 3990}{1300} = 12,03 \text{ cm}$$

$$\bar{\varepsilon}_1 = \left(1 - 0,3 \frac{\varepsilon_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h = 14 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{2,65}{5,9}\right) = 12,10 \text{ cm}$$

$$\bar{\varepsilon}_2 = 0,2h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm} \quad \bar{\varepsilon} \leq t < \bar{\varepsilon}_2$$

On prend donc : $t = 12 \text{ cm}$.

2.4.1. Condition aux appuis : $T + \frac{M}{2} \leq A \bar{\sigma}_a$.

$1300 - \frac{471 \cdot 10^5}{12,25} < 0$ donc l'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

2.4.2. Longueur d'appui C°

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b_2}}$$

$$T = 1300 \text{ kg}$$

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

$$\bar{\sigma}'_{b_2} = 68,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b_2}} = \frac{2 \times 1300}{40 \times 68,75} = 0,95$$

On prend $C = 4 \text{ cm}$.

2.4.3. répartition des armatures transversales :

On utilise la série de Caquot.

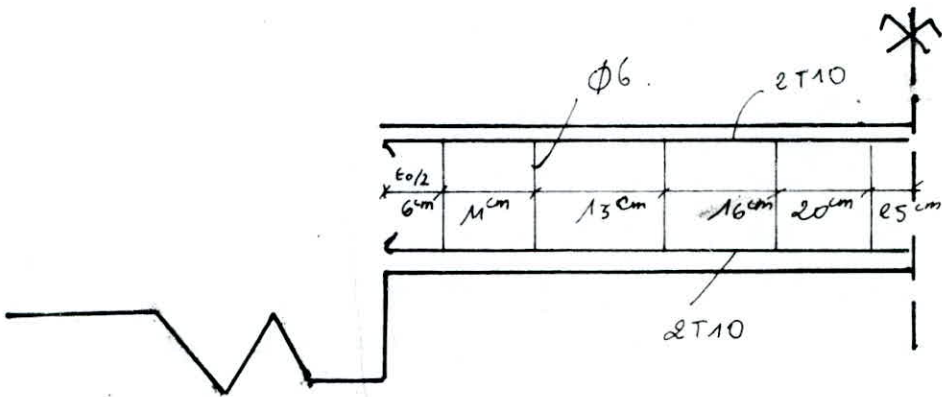
$l = \text{portée} = 3,60\text{m}$ n^{theor} de fois $= \frac{360}{2} = 1,8 \approx 2$ fois.

n^{theor} de répartition 2,00, 2,00, 2,00.

$h^{\text{cumulé}}$ 2,00 ; 4,00, 6,00.

$t_0 = \frac{12}{2} = 6\text{cm}$ au ras d'appuis $\frac{t_0}{2} = 6\text{cm}$.

6x1 ; 2x11 ; 2x13 ; 2x16 ; 2x20 ; 2x25 ($\Sigma = 1,76\text{m} \approx 1,80\text{m}$)
mi-travée



calcul des prédalles

On calcule les prédalles, pour les planchers du Couloir (dégagement)
de dimensions $l = 1,60^m$ petite portée

$L = 4,03^m$ grande portée.

Ces prédalles serviront de coffrage, car on ne peut pas utiliser dans le dégagement coffrage de table (Cause, on a pas d'issue pour faire sortir la table, ce qui nous mène à opter pour un calcul de prédalles.

Avantage de ce type de plancher :

1. réalisation à pied d'œuvre du chantier.
2. réalisation aisée d'éléments non réguliers.
3. temps d'exécution réduit.
4. Coffrage non indispensable.
5. étaieement réduit
6. meilleure qualité.

Les prédalles sont constituées par des dalles de faible épaisseur 7^m
le monolithisme est constitué entre la prédalle et le béton de leur 2^{ème}
phase, grâce à la rugosité de la surface de reprise qui permet ainsi
le passage des contraintes de glissement. La méthode utilisée pour
le calcul de ces panneaux sera une méthode élastique, ils seront
calculés comme des éléments reposant sur deux appuis.

Phase de Calcul : conformément aux : Cahier de Chartes Scientifiques
et techniques du bâtiment "sept 79". La vérification des prédalles se
fera comme suit :

Une vérification en phases provisoires comprenant :

- (a) Les stockages : L'espace de stockage des appuis de stockage doit être
assez réduit pour éviter toutes fissures.

(b) La manutention: Le poids de la prédalle sera majoré de 20%, afin de tenir compte des effets dynamiques ou de ventouse au démoulage.

(c) En phase de coulage: La charge à prendre en compte est constituée par le poids-propre de la prédalle celui du béton coulé en œuvre et une charge forfaitaire de "Chantier" correspondant aux ouvriers aux matériels couant qui sera prise égale à : 100 kg/m^2

(d) Vérification de la déformation: pour la détermination, de l'espacement des étais, il faut limiter également les déformations pour des raisons d'aspect ainsi la flèche admissible par prédalle entre 2 appuis provisoires sera de $\frac{1}{500}$ de la portée.

Plus une vérification en phase finale:

- processus de calcul: vu qu'on est maître sur le nombre de boucles de levage et sur le nombre d'étais, on calculera d'abord la prédalle à la phase finale et le ferrailage nécessaire, puis suivant le ferrailage ainsi adopté on jouera sur le nombre d'étais et de boucles de telle manière qu'il pénalise toutes les phases, ceci afin d'éviter que la phase provisoire n'apporte un ferrailage supplémentaire.

1. Calcul des prédalles: La longueur de la prédalle sera celle de la plus petite portée égale à $l = 1,60 \text{ m}$, plus un débordement de 3 cm (pour appui).

1.1 Condition de monolithisme Les valeurs de cisaillement admissible en l'absence de couture (C.S.T.B).

$$\bar{\tau}_{b_0} = 2 \text{ bars (cas de fabrication non contrôlée)} = 2,04 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b_0} = 2,5 \text{ bars (" " " contrôlée)} = 2,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{1,2 T}{b h_t}$$

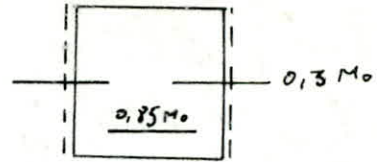
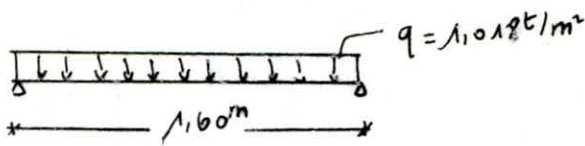
T: eff. tranchant développé dans une bande de largeur b , sous l'action des charges totales pondérées (majorées de 20% des charges variables).

$$G = 0,808 \text{ t/m}^2$$

h_t : hauteur totale du plancher

$$P = 0,175 \text{ t/m}^2$$

1^{er} genre $G + 1,2P = 1,018 \text{ t/m}^2$



On Calcule le moment isostatique (poutre simplement appuyée).

puis on ventille suivant le degré d'encastrement :

$M_0 = 1,018 \cdot \frac{(1,6)^2}{8} = 0,325 \text{ t.m / ml.}$

moment en travée : $0,85 M_0 = 0,276 \text{ t.m / ml}$

moment en appuis : $0,5 M_0 = 0,162 \text{ t.m / ml.}$

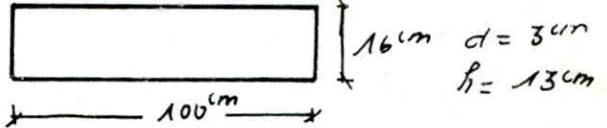
Effort tranchant : $T_{max} = q \frac{l}{2} = 1,018 \cdot \frac{1,6}{2} = 0,814 \text{ t}$

$\tau_b = \frac{1,2 \cdot 0,814 \cdot 10^3}{16 \times 160} = 0,381 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_{b0}$

Armatures de couture inutiles ; la rugosité de la surface suffit pour assurer un bon monolithisme.

1.2. Ferrailage :

En travée



a) Armatures principales : (méthode de P. (Aron)).

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,276 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0087 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9580 \\ k = 104. \end{array} \right.$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,276 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9580 \cdot 13} = 0,79 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$ on adopte 5 $\Phi 8$ p.m ($A = 2,51 \text{ cm}^2$)
espacement $t = 20 \text{ cm}$

$\sigma'_b = \frac{2800}{104} = 27 < \bar{\sigma}'_b$

b) armatures de répartition : $A_y = \frac{A_x}{4} = 0,197 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$

on adopte 3 $\Phi 6$ p.m ($A = 0,84 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$). $t = 33 \text{ cm}$.

en appuis

$\mu = \frac{15 \times 0,162 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \cdot 13^2} = 0,0051. \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9677 \\ k = 140. \end{array} \right.$

$A = \frac{0,162 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9677 \cdot 13} = 0,46 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$ 4 $\Phi 6$ p.m ($A = 1,13 \text{ cm}^2$)

1.3. Vérifications :

1.3.1. Condition de non fragilité :

$A \geq \max \{ A_0, \min [A_1, A_2] \}$.

$\frac{A}{B} \geq \frac{1,2}{f_{cm} - 2200}$ pour HA et TS.

$A_0 =$ section dans le sens considéré

$A_1 = 1,2 A_0 = 1,2 \times 0,79 = 0,948 \text{ cm}^2$ } $f = 9,397$.

Armatures principales : $A_2 = 0,69 \cdot bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(\frac{e-s}{z} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,397}{z} \right) = 1 \text{ cm}^2$

Armatures réparties : $A_2 = 0,69 \cdot bh \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \left(\frac{1+s}{4} \right) = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,397}{4} \right) = 0,44 \text{ cm}^2$

$A \geq \max [0,79; \min (0,948, 1)] = 0,948 \text{ cm}^2$ $A = 2,51 \text{ cm}^2$

verified !!

1.3.2. Contraintes :

béton : $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_0}{k} = 27 < \bar{\sigma}_b$.

acier : $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot f \cdot h} = 882 < \bar{\sigma}_a$.

1.3.3. fissuration :

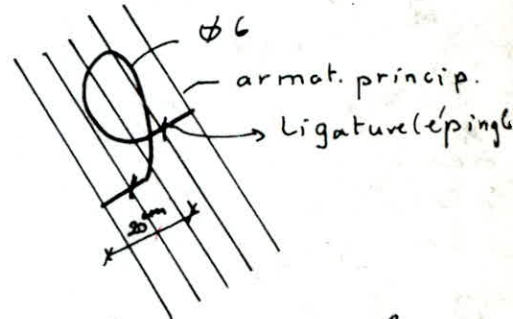
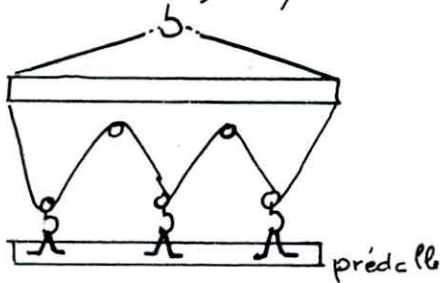
$\sigma_1 = \frac{k_n}{\phi} \frac{\bar{\omega} f}{(1+10\bar{\omega}f)} = 1181,55 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_n}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 3193 \text{ kg/cm}^2$ $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$.
La fissuration n'est pas admise.

1.3.4. flèche :

$\frac{R_t}{l_x} \geq \frac{1}{16}$ $\frac{R_t}{l_x} = 0,1 > 0,06$.
 $\frac{R_t}{l_x} = 0,1 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1 \times 0,276}{10 \cdot 9,325} = 0,085$.
 $\frac{A}{bh} = \frac{2,51}{100 \times 13} = 0,002 < \frac{43}{\sigma_{cm}} = 0,0102$.
Les 3 conditions vérifiées, donc la vérification à la flèche n'est pas nécessaire.

2. Efforts dus au levage : On choisira le nombre de boucles de levage de telle manière que le feuillage de la prédalle une fois terminé suffit. On prévoit généralement une par mètre carré, on prendra donc 4 épingles. Le poids de la prédalle doit être majoré de 20% (afin de tenir compte des effets dynamiques et de ventouse au démoulage).

2.1. disposition à prendre: pour éviter toute déformation de la prédalle au levage, on effectue cette opération avec un palonnier rigide et un câble sur poulie.



Chaque boucle de levage doit être ancrée pour les armatures principales ensemble l'une d'elle et être liée à ces derniers.

2.2. Effort de levage dans la poutre intermédiaire:

$$R_{max} = 1,25 P.l. \quad P = 0,07 \times 2500 \times 1,2 = 210 \text{ kg/ml} = 0,21 \text{ t/ml.}$$

$$R_{max} = 1,25 \times 210 \times 1,6 = 420 \text{ kg} = 0,42 \text{ t.}$$

plancher R.D.C. sur vide sanitaire

Le plancher du R.D.C. est un plancher à Corps creux constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux de dimension (12 x 65) et table à une épaisseur de 4 cm

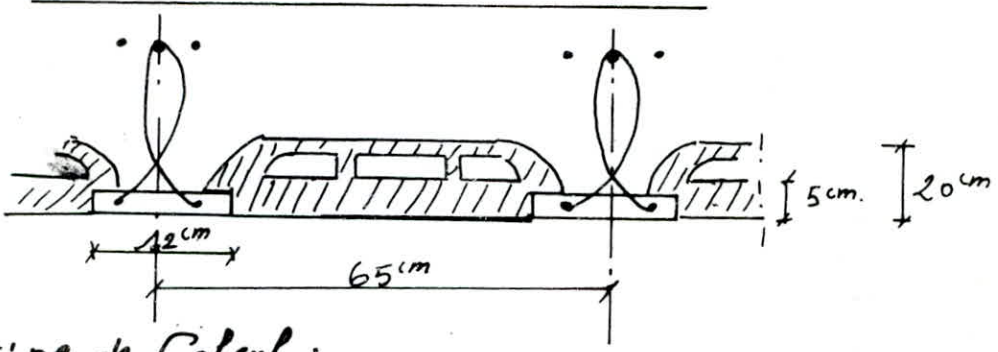
- charge revenant au plancher :

$$G + 1,2 P = 0,523 + 1,2 \times 0,175 = \underline{0,733 \text{ t/m}^2}$$

- charges revenant à la poutrelle :

$$q = 0,733 \times 0,65 = \underline{0,476 \text{ t./ml}}$$

Les poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment constituée de 6 travées et de 2 traverses.



1. principe de Calcul :

1-1. Avantage de coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée simplement appuyée. Elle supporte son poids propre, le corps creux et la surcharge due à l'ouvrage qui pose le corps creux.

1-2. le Calcul de la poutrelle fini travaillant comme une poutre reposant sur plusieurs appuis.

1^{ère} étape : poutre à 6 travées

- poids propre de la poutrelle $0,12 \times 0,04 \times 2500 = 12 \text{ kg/ml}$.
- poids du corps creux $0,65 \times 325 = 211,25 \text{ kg/ml}$
- surcharge $1,2 \times 100 \times 0,65 = 78 \text{ kg/ml}$.

$$q = 301,25 \text{ kg/ml}$$

- On a 2 travées différentes $l_1 = 3,76 \text{ m}$; $l_2 = 3,16 \text{ m}$

- Moment maximum en travée : M_t :

$$M_{t1} = M_{o1} = q \frac{l_1^2}{8} = 301,25 \left(\frac{3,76}{8} \right)^2 = 532,36 \text{ kg.m.}$$

$$M_{t2} = M_{o2} = q \frac{l_2^2}{8} = 301,25 \left(\frac{3,16}{8} \right)^2 = 376 \text{ kg.m.}$$

- effort tranchant maximum :

$$T_1 = q \frac{l_1}{2} = 301,25 \times \frac{3,76}{2} = 566,35 \text{ kg}$$

$$T_2 = q \frac{l_2}{2} = 301,25 \times \frac{3,16}{2} = 475,97 \text{ kg.}$$

- Calcul des Armatures : (Méth. de P. Charron) on travaille avec le moment le plus grand.

$$b = 12 \text{ cm} ; h_t = 4 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad h = 2 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_o}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 532,36 \cdot 10^4}{2800 \times 12 \times 2^2} = 5,94 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,6815 \\ \eta = 0,70 \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{0,7} = 4000 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

Les Armatures comprimées sont nécessaires à cause de la faible hauteur de la poutrelle : mais les armatures ne pouvant pas être placées, on prévoit alors des échafaudages destinés à aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

2^e étape : Largeur de la table de compression :

L : distance entre nus intérieurs des poutrelles.

l : portée de la poutrelle.

l_0 : distance entre points de moments nuls (largeur efficace de la table de compression définissant la dimension de la zone comprimée participant à la capacité de résistance).

$$L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$l_0 = 360 + 16 = 376 \text{ cm} \quad M_t = q \frac{l_0^2}{8} \text{ avec } l_0 = \sqrt{\frac{8 M_t}{q}}$$

$$M_t = 0,65 M_0 = 0,65 \cdot q \frac{l^2}{8} \rightarrow l_0 = l \sqrt{0,65} = 376 \cdot \sqrt{0,65} = 303,14 \text{ cm}$$

prédimensionnement de la table de Compression :

la largeur de la table doit satisfaire aux conditions suivantes :

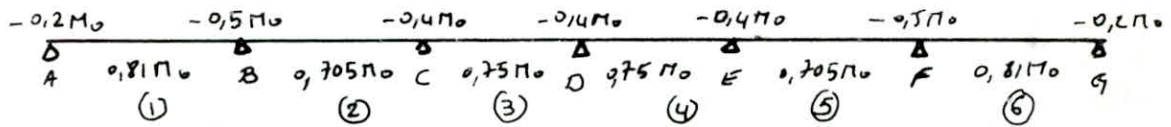
$b_1 = \frac{b-b_0}{L} \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$	$b_0 = 12 \text{ cm}$
$\frac{b-b_0}{2} \leq \frac{l}{10} = \frac{376}{10} = 37,6 \text{ cm}$	$h_0 = 4 \text{ cm}$
$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{L}{3} \left(\frac{l_0}{L} \right) = \frac{L}{3} \left(\frac{303,14}{L} \right) = 101,0 \text{ cm}$	$h_t = 20 \text{ cm}$
$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq (6+8)h_0 = (6+8)4 = (24+32) \text{ cm}$	$L = 53 \text{ cm}$
	$l = 376 \text{ cm}$

La 1^{re} condition est plus restrictive, on prendra donc :

$$b_1 = 26,5 \text{ cm} \quad b = 2b_1 + b_0 = 65 \text{ cm}.$$

Evaluation des moments dans la poutrelle :

La poutrelle seront calculées comme une poutre continue à 6 travées inégales.



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,733 \frac{(3,76)^2}{8} = 1,295 \text{ t.m.} \quad M_0 = 1,295 \text{ t.m}$$

Moments en travée :

$$M_1 = M_6 = 0,81 M_0 = 0,81 \times 1,295 = 1,05 \text{ t.m.}$$

$$M_2 = M_5 = 0,705 M_0 = 0,705 \cdot 1,295 = 0,912 \text{ t.m.}$$

$$M_3 = M_4 = 0,75 M_0 = 0,75 \cdot 1,295 = 0,971 \text{ t.m.}$$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_G = -0,2 M_0 = -0,2 \times 1,295 = -0,259 \text{ t.m.}$$

$$M_B = M_F = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 1,295 = -0,647 \text{ t.m.}$$

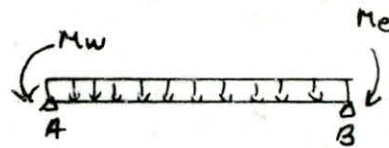
$$M_C = M_D = -0,4 M_0 = -0,4 \times 1,295 = -0,518 \text{ t.m.}$$

Efforts tranchants :

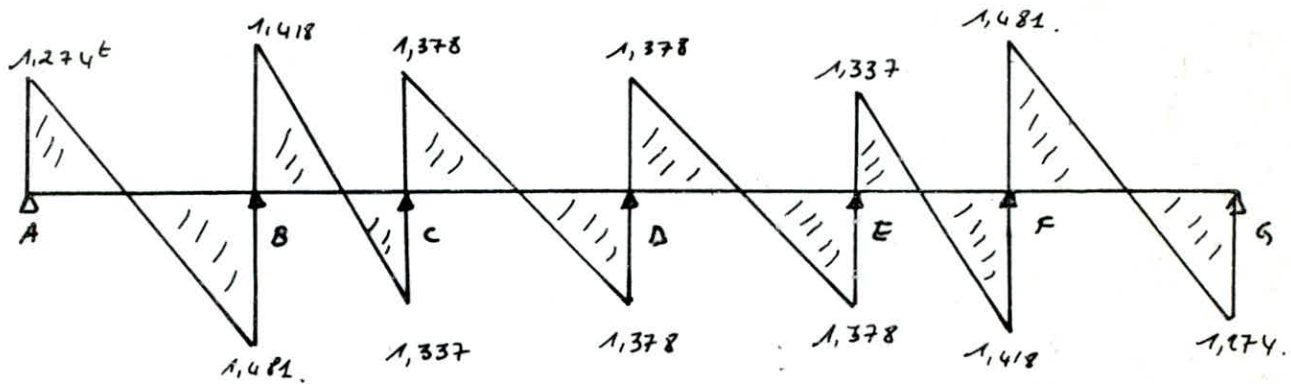
$$T_x = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{\ell}$$

$$\theta_x = F q \frac{\ell}{2}$$

$$q = 9,733 \text{ t/m}^2$$



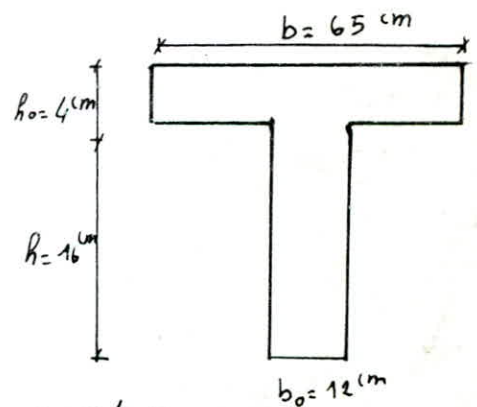
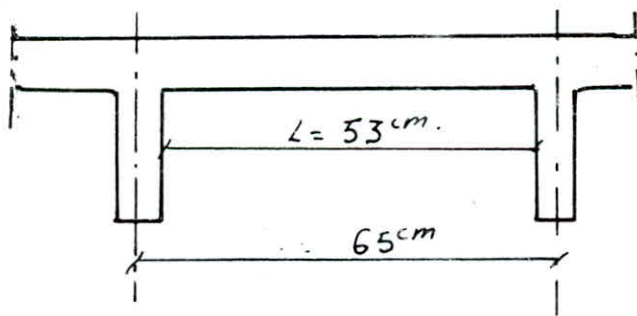
T (t)	TA	TB:	TBs	Tc:	Tcs	Td:	Tds	TE:	Tes	TF:	TFS	TG:
ℓ (m)	3,76	3,76	3,16	3,16	3,76	3,76	3,76	3,76	3,16	3,16	3,76	3,76
	1,274	-1,481	1,418	-1,337	1,378	-1,378	1,378	-1,378	1,337	-1,418	1,481	-1,274



Determination des armatures Longitudinales :

La poutrelle est une poutre en T' ayant pour dimensions :

$$h_t = h_o + h = 20 \text{ cm}, \quad h_o = 4 \text{ cm}; \quad b = 65 \text{ cm} \quad b_o = 12 \text{ cm}$$



moment en travée : $M_t = 0,81 M_o = 1,05 \text{ t.m}$

On prend le moment le plus défavorable.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1,05 \cdot 10^5}{2800 \times 65 \cdot 18^2} = 0,0267$$

$$\left. \begin{aligned} k &= 55,5 \\ \epsilon &= 0,9291 \\ \alpha &= 0,2128 \end{aligned} \right\}$$

$$y = \alpha h = 0,2128 \cdot 18 = 3,83 \text{ cm} < h_o = 4 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section est peu calculée comme une section rectangulaire (b.4)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{55,5} = 50,45 < \bar{\sigma}'_b \text{ pas d'aciers comprimés (A}'_c = 0)$$

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a b h} = \frac{1,05 \cdot 10^5}{2800 \times 0,9291 \times 18} = 2,242 \text{ cm}^2 \text{ 2T12 (A} = 2,26 \text{ cm}^2)$$

moment aux appuis : $M_a = 0,5 M_0 = 0,647 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{0,647 \times 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0164 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9432 \\ k = 73 \end{array} \right.$$

$$A_0 = \frac{0,647 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9432 \cdot 18} = 1,36 \text{ cm}^2$$

On adopte 1T14 (A = 1,54 cm²).

Verifications :

1. Contraintes :

travée : $\sigma'_b < \bar{\sigma}'_b$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = 2778 < \bar{\sigma}_a$$

appuis : $\sigma'_b = \frac{2800}{73} = 38,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon A h} = 2474,61 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

2. Condition de non fragilité : on doit avoir $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}$

entravée : $A_t = 2,26 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \times 65 \times 18 \times \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$ vérifié.

sur appuis : $A_a = 1,54 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$ vérifié.

3. Condition de non fissuration :

travée : $\sigma_1 = 6394,55 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

La fissuration n'est pas à craindre

appuis : $\sigma_1 = 4155,84 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_2 = 2413,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

La fissuration n'est pas à craindre

4. Condition de flèche : (d'après C.C. B.M.68. art. 58.4)

• dispense de vérifier la flèche lorsque les 3 conditions suivantes sont vérifiées :

1. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{h_t}{l} = 0,0531 ; \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} = 0,054$ vérifié.
2. $\bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h} < \frac{3,6}{8 \text{ cm}} \Rightarrow \frac{A}{b_0 h} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,0104 ; \frac{3,6}{8 \text{ cm}} = 0,00085$ vérifié
3. $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow \frac{h_t}{l} = 0,0531 > \frac{1}{22,5} = 0,0444$ vérifié.

La vérification de la flèche ne s'impose pas.

5. Condition de non entraînement aux appuis : (adhérence) :

On doit vérifier que $\epsilon_d \leq \bar{\epsilon}_d$.

$\bar{\epsilon}_d$: Contrainte admissible $\bar{\epsilon}_d = 214,5 \cdot \bar{\sigma}_b$ } $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$
 $\gamma = 1,5 \text{ (H.A)}$

$\bar{\epsilon}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\epsilon_d = \frac{T}{3 P_{uic}}$

$T = T_{max} = 1,481 \text{ t}$

$z = \frac{2}{8} h = 15,78 \text{ cm}$

$P_u = \phi \pi + 2d = 3,14 \times 1,4 + 2 \times 2 = 8,396 \text{ cm}$

$\epsilon_d = \frac{1481}{15,75 \times 8,396} = 11,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\epsilon}_d$ vérifié !!!

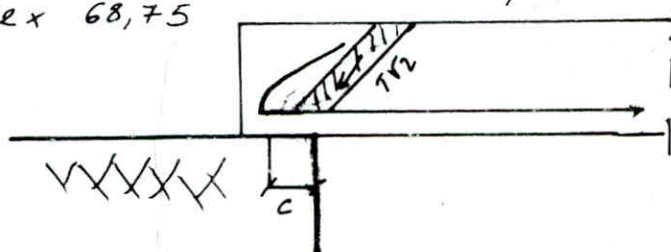
6. influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

- Armatures inférieures $A_s \geq \frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a}$ $M_{max} = -0,5 M_0 = -0,647 \text{ t.m}$
 $T = 1,481 \text{ t}$
 $z = 15,75 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\frac{T + M/3}{\bar{\sigma}_a} < 0$ l'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

7. longueur d'appui :

$C \geq \frac{2 T_{max}}{b_0 \cdot \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \times 1481}{12 \times 68,75} = 3,6 \text{ cm}$ on prend $c = 5 \text{ cm} < 12 \text{ cm}$.



Armatures transversales: Contrainte tangentielle du béton

$$\tau_b = \frac{T}{z \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{1481}{2,3 \cdot 12 \cdot 15,75} = 7,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 38,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ on a : } \tau_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = 7,83 < 3,5 \times 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié !!}$$

calcul de la section A_t :

$$A_t = \frac{T_{\max} \cdot t}{z \cdot \bar{\sigma}_{at}} \text{ avec } \bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \quad \rho_a = \max \begin{cases} 2/3 = 0,66 \\ 1 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} = 0,85 \end{cases} \text{ pas de repr.}$$

$$z = 15,75 \text{ cm de bétonnage}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,85 \times 2400 = 2044,8 \text{ kg/cm}^2$$

pour limiter la fissuration de béton (qui se fait suivant les bielles inclinées de 45°). on adopte un espacement de cadre au plus égale à la hauteur de l'ourdis. soit $t = 12 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{1481 \cdot 12}{15,75 \cdot 2044,8} = 0,55 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 6 \quad A = 0,56 \text{ cm}^2)$$

Palle de Compression:

1. Armatures perpendiculaires aux nervures: (A_{\perp}): C.C.B.A 68.58.2

Lorsque l'écartement ($L_n = 65 \text{ cm}$) entre axes des nervures est compris entre 80 cm et 50 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm^2 par mètre linéaire doit être au moins égale à

$$\bar{\sigma}_{en} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour treillis} \quad A_{\perp} \geq 0,02 L_n \frac{\rho_{160}}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$A_{\perp} \geq 0,02 \cdot 65 \cdot \frac{2160}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$$

avec un écartement limite égale à 20 cm (5 p.m).

2. Armatures parallèles aux nervures: (A_{\parallel}):

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ cm}^2 \text{ avec un écartement limite égale à } 33 \text{ cm (3 p.m)}$$

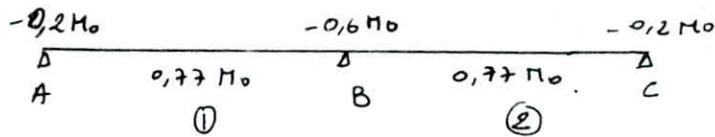
Le ferrillage adopté pour la dalle de compression pour un treillis soudé $\phi 5$ (150x150) ce treillis permet de:

1. limiter les risques de fissuration
2. résister aux effets des charges appliquées sur
3. réaliser un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées.

Plancher à corps creux à 2 travées :

travées égales $l = 3,76 \text{ m}$.

1. évaluation des moments dans la poutrelle : La poutrelle peut être calculée comme une poutre continue à 2 travées égales :



$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,295 \text{ t.m.}$$

Moments en travées :

$$M_1 = M_2 = 0,77 M_0 = 0,77 \cdot 1,295 = 0,997 \text{ t.m.}$$

moments aux appuis :

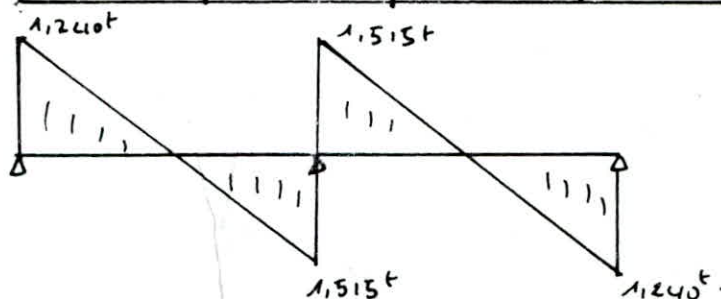
$$M_A = M_C = -0,2 M_0 = -0,259 \text{ t.m.}$$

$$M_B = -0,6 M_0 = -0,777 \text{ t.m.}$$

2. Evaluation des efforts tranchants :

$$T = \theta_x + \frac{M_w - M_e}{l} = \mp q \frac{l}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$T(t)$	T_A	T_{B_i}	T_{B_s}	T_C
$l(\text{m})$	3,76	3,76	3,76	3,76
	1,240	-1,515	1,515	-1,240



3. Détermination des Armatures Longitudinales

La poutrelle est une poutre en T' ayant pour dimension
 $h_t = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$

3.1. moment entravé :

$$M_t = 0,77 M_0 = 0,997 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,997 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0253$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9310 \\ k = 57,5 \\ \alpha = 0,2069 \end{array} \right.$$

$y = \alpha h = 0,2069 \cdot 18 = 3,72 < h_0 = 4 \text{ cm}$. L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section en T' sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h$)

$$\sigma'_b = \frac{2800}{57,5} = 49 < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0)$$

$$A_t = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{0,997 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9310 \cdot 18} = 2,12 \text{ cm}^2. \text{ On adopte } 2T12 \quad (A = 2,26 \text{ cm}^2)$$

3.2. moment aux appuis :

$$M_a = -0,6 M_0 = -0,777 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,777 \cdot 10^5}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0197$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9383 \\ k = 66 \end{array} \right.$$

$$A_a = \frac{0,777 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9383 \cdot 18} = 1,64 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 2T12 \quad (A = 2,26 \text{ cm}^2)$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{66} = 42,42 < \bar{\sigma}'_b \quad (A' = 0).$$

4. vérifications :

4.1. Contraintes :

travée : $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = 2632 < \bar{\sigma}_a.$

appuis : $\sigma_a = 2035 < \bar{\sigma}_a.$

4.2. Condition de non-fragilité :

entravée : $A_E = 2,26 \geq 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$

surappuis : $A_a = 2,26 \geq 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$

4.3. Condition de non fissuration :

travée : $\sigma_1 = 6395 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

appuis : $\sigma_1 = 6394 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$

vérifié

4.4. Condition de flèche :

1- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$ $\frac{h_t}{l} = 0,0531$; $\frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} = \frac{0,997}{15 \cdot 1,195} = 0,051$ vérifié

2- $\bar{w} = \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{8cm}$ $\frac{A}{b_0 h} = 0,0104$; $\frac{36}{8cm} = 0,00857$ vérifié

3- $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$ $0,0531 > 0,044$ vérifié

La vérification de la flèche ne s'impose pas

4.5. Condition de non-entraînement aux appuis (adhérence) :

il faut vérifier $\bar{\epsilon}_d \leq \bar{\epsilon}_d$ $\bar{\epsilon}_d = 2 \gamma_d \bar{\sigma}_a = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\epsilon}_d = \frac{T}{\beta P_u}$ $\left\{ \begin{array}{l} T_{max} = T = 1,515 \text{ t} \\ \beta = \frac{7}{8} h = 15,75 \text{ cm} \end{array} \right.$

$P_u = \pi \phi + 2d = 3,14 \times 1,2 + 4 = 7,768 \text{ cm}$

$\bar{\epsilon}_d = \frac{1515}{15,75 \times 7,768} = 12,38 \text{ kg/cm}^2$ $\bar{\epsilon}_d < \bar{\epsilon}_d$ vérifié

4.6. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Armatures inférieures : $A \geq \frac{T + M/\beta}{\bar{\sigma}_a} < 0$ $M = -0,6 M_0 = -0,727 \text{ tm}$
 $T = 1515 \text{ kg}$
 $\beta = 15,75 \text{ cm}$ $\bar{\sigma}_a = 2800$

l'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

4.7. Longueur d'appui :

$$C > \frac{2T_{max}}{b_0 \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \times 1515}{12 \times 68,78} = 3,67 \text{ cm} \quad \text{ou} \quad C = 5 \text{ cm} < 12 \text{ cm}.$$

4. Armatures transversales :

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b_0} = \frac{1515}{12 \times 15,75} = 8,01 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \bar{\nu}_b = 42,42 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ donc il faut}$$

$$\text{que } \bar{\epsilon}_b \leq 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b \text{ vérifié !!}$$

4.1. Calcul de la section cadre A_t :

$$A_t = \frac{T_{max} t}{f \bar{\sigma}_{at}} \quad \bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \quad f_a = 1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,849 \quad \bar{\sigma}_{at} = 2037 \text{ kg/cm}^2$$

On prend $t = 12 \text{ cm}$ (on adopte un espacement de cadre au plus égal à la hauteur des hourdis)

$$A_t = \frac{1515 \times 12}{15,75 \times 2037} = 0,56 \text{ cm}^2 \quad (2 \phi 6 \quad A = 0,56 \text{ cm}^2)$$

Dalle de Compression :1. Armatures perpendiculaires aux nervures : (A_{\perp})

Lorsque l'espacement ($L_n = 65 \text{ cm}$) entre-axes des nervures est compris entre 80 cm et 50 cm.

$$A_{\perp} \geq 0,02 L_n \cdot \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,02 \cdot 65 \cdot \frac{2160}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2.$$

Ecartement limité égale à 20 cm (5.p.m).

2. Armatures parallèles aux nervures : (A_{\parallel}) :

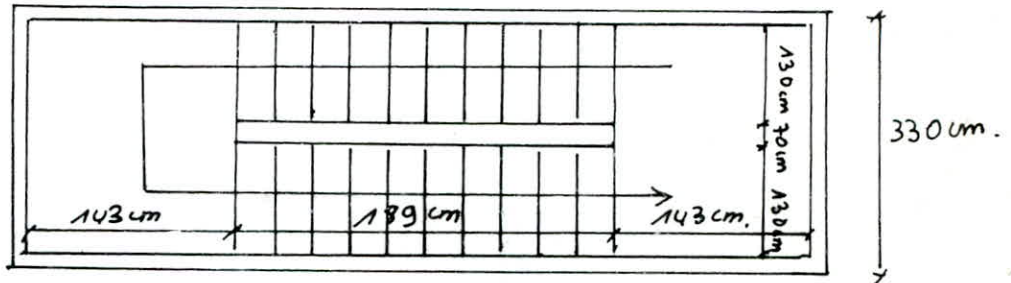
$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ cm}^2. \quad \text{Ecartement } 33 \text{ cm} \quad (3.p.m)$$

Le ferrailage adopté pour la dalle de Compression sera

un treillis soudé $\phi 5$ (150x150).

CALCUL DES ESCALIERS

- On utilise des volées préfabriquées en béton armé du type palette pleine, les volées reposent sur des poutres poliers par l'intermédiaire des becquets.
- 1- Coulage des poliers sur place
- 2- pose de palette préfabriquée.



- Recommandations du C.T.C. pour les escaliers préfabriqués, les recommandations s'appliquent aux volées préfabriquées y compris les marches et contres-marches sur toute la longueur des escaliers.

Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire des becquets sous toute la longueur de l'escalier en respectant les règles parasismiques en vigueur qui prescrivent que les poutres et palette doivent former un ensemble lié à l'ossature du bâtiment.

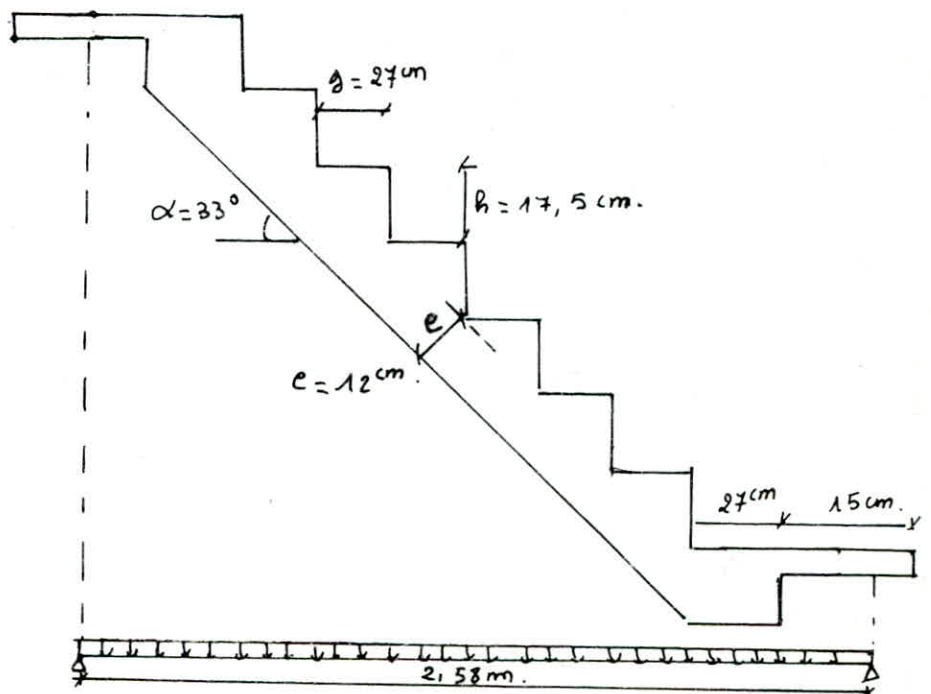
- pour avoir une grande flexibilité, l'épaisseur de la palette ne devra pas être inférieure à 0,10 m pour les demi-volées.
- épaisseur des becquets et des palette (h_1, h_2) dans les sections d'encastrement doit être $\geq 0,07$ m.
- largeur des becquets ne doit pas être inférieure à 0,10 m ($a \geq 10$ cm)

- Calcul de la volée: Les volées d'escaliers préfabriqués ont des caractéristiques: la palette est une dalle inclinée dont la fonction est de joindre le polier intermédiaire au polier de niveau adjacent
 épaisseur de la palette $e = 12$ cm
 $g = 27$ cm $h = 17,5$ cm hauteur de la marche.

on doit vérifier la condition de Blondel:

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

$$\Rightarrow 0,59 \leq 0,62 \leq 0,66.$$



évaluation des charges et surcharges

Le Calcul sofera pour 1m linéaire de la poutre.

1. charges permanentes:

le poids propre d'un matériau carré d'épaisseur $\alpha = 33^\circ$
 $P = 2500 \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \gamma$ $\alpha = \frac{h}{g} = 0,650$ $\alpha = 33^\circ$

$\cos \alpha = 0,838$.

- $P = 2500 \left(\frac{0,12}{0,838} + \frac{0,175}{2} \right) = 576,74 \text{ kg/m}^2$

- poids des revêtements (mortier + Carrelage) 106 kg/m²
- poids propre du garde-corps 100 kg/m².

$G = 782,74 \text{ kg/m}^2$

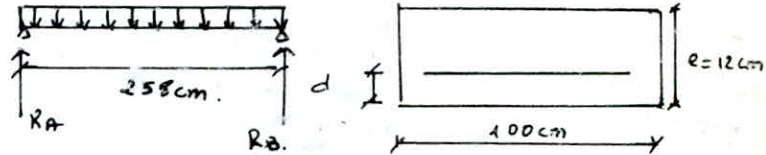
2. Surcharges: $P = 250 \text{ kg/m}^2$.

la poutre sera calculée en flexion simple pour les charges normales (G + 1,2P) avec une portée horizontale.

$q = G + 1,2P = 1082,74 \text{ kg/m}^2$

- Détermination des efforts: La charge en t/ml $q = 1082,74 \times 1,3 = 1407,56 \text{ kg/ml}$

$q = 1,407 \text{ t/ml}$
 $R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 1,407 \cdot \frac{2,58}{2}$
 $R_A = R_B = 1,815 \text{ t}$ $d = 2 \text{ cm}$
 $M_{max} = q \frac{l^2}{8} = 1,407 \cdot \frac{(2,58)^2}{8} = 1,17 \text{ t.m.}$



- Ferraillage de la poutre:

1. Armatures longitudinales (Méthode de P. Charon).

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 1,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,062$ $\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,8965 \\ K = 33,3 \end{array} \right.$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 10 \cdot 0,8965} = 4,66 \text{ cm}^2$.

on adopte 6 HA 10 p.m. ($A = 4,71 \text{ cm}^2$ p.m).

$\sigma'_b = \frac{2800}{33,3} = 84 < \bar{\sigma}'_b$ espacement $e = 16 \text{ cm}$.

2. Armatures supérieures: Calcul de $M_{RB} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot \bar{\alpha} \bar{\delta} \cdot b h^2$

$\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}'_b}{m \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,42$ $\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,86$.

$M_{RB} = 248609,79 \text{ kg.cm} > M_{max} = 1,17 \text{ t.m.}$

3. Armatures de répartition: $\frac{A_p}{4} \leq A_r \leq \frac{A_p}{2} \Rightarrow$ On adopte

6 HA 6 p.m. ($A = 1,70 \text{ cm}^2$).

$e = 16 \text{ cm}$.

Condition de manutention: $\approx 214\text{N}$ So volés d'escaliers peu transportés de l'usine au chantier pour tenir compte des augmentations dus aux chocs ou accélération on prend :

$$1,25 = 1,2 \times 782,74 = 939,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{par mètre linéaire } 1,25 = 939,28 \times 1,3 = 1221,05 \text{ kg/m}.$$

$$M_{\text{max}} = 1,17 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{manutention}} = 1221,05 \cdot \frac{2,58^2}{8} = 1016 \text{ kg.m} = 1,016 \text{ t.m}$$

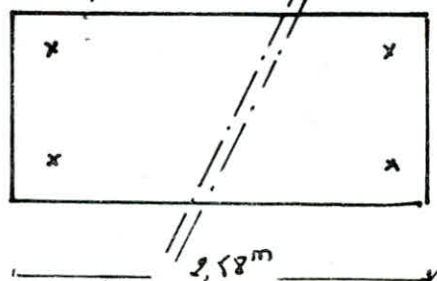
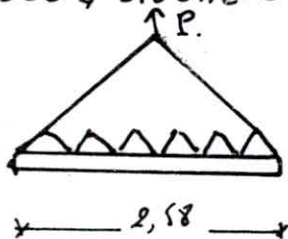
$M_{\text{max}} > M_{\text{manut}}$. Il n'est pas nécessaire de disposer des Aciers supplémentaires

Calcul des Crochets: poids propre de la pailleasse.

$$G = 782,74 \times 1,3 \times 2,58 = 2,625 \text{ t}.$$

$$\text{poids propre majorée } P = 1,2 G = 2,625 \times 1,2 = 3,15 \text{ t}$$

On dispose 4 crochets sur le coin de la pailleasse



$$\text{traction sur chaque acier : } T = \frac{P}{4} = \frac{2,625}{4} = 0,656 \text{ t}$$

Contrainte dans l'acier

$$\sigma_a = \frac{T}{2A} = \frac{0,656 \cdot 10^3}{2 \left(\frac{\pi \cdot r^2}{4} \right)} = 417,83 \text{ kg/cm}^2$$

Calcul de l'ancrage: So longueur de scellement droit

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

Pour les barres lisses, béton dosé à 350 kg/m^3

$$\text{Contrôle atténué } \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = \frac{1}{4} \frac{1600}{7,97} = 54,27 \text{ cm} \text{ on prend } \underline{l_d = 54 \text{ cm}}$$

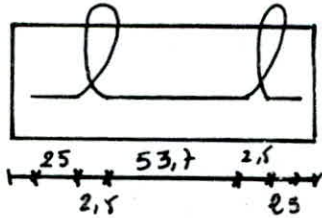
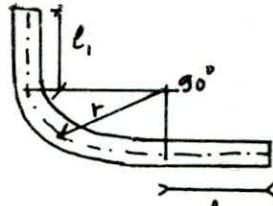
AnCrage:

$L_1 + 1,89L_3 \geq l_d = 2,21r$

$r = 3\phi = 3 \quad l_1 = 0$

$1,89L_3 \geq 54 - 2,21 \times 3$

$1,89L_3 \geq 47,37 \Rightarrow L_3 \geq 25 \text{ cm}$ on prend $l = 25 \text{ cm}$



4. Armatures transversales:

$T_{max} = R_d = 1,815t \quad \sigma_d = \frac{T}{b \cdot z} \quad \left\{ \begin{array}{l} b_0 = 100 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 10 = 8,75 \text{ cm} \end{array} \right.$

$\sigma_d = \frac{1815}{100 \times 8,75} = 2,074 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_d = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_d < \bar{\sigma}_d$

Les A_t ne sont pas necessaire.

Verification:

1. Condition de non-fragilité :

$\sigma_1 = \frac{k \pi \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissur. nuisible.} \\ \eta = 1,6 \text{ HA} \\ \phi = 10 \text{ mm} \end{array} \right.$

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

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{a}{2db} = \frac{4,71}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0117$

$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0117}{(1 + 0,117)} = 2513,87 \text{ kg/cm}^2$

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

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$. La fissuration n'est pas à craindre.

2. Verification des Contraintes: $A = 4,71 \text{ cm}^2$

$\sigma'_b = \frac{2800}{33,3} = 84 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma'_a = \frac{M}{A E h} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{4,71 \times 100 \times 0,8965} = 2770 < \bar{\sigma}_a$

3. Condition de non fragilité du béton : On doit vérifier que :

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} ; A = 4,71 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,96 \text{ cm}^2$$

vérifié

4. flèche : pour une poutre reposant sur 2 appuis simples de portée L , de moment d'inertie I supposé constant et supportant une charge uniformément répartie q et E module d'élasticité du matériau constituant la poutre.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{qL^4}{EI}$$

$$E = 7000 \sqrt{\sigma_c} = 7000 \sqrt{170} = 115022 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 100 \cdot \frac{10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4$$

$$q = 1407 \text{ kg/ml}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1407 \cdot 258^4}{115022 \cdot 8333,33 \cdot 100} = 0,84 \text{ cm}$$

La flèche admissible est donnée par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en B.A du type paillasse pleine

$$\bar{f} = \frac{L}{300} = \frac{258}{300} = 0,86 \text{ cm} \Rightarrow f < \bar{f} \text{ vérifié}$$

Calcul des armatures en boucles des becquets :

Chaque becquet de la paillasse et de la poutre palière sera calculé pour une charge linéaire $q = \gamma_q (G + 1,2P)$.

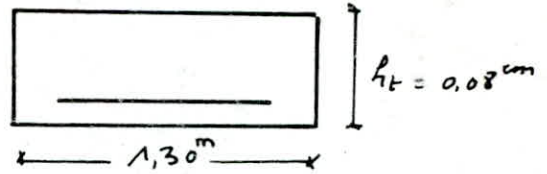
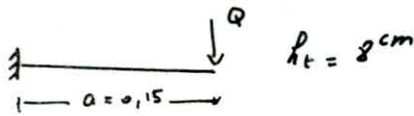
Les armatures principales sont réalisées au moyen de boucles de cadres fermés γ_q : Coefficient de Comportement expression.

γ_q		pose de la volée à bain mortier	pose de la volée à sec.
Calcul du becquet en flexion	avec Armat. de suspension	1	1,4
	Sans armat. de suspension	1,4	2
Calcul du cisail. du béton du becquet		1	1,4

~ 217 ~

On prend $\gamma_g = 1,4$; $Q = 1,4 q (l/2)$

l'épaisseur des becquets doit être supérieure à 7 cm



$$Q = 1,4 \times 1407 \times \frac{2,58}{2} = 2541 \text{ kg}$$

$$M = Q \cdot L = 2541 \times 0,15 = 381,15 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$h_t = 8 \text{ cm} \quad d = 2 \text{ cm} \quad h = 6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 381,15 \cdot 10^2}{2800 \cdot 130 \cdot 6^2} = 0,043$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 41,6 \\ \varepsilon = 0,9117 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{381,15 \cdot 100}{2800 \times 0,9117 \times 6} = 2,48 \text{ cm}^2 \quad A = 2,48 \text{ cm}^2$$

On adopte 6HA8 ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

On prend des boucles de $\phi 8$ espacées de $e = 16 \text{ cm}$.

Contrainte de cisaillement:

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2541}{130 \cdot \frac{7}{3} \cdot 6} = 3,72 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 6,18 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ on ne prévoit pas d'armatures transversales (sauf Constructive).

Le becquet comportera deux armatures de répartition soit:

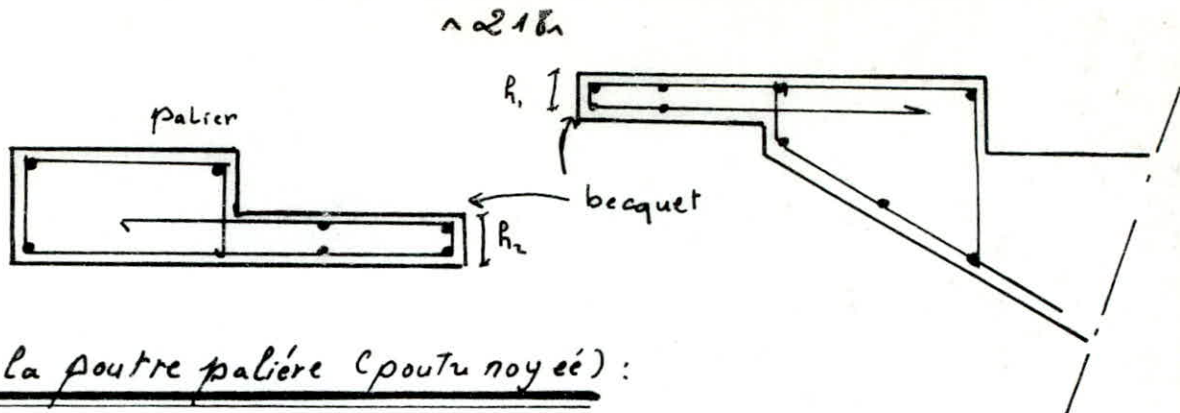
$$2HA8 \quad (A = 1 \text{ cm}^2)$$

Contraintes:

$$\bar{\omega} = 100 \frac{A}{b h} = 100 \cdot \frac{3,01}{130 \cdot 6} = 0,385 \quad \left\{ \begin{array}{l} k = 37,2 \\ \varepsilon = 0,9042 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A b \varepsilon} = \frac{381,15 \cdot 10^2}{3,01 \cdot 0,9042 \times 6} = 2334 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

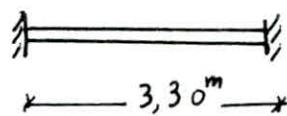
$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2334}{37,2} = 63 < \bar{\sigma}'_b$$



Calcul de la poutre palière (poutre noyée) :

Les poutres sont incorporées dans les paliers et supportent les sollicitations dues à la pailleasse. Chaque poutre palière est incorporée (appui haut et bas de la volée). La poutre sera calculée comme étant partiellement encastrée à ses extrémités

Charges venant à la poutre :



- poids propre $2,5 \times 0,16 = 0,4 \text{ t/m}^2$
- surcharge $= 0,250 \text{ t/m}^2$
- poids de la demi-volée $= \frac{1082,74}{2} = 0,541 \text{ t/m}^2$

$$q = 1,191 \text{ t/m}^2$$

1- Détermination des Efforts :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1,191 \cdot 3,3^2}{8} = 1,621 \text{ t.m.}$$

Moment en travée : $M_t = 0,8 M_0 = 0,8 \cdot 1,621 = 1,296 \text{ t.m.}$

moment à l'appui : $M_a = 0,4 M_0 = 0,4 \cdot 1,621 = 0,648 \text{ t.m.}$

2. Prédimensionnement : La détermination de la longueur de la poutre noyée se fait par la méthode du moment fictif :

Il faut que $M_{RB} \geq M_0 \Rightarrow \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \alpha (1 - \frac{\alpha}{3}) b h^2 = \bar{k} b h^2 \geq M_0$

$$\alpha = \frac{n \bar{\sigma}_b'}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,42$$

$$\Rightarrow \bar{k} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \alpha \gamma = 24,92$$

$$\delta = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,86$$

d'où $\bar{k} b h^2 \geq M_0 \Rightarrow b \geq \frac{M_0}{\bar{k} h^2} = \frac{1,621 \cdot 10^5}{24,92 \cdot 13^2} = 38,50 \text{ cm}$

On prend

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

Calcul du ferraillage:Entrée:

$$M_t = 1,296 \text{ t.m} \quad b = 40 \text{ cm} \quad ; \quad h = 13 \text{ cm.}$$

$$\mu = \frac{15 \times 1,296 \cdot 10^5}{2800 \times 40 \times 13^2} = 0,102 \quad \left. \begin{array}{l} k = 23,8 \\ \epsilon = 0,8711 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{23,8} = 117,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b. \quad (A' = 0)$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a h \epsilon} = \frac{1,296 \cdot 10^5}{2800 \cdot 13 \cdot 0,8711} = 4,087 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 4 \text{ HA } 12 \text{ (} 4,52 \text{ cm}^2 \text{)}$$

à l'appui: $M_0 = 0,648 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \times 0,648 \cdot 10^5}{2800 \cdot 40 \cdot 13^2} = 0,051 \quad \left. \begin{array}{l} \epsilon = 0,9053 \\ k = 37,8 \end{array} \right\}$$

$$A = \frac{0,648 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9053 \cdot 13} = 1,96 \text{ cm}^2 \quad \text{On adopte } 4 \text{ HA } 8 \text{ (} 2,01 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{37,8} = 74 < \bar{\sigma}'_b.$$

Armatures transversales:

1) Contrainte de Cisaillement: $T = 9 \frac{e}{2} = 1,191 \cdot \frac{3,30}{2} = 1,965 \text{ t}$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{1965}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 4,31 \text{ kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

2) Contrainte admissible:

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } f_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 1 - \frac{4,31}{9 \times 5,9} = 0,92 \quad ; \quad \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 2400 = 2208 \text{ kg/cm}^2$$

3) Cout admissible:

$$t_1 = 0,2 h = 0,2 \times 13 = 2,6 \text{ cm}$$

$$t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) = 13 \left(1 - 0,3 \frac{4,31}{5,9} \right) = 10,15 \text{ cm.}$$

4) Espacement des armatures:

$$A_t = 4 \phi 8 \quad A = (1,13 \text{ cm}^2) \quad \beta = \frac{7}{8} h = 11,375 \text{ cm}$$

$$t = \frac{\bar{\sigma}_{at} \cdot A_t \cdot \beta}{T} = \frac{1,13 \cdot 2208 \cdot 11,375}{1965} = 14,4 \text{ cm} \quad t \geq \max(t_1, t_2) \text{ on prend}$$

$$\bar{t} = t = 10 \text{ cm.}$$

Vérifications :

a) Condition de non-fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,69 \cdot (40) \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{2400} = 0,88$$

b) Largeur d'appui :

veu-frié !!

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}_{b_0}} = \frac{2 \times 1965}{40 \cdot 68,75} = 1,43 < 16 \text{ cm}$$

On prend $C = 3 \text{ cm}$.

c) Condition de non-fragilité :

$$\sigma_1 = \frac{k_2 \bar{\omega} f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega} f)} \quad \bar{\omega} f = \frac{A}{2bd} = \frac{4,52}{6 \times 40} = 0,0188$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_1 \bar{\sigma}_b}{\phi}} \quad k = 1,6 \text{ HA} ; k = 1,5 \cdot 10^6$$

$$\sigma_1 = 4747,47 \text{ kg/cm}^2 \quad , \quad \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

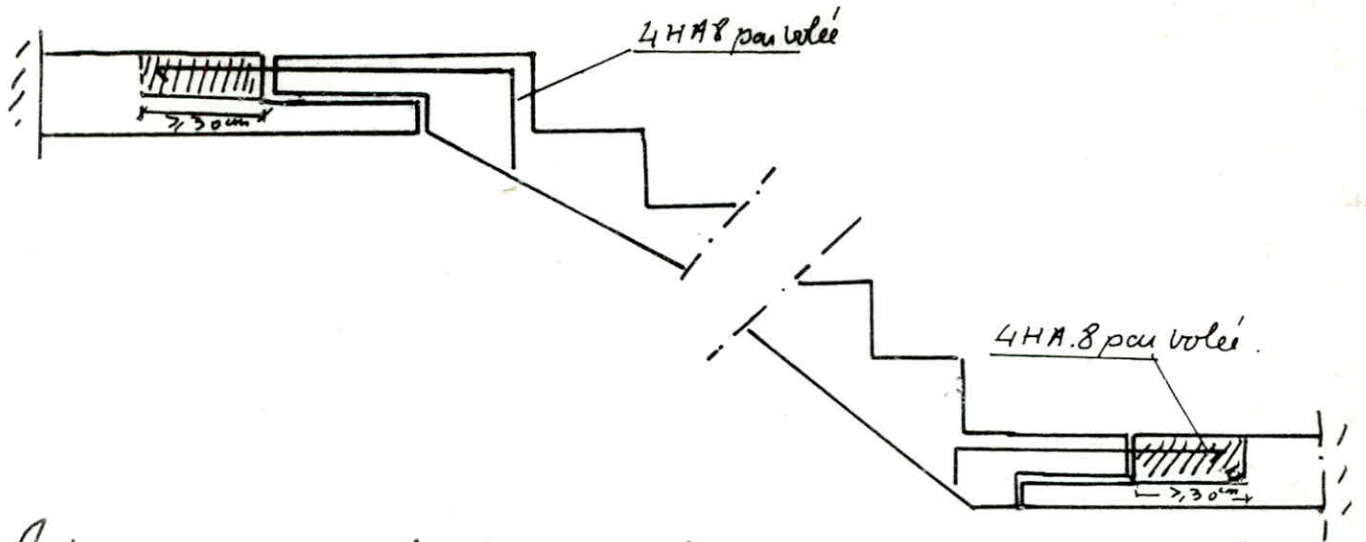
$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$ la fissuration n'est pas à craindre.

Liaison palier - pailleasse :

Ce type d'escalier est un élément important permettant de réduire considérablement la durée du projet en l'opération feuillage - coffrage de coffrage des volées perouve supprimée. Cependant il faut d'après le règlement du C.T.C. prévoir des armatures formant parachutes pour assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la pailleasse sous l'action des seismes et des charges verticales.

Ces armatures sont en acier doux ou bien en acier à haute adhérence.

On disposera 4 HA 8 par volée pour garantir le même type d'armature. Elles joueront pleinement leur rôle si elles sont enlées à pas moins de 30cm dans le béton du palier.



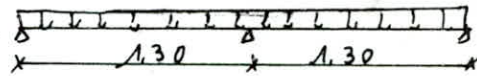
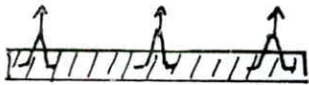
Vérification des escaliers au levage :

Le levage des escaliers se fera en prenant les mêmes dispositions que pour les prédalles = levage avec un palonnier, ancrage des boucles de levage etc.... Ces boucles de levage assureront la manutention. (rangées de 3 boucles suivant le sens de la longueur). $G = 576,54 \text{ kg/m}^2$ (revêt, garde-corps non compris)

$$G = 0,576 \text{ t/m}^2$$

$$q = 1,2 \cdot 0,576 = 0,691 \text{ t/m}^2$$

majorée de 20% afin de tenir compte des effets dynamiques



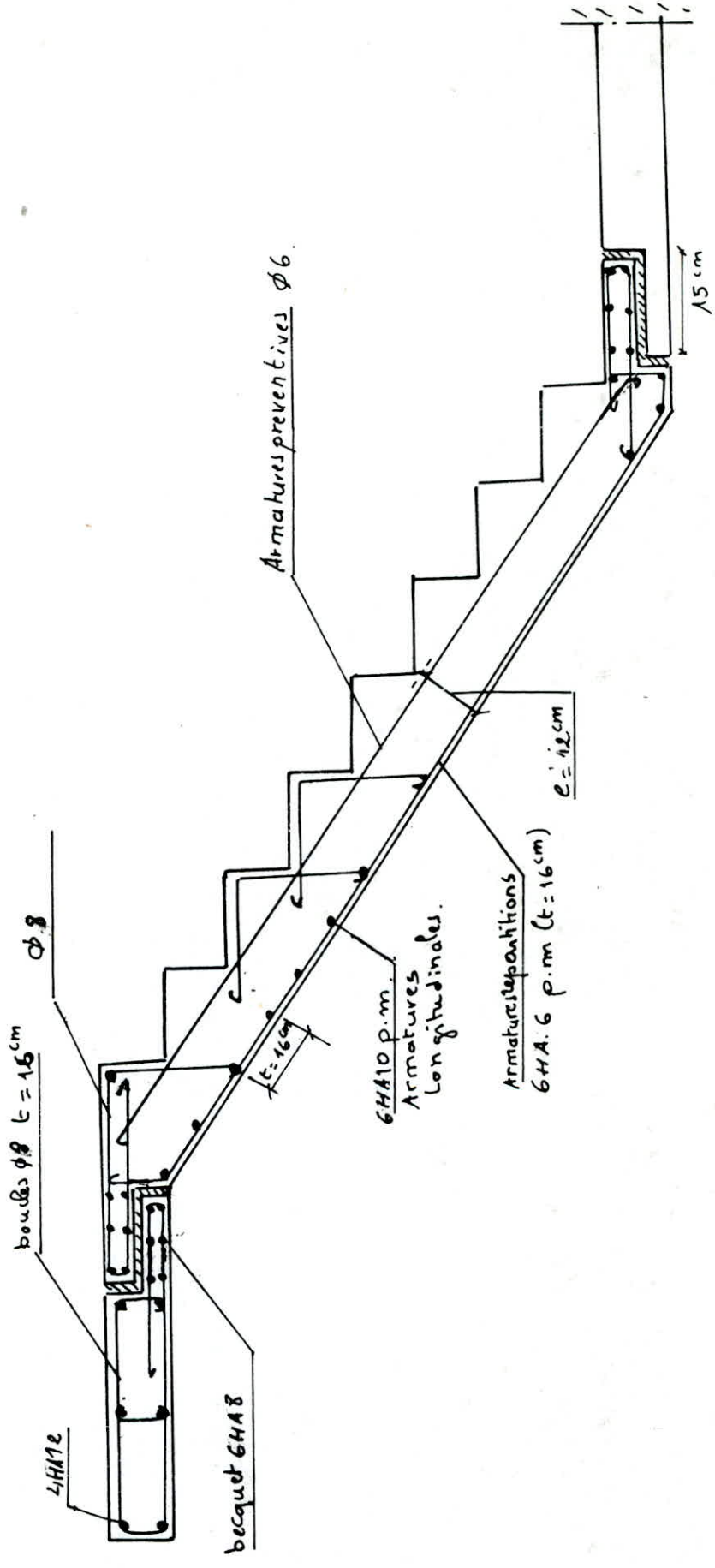
En considérant un moment isostatique :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,691 \cdot \frac{(1,30)^2}{8} = 0,146 \text{ t.m / ml.} \quad h_t = 12 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_0}{\sigma_a} = \frac{8 \cdot 0,146 \cdot 10^5}{7 \cdot 10 \cdot 2800} = 0,6 \text{ cm}^2 \text{ par ml.}$$

On voit bien que les aciers prit. 3HA8 (1,50 cm²) suffisent largement.

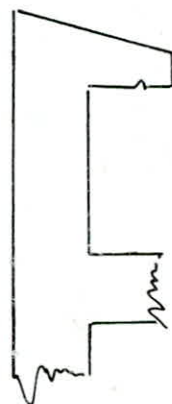
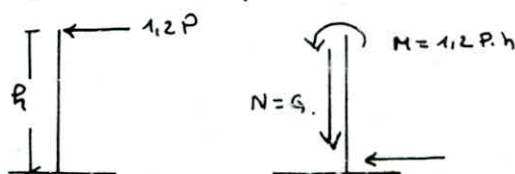
Ces aciers serviront d'une part aux effets de levage d'autre part, ils servent au bon positionnement des aciers de la paillasse lors de la préfabrication.



CALCUL DE L'ACROTÈRE

L'acrotère est un système isostatique assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est sollicité par son poids propre G et la surcharge due à la main courante P ; le calcul se fait sur 1 ml la section d'encastrement est $b \cdot h_t = 12 \cdot 100$ donc : $1,2P = 120 \text{ kg/ml}$.

Notre console sera calculée en flexion composée pour l'effet de compression N due à son poids propre et le moment résultant de la main courante, la section la plus sollicitée est celle de l'encastrement



$$N = G = 216 \text{ kg/ml} ; M = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,72 = 86,4 \text{ kg.m/ml}$$

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

$$\text{donc l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{86,4}{216} = 0,4 \text{ m} \quad e_1 = \frac{h_t}{6} = 2 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad d = 2 \text{ cm}$$

Calcul du moment fictif par rapport aux axes tendus

$$M_f = N \cdot f = 216 \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right) = 216 \cdot 0,44 = 95,04 \text{ kg.m}$$

moment résistant du béton :

$$M_{RB} = F_B \cdot z = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot y \left(h - \frac{y}{3} \right) ; y = \alpha h ; h = 10 \text{ cm} \quad \alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a}$$

$$\alpha = 0,42 \quad y = 4,24 \text{ cm} ; M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 137,5 \cdot 100 \cdot 4,24 \cdot \left(10 - \frac{4,24}{3} \right) = 2,5 \cdot 10^5 \text{ kg.cm}$$

donc : $M_{RB} > M \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures : Le calcul de section se fera en flexion simple

sous l'effet du moment M , on déduit ensuite la section flexion

composée pour la formule suivante.

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a}$$

$$\text{méthode de P. Charon : } \mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 95,04 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (10)^2} = 0,0051$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9673 \\ k = 138 \end{array} \right. \quad A_1 = \frac{M}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{95,04 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9673 \cdot 10}$$

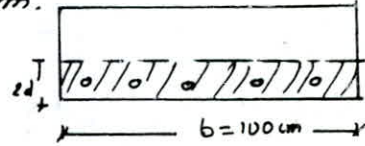
- section réelle : $A = A_s - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,35 - \frac{216}{2800} = 0,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

La section étant faible, on adoptera alors une section minimale conformément aux prescriptions du C.C.B.A 68 relative à la condition de non fragilité Art. 52)

$$A_s \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_m} = 0,69 \cdot 100 \cdot 10 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,97 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

on adoptera 5T6 p.m. ($1,41 \text{ cm}^2$) $e = 20 \text{ cm}$.

- Conformément aux règles C.C.B.A art 5733 on prévoit aussi des armatures principales vu que l'acrotère est exposé aux intempéries et au soleil et pour empêcher les ouvertures excessives de fissures on choisit pour les armatures (dit de peau). 5T5 p.m. $A = 0,98 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$



- Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\sigma} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}$$

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

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{e b d} = \frac{1,41}{400} = 0,0035 < 0,01 \text{ pas de fissur. systématique}$$

fissuration préjudiciable
 $\eta = 10^6$ $\eta = 1,6 \text{ (H.A)}$
 $\sigma = 6 \text{ mm}$ $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = 901,77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$$

} $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \Rightarrow$ la fissuration n'est pas à craindre.

- vérification de l'effort tranchant: on doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$

$$M = 95,04 \text{ kg.m}$$

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

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

} $T - \frac{M}{z} < 0$ la vérification est inutile.

- vérification au séisme locale de l'acrotère: d'après le R.P.A 81 art. 3.39 on doit vérifier le séisme local dans les éléments secondaires de la structure, l'acrotère sera vérifié pour l'action de la force horizontale $F_p = z I \cdot c_p W_p$
 W_p : poids de l'élément $\rightarrow W_p = 216 \text{ kg/ml}$.

$$z = \frac{A(\text{groupe d'usage II; zone II})}{A(\text{groupe d'usage II; zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6 \quad A = 0,15$$

A = coefficient d'accélération de zone A ses valeurs données par le tableau de R.P.A 81 art. 3.311.

$$I = \frac{\text{valeur du coeff. A pour le groupe d'usage du bâtiment}}{\text{II}} = \frac{0,15}{0,15} = 1.$$

c_p = facteurs de force horizontale $c_p = 0,8$.

donc: $F_p = 0,6 \times 0,8 \times 1 \times 216 = 103,7 \text{ kg/ml} < 1,2 P = 120 \text{ kg/ml}$.

Vérifié.

CHAPITRE 11

FONDATIONS

Étude des fondations:

I. Introduction: Le type de fondations choisit est un "radier général" compte tenu de l'importance de la charge transmise au sol.

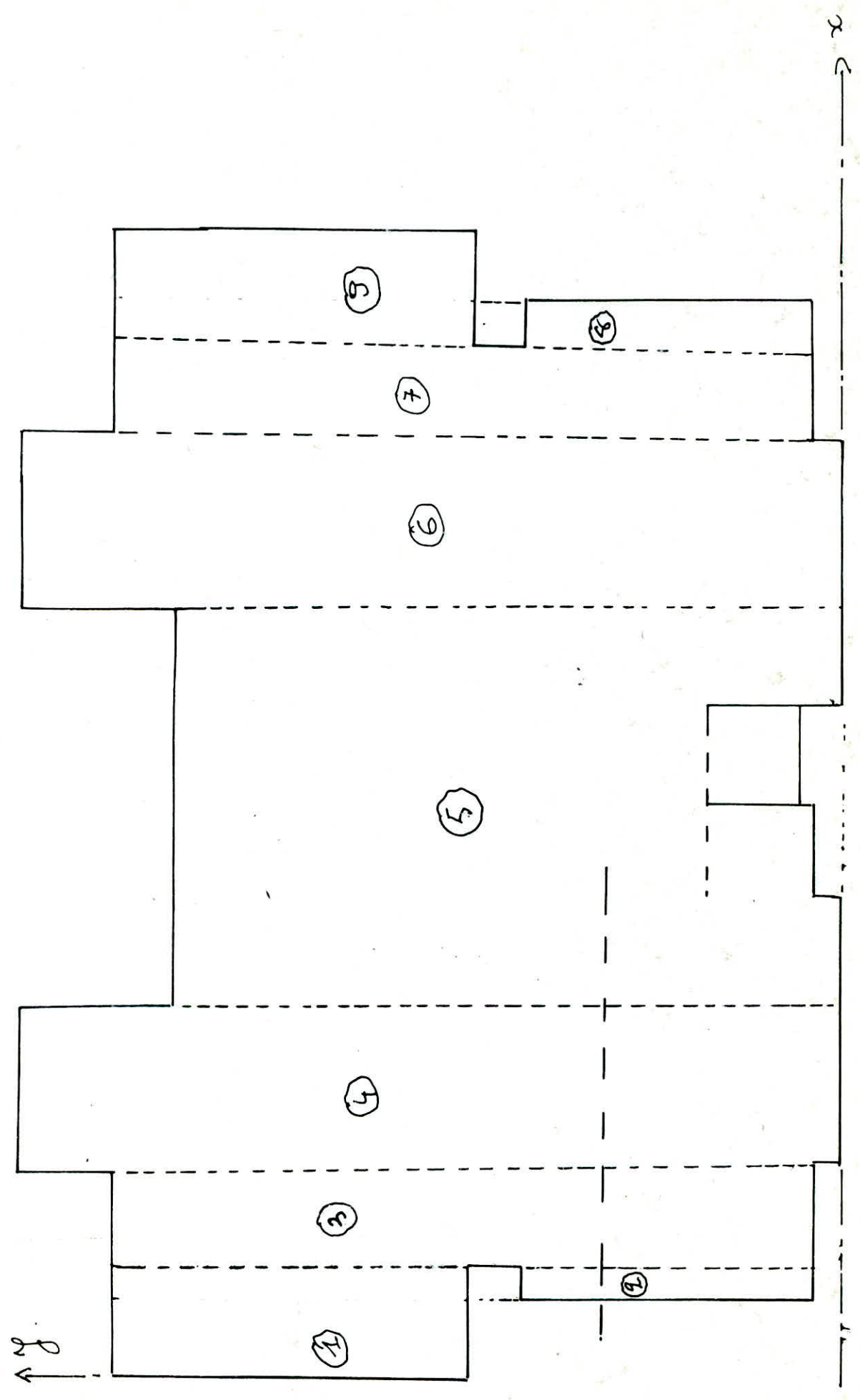
Ce mode de fondation vise la réalisation d'une surface d'appui continue débordant l'emprise de l'ouvrage et qui permet une répartition uniforme des charges tout en résistant à la réaction du sol d'assise.

II. Justification du choix de ce mode de fondation:

Avant d'envisager la solution des semelles filantes sous murs porteurs on se rend compte à partir d'un calcul préliminaire que cette solution est à écarter pour les raisons suivantes.

- le nombre élevé de voiles introduisant des entre-axes assez faibles et non réguliers. on aura aussi une distance entre les branches de chaque semelle trop faible par rapport à la distance réglementaire.
- pour la plupart des voiles il y a chevauchement des semelles
- pour les autres voiles les semelles de deux fonds voisins sont distants de 20 à 50 cm.

III. Simplifications admises: Pour notre étude, on supposera que le radier sera constitué d'une dalle très épaisse, d'épaisseur constante. On supposera que le radier est infiniment rigide, donc indéformable, c'est ainsi que l'on admet une réaction du sol uniforme sous le radier (sur la sous-face) due aux charges et surcharges du bâtiment. De point de vue calcul il sera assimilé à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas en haut, nous signalons que notre radier sera coulé sur une couche de béton de propreté de 5 cm d'épaisseur.



1) Caractéristiques géométriques du radier:

a) Centre de masse et moments d'inertie:

i	S _i (cm ²)	l _x (cm)	l _y (cm)	x _c (cm)	y _c (cm)	X (cm)	Y (cm)	I _{x_i} (cm ⁴)	I _{y_i} (cm ⁴)
1	13,236	2,03	6,520	1,015	10,18	-9,745	3,068	171,473	1261,502
2	3,852	0,6	6,42	1,73	3,715	-9,03	-3,397	57,681	314,211
3	20,445	1,58	12,94	2,62	6,970	-7,94	-0,142	285,697	1293,18
4	49,80	3,32	15	5,42	7,50	5,34	0,388	941,247	1465,82
5	87,720	7,36	12,94	10,76	6,095	0	-1,017	1201,711	40,5
6	49,80	3,32	15	16,1	7,50	5,34	0,388	941,247	1465,82
7	20,445	1,580	12,94	18,57	6,970	7,94	-0,142	285,697	1293,18
8	3,852	0,60	6,42	18,79	3,715	9,03	-3,397	57,681	314,211
9	13,236	2,03	6,52	20,505	10,180	9,745	3,068	171,473	1261,502
Σ	262,386							4113,91	9074,43

$$x_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = \frac{2820,2}{262,386} = 10,748 \text{ m} = 10,75 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = \frac{1886,02}{262,386} = 7,112 \text{ m.}$$

$$I_{xx} = l_x \cdot \frac{l_y^3}{12} + S y^2, \quad I_{yy} = l_y \cdot \frac{l_x^3}{12} + S x^2.$$

2) charges et surcharges:

- poids permanent en toiture G_r = 170,776 t.
- " " d'un niveau courant: G_c = 290,025 t.
- " " cl. R.D.C. G_{RDC} = 262,586 t.
- " " des voiles du vide-sanitaire: G_{v.s} = 80,981 t.
- " " des voiles périphériques (Infrastructure) G_{vp} = 80,981 t.
- " " des voiles en continuité (Infrastructure) G_{vi} = 41,36 t.

3) poids permanent de toute la construction:

$$G = G_r + 9G_c + G_{RDC} + G_{v.s} + G_{vp} + G_{vi} = 3247 \text{ t.}$$

b) Surcharges d'exploitation:

Niveau.	P.Q)	P(t) avec dégressivité	$\Lambda, 2P(t)$
T	22,552	22,552	47,062
9	46,596	46,596	55,915
8	"	41,936	50,323
7	"	37,277	44,732
6	"	32,617	39,140
5	"	27,958	33,550
4	"	23,298	27,958
3	"	"	"
2	"	"	"
1	"	"	"
R.D.C	41,846	20,923	25,110

Surcharge d'exploitation
totale non pondérée

$$P = 323,051 \text{ t}$$

Surcharge d'exploitation
totale pondérée

$$\Lambda, 2P = 387,66 \text{ t}$$

c) Sollicitation du 1^{er} genre:

$$G + \Lambda, 2P = 3247 + 387,66 = 3635 \text{ t.}$$

NB: La sollicitation du 1^{er} genre (normale) introduit un moment très faible

car l'excentrement entre le centre de masse du radier et la ligne d'action de la résultante des efforts normaux est faible.

d) Sollicitation du 2^{es} genre: au niveau R.D.C. on a:

- Sens transversal: un moment $M_{0t} = 5237,083 \text{ t.m.}$

un effort tranchant: $H_{0t} = 258,255 \text{ t.}$

- Sens longitudinal: un moment $M_{0z} = 4914,344 \text{ t.m.}$

un effort tranchant: $H_{0z} = 243,15 \text{ t.}$

Le moment global de renversement de la structure est: $M = M_0 + H_0 \cdot h'$

$$h' = h_{rs} + h_{inf} = 1,2 \times e = 2,4 \text{ m.}$$

- Sens transversal :

$$M_L = M_{ot} + H_{ot} \cdot h' = 5237,083 + 258,255 \cdot 2,4 = 5857 \text{ t.m.}$$

- Sens longitudinal :

$$M_L = M_{ol} + H_{ol} \cdot h' = 4914,344 + 243,15 \cdot 2,4 = 5498 \text{ t.m.}$$

- Vérification de la Stabilité global au renversement :

Le renversement doit être vérifié sous la sollicitation $(0,8 \pm E)$ qui renferme implicitement un séisme horizontal et un séisme ascendant.

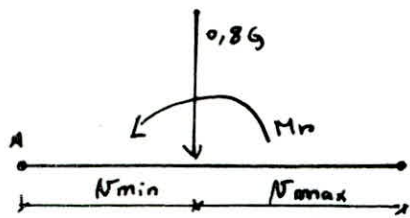
Moments renversants : $M_{rt} = 5857 \text{ t.}$

$$M_{rl} = 5498 \text{ t.}$$

Moment stabilisant : $M_{s/A} = (0,8G) \cdot N_{min}$

$$N_{min} = 7,112 \text{ m.}$$

$$N_{minl} = 10,76 \text{ m}$$



N_{min} : écart entre la fibre extérieure du radier et le centre de masse. C'est le bras du levier le plus défavorable sachant que le séisme peut venir selon deux sens suivant chacun des deux directions.

- Sens transversal :

$$\frac{M_{st}}{M_{rt}} = \frac{(0,8 \times 3247) \times 7,112}{5857} = 3,15 > 1,5.$$

le bâtiment est donc assuré

\Rightarrow Contre le risque global de renversement.

- Sens longitudinal :

$$\frac{M_{st}}{M_{rl}} = \frac{(0,8 \times 3247) \times 10,76}{5498} = 5,08 > 1,5.$$

- Surface de radier nécessaire : Elle est fixée par la contrainte

admissible du sol de fondation. $\bar{\sigma}_a \geq \frac{N}{S_{nec.}}$; $N = G + 1,2P = 3635 \text{ t.}$

$$\bar{\sigma}_a = 15 \text{ t/m}^2 ; S_{nec.} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{3635}{15} = 242,3 \text{ m}^2.$$

Or nous disposons d'une surface $S_{disp} = 262,386 \text{ m}^2 > S_{nec.}$ minimum

Compte de la diffusion oblique à 45° aux extrémités, dans le béton armé au feuillet moyen, alors nous devons prévoir un débord de largeur égale à la mi-épaisseur du radier et à un minimum réglementaire de 30 cm.

Le débord a pour rôle mis à part la surface qu'il procure de soulager...

Le dernier appui (voiles d'extrémités), nous optons pour un débord de 50 cm de large, d'où les nouvelles caractéristiques du radier.

$$S = 262,386 + 41,42 = 303,81 \text{ m}^2$$

$$I_x = 4113,91 + 1088 = 5202 \text{ m}^4$$

$$I_y = 9074,43 + 1942,72 = 11017 \text{ m}^4.$$

pression sur la sous-face du radier :

$$p = \frac{N}{S} = \frac{3635}{303,81} = 11,97 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2.$$

C'est la pression uniforme que subit le radier sous la sollicitation du 1^{er} genre.

- prédimensionnement du radier : Sachant qu'il est toujours incommode de disposer des armatures transversales dans le radier comme c'est le cas des dalles, alors son épaisseur sera déterminée en l'assurant contre les contraintes de cisaillement du béton.

Ce genre d'armatures est inutile si $l_b \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$ pour les dalles, l'épaisseur du radier à prendre en compte est l'épaisseur la plus défavorable des deux conditions suivantes et doit être supérieur à 25 cm.

1 - $h_t \geq \frac{l}{10}$; l_{max} : distance entre ou au des voiles (distance maximale)

2 - Vérification au cisaillement : $\frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$.

- $l_{max} = 3,76 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{3,76}{10} = 37,6 \text{ cm}$; $T = p \cdot \frac{l}{2} = 11,97 \cdot \frac{3,76}{2} = 22,5 \text{ t}$.

Le calcul est fait pour une bande de mètre linéaire

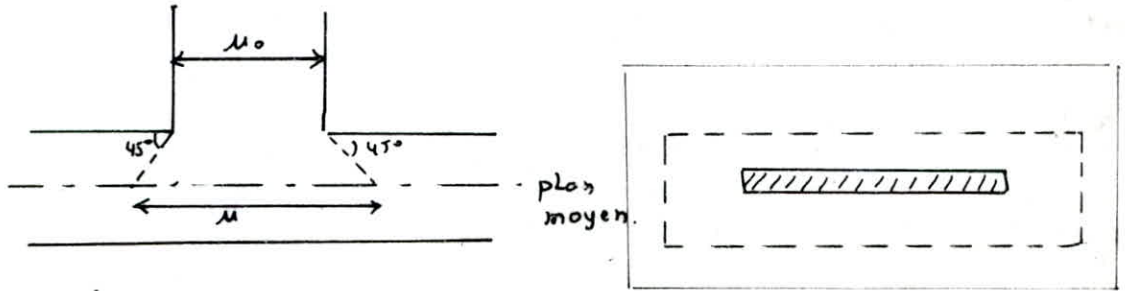
$$z \geq \frac{T}{1,15 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot b} = \frac{22,5 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 5,9 \cdot 100} = 33,17 \text{ m} ; \quad h_t = \frac{z}{7} = \frac{7}{8} \cdot 33,17 = 37,9 \text{ m}$$

on prendra un épaisseur

$$h_t = 45 \text{ cm}.$$

Vérification au poinçonnement:

Conformément à l'article 39,54 du C.C.B.A 68 on doit vérifier le poinçonnement pour tous les refends ou éléments de refends acheminant des charges verticales Q qui peuvent être considérées comme "forces localisées" au sens de l'article 39,53 du C.C.B.A 68 vis à vis du poinçonnement si le rectangle d'influence (μ_0, ν_0) élargi à (μ, ν) par influence à 45° dans le feuillet moyen vérifie. $0,4 \leq \frac{\mu}{\nu} \leq 2,5$



$$\begin{cases} \mu = \mu_0 + h_t \\ \nu = \nu_0 + h_t \end{cases} \text{ et } p_c = 2(\mu + \nu).$$

Condition de non poinçonnement: d'après l'article 39,54 (C.C.B.A 68)

$$1,5 \frac{N}{p_c h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

p_c : périmètre du contour cisaillé au niveau du feuillet moyen.

h_t : hauteur totale du radier

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

nous présenterons deux cas qui sont les plus défavorables

1^{er} Cas: trumeau ① du voile Vt₄:

$$l_1 = 1,00 \text{ m} ; N = G + 1,2P = 57,016 \text{ t.}$$

$$\mu = 100 + 45 = 145 \text{ cm.}$$

$$\nu = 16 + 45 = 61 \text{ cm.}$$

$$0,4 < \frac{\mu}{\nu} = \frac{145}{61} = 2,37 < 2,5.$$

il s'agit bien d'une force localisée.

$$p_c = 2(145 + 61) = 412 \text{ cm.}$$

$$1,5 \frac{57,016 \cdot 10^3}{412 \cdot 45} = 4,61 \text{ kg/cm}^2 < 5,9 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_b.$$

2^e Cas: trumeau ② du voile Vt₅:

$$l_2 = 52,5 \text{ cm} ; N = G + 1,2P = 33,77 \text{ t.}$$

$$\mu = 52,5 + 45 = 97,5 \text{ cm}$$

$$\nu = 16 + 45 = 61 \text{ cm}$$

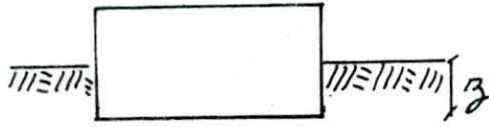
$$0,4 < \frac{\mu}{\nu} = \frac{97,5}{61} = 1,59 < 2,5.$$

il s'agit bien d'une force localisée

$$p_c = 2(97,5 + 61) = 317 \text{ cm} \quad 1,5 \frac{33,77 \cdot 10^3}{317 \cdot 45} = 3,55 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

condit. vérifiée

Vérification au soulèvement: on doit vérifier que sous l'effet des sous pressions hydrostatiques que le bâtiment ne se soulève.



P : poids total du bâtiment en tonnes

S : surface du sol.

z : pression hydrostatique en t/m^2

habituellement on prend un Coefficient de Sécurité de 1,5 vis à vis du risque de soulèvement et on vérifie $P \geq 1,5 \cdot S \cdot z$.

dans l'évaluation du poids P on ne prendra que G

$$P = G = 3247 \text{ t} ; S = 303,81 \text{ t} ; z = 1,7 \text{ t/m}^2.$$

$$G = 3247 \text{ t} > 1,5 \cdot 303,81 \cdot 1,7 = 775 \text{ t}.$$

Stabilité du radier:

a) sollicitation 1^{er} genre:

$$N = [G + 1,2P]_{\text{fact}} + G_{\text{rad}} ; G_{\text{rad}} = 0,45 \cdot 303,81 \cdot 1,5 = 341,78 \text{ t}.$$

$$N = 3635 + 341,8 = 3976,78 \text{ t}.$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{3976,78}{303,81} = 13,01 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2 \text{ vérifié}$$

b) sollicitation du 2^{es} genre:

Sous les sollicitations introduisant un moment de renversement nous devons vérifier que les extrémités du radier ne sont pas sujettes à la traction (tractionnement). Ce cas est très probable sous la sollicitation (0,8G - E)

donné par le R.P.A 81. d'autre part nous devons vérifier les fortes compressions sous la sollicitation (G + P + E)

b.1) sollicitation (0,8G + E):

$$N = 0,8G = 0,8 (3247 + 342) = 2871 \text{ t}.$$

b.2) rotation autour de l'axe (X-X):

$$\bar{\sigma}_{y,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_x} N_y^{\text{max}}$$

N_y^{max} = distance entre le cdg et le joint extrême du radier

$$N_y^{\text{max}} = 7,89 + 0,5 = 8,39 \text{ m}.$$

$$\sigma_{y,1,2} = \frac{2871}{303,81} \mp \frac{5857}{5202} \cdot 8,39 = 9,449 \pm 9,446$$

$\sigma_{y,1} = 0,003 \text{ t/m}^2 > 0$ pas de risque de soulèvement.

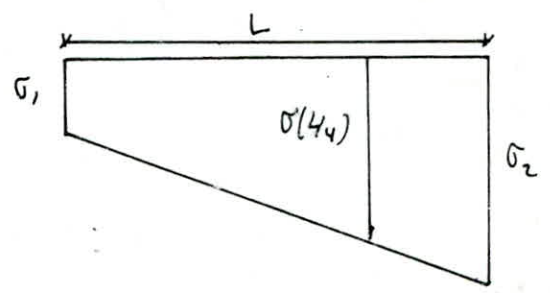
$\sigma_{y,2} = 18,895 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ t/m}^2$.

N.B.: sous les sollicitations du 2^e genre le sol peut supporter une contrainte au plus égale à la limite admissible pour les charges verticales ($\bar{\sigma}_{s1} = 15 \text{ t/m}^2$) majorée de 50% soit $\bar{\sigma}_{s2} = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ t/m}^2$.

La contrainte réduite au quart le plus sollicitée est $\sigma_y(l/4) = \frac{3\sigma_{y2} + \sigma_{y1}}{4}$.

soit: $\sigma_y(l/4) = \frac{3 \cdot 18,895 + 0,003}{4} = 14,172 \text{ t/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s = 19,95 \text{ t/m}^2$

N.B. La contrainte réduite $\sigma(l/4) = \sigma_{\text{min}}$ doit rester inférieure à la contrainte admissible majorée de 33% soit $\sigma(l/4) \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$.



Rotation autour de l'axe (Y-Y) :

$$\sigma_{x,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_e}{I_{yy}} N_x^{\text{max}}$$

N_x^{max} = distance maximum du C.d.g au point extérieur de radius.

$$N_x^{\text{max}} = 10,96 + 0,5 = 11,46 \text{ m.}$$

$$\sigma_{x,1,2} = \frac{2871}{303,81} \pm \frac{5498}{11017} \cdot 11,46$$

$$\sigma_{x,1,2} = 9,45 \pm 5,61 \Rightarrow$$

$\sigma_{x1} = 3,84 \text{ t/m}^2 > 0$ pas de risque de soulèvement
 $\sigma_{x2} = 15,06 \text{ t/m}^2 < 22,5 \text{ t/m}^2 = 1,5 \bar{\sigma}_s$.

$$\sigma(l/4) = \frac{3\sigma_{x2} + \sigma_{x1}}{4} = \frac{3 \cdot 15,06 + 3,84}{4} = 12,26 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 19,95 \text{ t/m}^2$$

Sollicitation G+P+E

rotation autour de l'axe (X-X) :

$$N = (G+P)_{\text{stat}} + G_{\text{rad}} = 3247 + 323,051 + 342 = 3912 \text{ t.}$$

$$\sigma_{y,1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_t}{I_x} N_y^{\text{max}} = \frac{3912}{303,81} \mp \frac{5857}{5202} \cdot 8,39 = 12,89 \pm 9,45$$

$\sigma_y = 3,44 \text{ t/m}^2 > 0$ pas de risque de soulèvement.

$\sigma_{y2} = 22,34 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 22,5 \text{ t/m}^2$.

$$\sigma_y(L/4) = \frac{3\sigma_{y2} + \sigma_{y1}}{4} = \frac{3 \cdot 22,5 + 3,44}{4} = 17,74 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

- Rotation autour de l'axe (y-y) :

$$\sigma_{x1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x}{I_y} N_x^{\max} = \frac{3042}{303,81} \pm \frac{5498}{11017} \cdot 11,26 = 12,89 \pm 5,62$$

$\sigma_{x1} = 7,27 \text{ t/m}^2 > 0$ pas de risque de soulèvement

$\sigma_{x2} = 18,51 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 22,5 \text{ t/m}^2$.

$$\sigma_x(L/4) = \frac{3\sigma_{x2} + \sigma_{x1}}{4} = \frac{3 \cdot 18,51 + 7,27}{4} = 15,7 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 19,95 \text{ t/m}^2$$

Conclusion: tous les diagrammes de Contraintes vérifient les Conditions réglementaires et dans tous les cas on a pas de risque de soulèvement d'où la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

- Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

A) Sollicitation du 1^{er} genre :

$$N_1 = (G + 1,2P)_{\text{struct}} = 3635 \text{ t} \quad (\text{radier non compris})$$

sous cet effet la sous-face du radier subira une contrainte

$$\text{uniforme} \quad \sigma_{p1} = \frac{N_1}{S} = \frac{3635}{303,81} = 11,97 \text{ t/m}^2$$

B) Sollicitation du 2^{es} genre :

Dans ce cas on peut déterminer un effort normal centré N_2 dont l'effet est de produire la même contrainte moyenne que dans le cas le plus défavorable

du 2^{es} genre soit $(G + P + E)$ pour lequel $\sigma_m = 17,74 - \frac{341,78}{303,81} = 16,62 \text{ t/m}^2$

La résistance du béton et des aciers étant majorée de 50% sous S.P.

alors on compare $\frac{N_2}{N_1}$ au rapport de majoration $\frac{\sigma_a(S.P.)}{\sigma_a(S.P.)} = 1,5$.

$$N_2 = 303,81 \times 16,62 = 5049,32 \text{ t}$$

$$\frac{N_2}{N_1} = \frac{5049,32}{3635} = 1,389 < 1,5 \text{ on déduit que le radier de ferrailé sous la charge}$$

(pression des terres) uniformément répartie q agissant sur la sous-face sous la sollicitation: $q = 11,97 \text{ t/m}$

Méthode de détermination des efforts dans le radier :

pour le calcul des efforts (M, T) dans le radier, plusieurs points sont à considérer :

a) le radier est considéré comme un ensemble de panneaux de dalles chargés par les réactions du sol.

b) l'irrégularité et l'absence de parfaites symétries des plans nécessitent la connaissance de la répartition d'une charge q uniformément répartie en posant l'hypothèse d'uniformité de la réaction du sol sur une dalle selon chacun des deux sens porteurs (soit où $f = \frac{l_x}{l_y} \geq 0,4$). Pour résoudre ce point deux méthodes sont proposées.

b-1) C'est une méthode proposée par Nachtergal (I.B.M). Elle consiste à écrire que la flèche en un point sera identique, que la flexion soit dans un ou dans l'autre, selon chaque portée; la charge q se répartira en q_x et q_y telles que $q = q_x + q_y$.

$$f = \frac{q_x l_x^4}{384 \cdot E I_x} = \frac{q_y l_y^4}{384 \cdot E I_y} ; \left(0,4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1 \right)$$

Cette méthode privilégie particulièrement le sens porteur l_x au détriment de la grande portée l_y de portance moindre, car nous choisissons deux bandes unitaires dans les dalles alors on peut écrire $I_x = I_y$ (en négligeant les armatures) on trouve:

$$q_x = \frac{1}{p^4 + 1} q \quad \text{et} \quad q_y = \frac{p^4}{p^4 + 1} q$$

La remarque ci-dessus provient du fait que l'on suppose implicitement que toute la flèche est située sur les bandes unitaires. Elle s'applique très bien aux dalles de Côtés pas très importants.

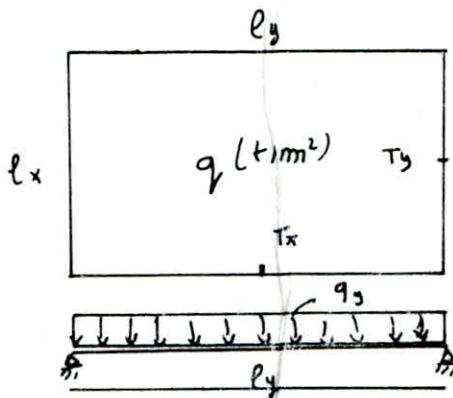
b-2) une deuxième méthode consiste à supposer la dalle indépendante des autres, calculer les efforts tranchants maxima par la méthode de M. Pigeaud en supposant la charge uniformément répartie et déterminer aussi les distributions q_x et q_y pour chacun des deux sens

c) A partir de la répartition des charges justifiées de manière sécuritaire par les efforts tranchants, on pourra pratiquer une section transversale et une section longitudinale dans le radier, obtenir deux poutres continues et chargées chaque travée par la charge qui lui revient. De cette manière on pourra tenir compte de la continuité en calculant une poutre continue au tant d'appuis que la section traversée de piles par la méthode de Caquot adoptée aux poutres à inertie constante.

Distribution d'une charge q suivant les 2 sens porteurs de chaque panneau de dalle :

panneau	l_x (mm)	l_y (mm)	$\beta = \frac{l_x}{l_y}$	$> \text{ou} <$	$\alpha_x = \frac{\beta}{2+\beta}$	$\alpha_y = \frac{2}{3} \beta$
1-1'	360	613	0,587	>	0,773	0,392
2-2'	300	717	0,418	>	0,827	0,279
3-3'	360	436	0,826	>	0,708	0,550
4-4'	360	561	0,642	>	0,757	0,428
5-5'	360	561	0,642	>	0,757	0,428
6-6'	160	503	0,318	<	1	0
7	330	712	0,463	>	0,927	0,309

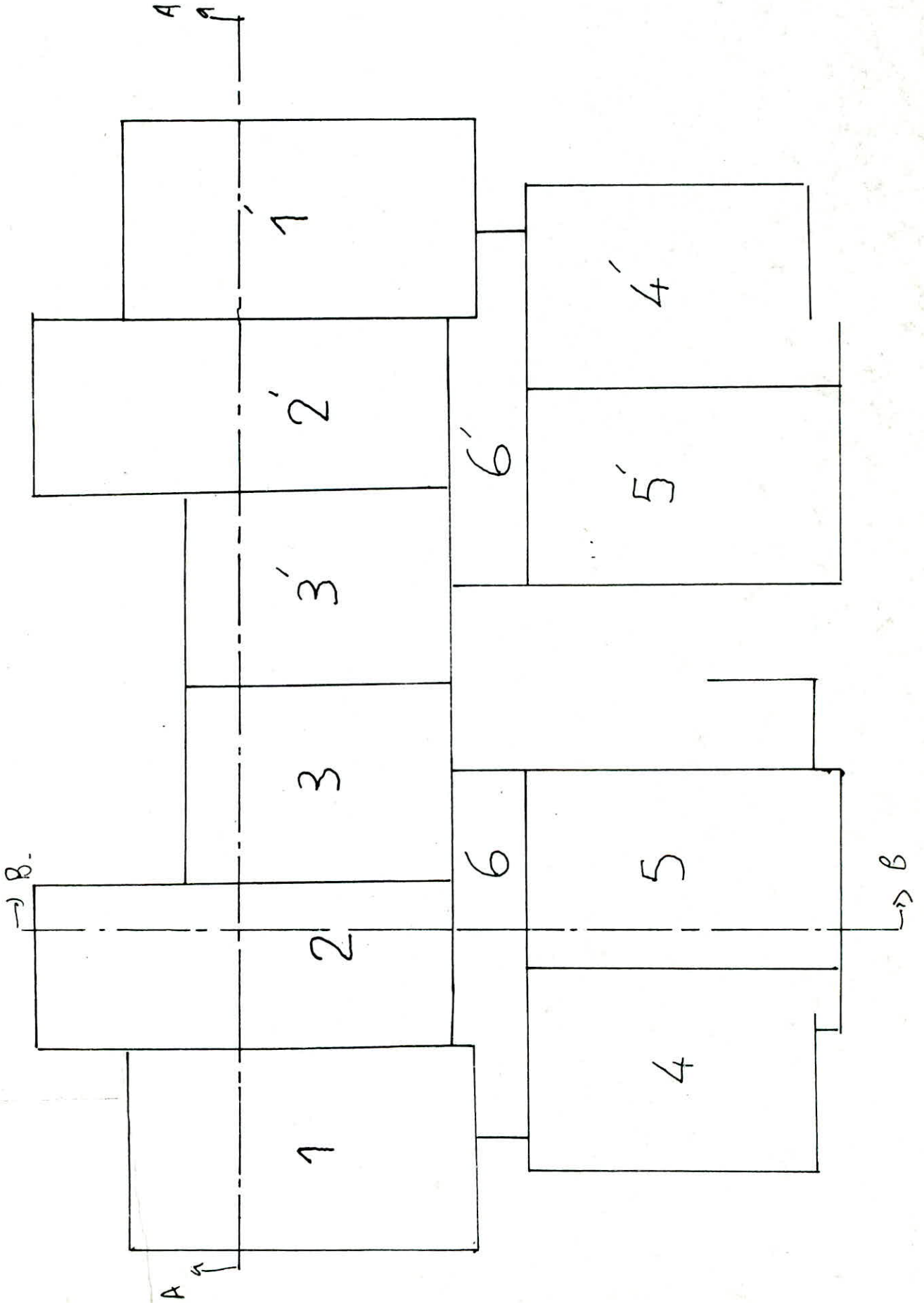
Distribution d'une charge q : soit une dalle de petit côté l_x et de grand côté l_y . Les efforts tranchants maximums sous une charge répartie q sont selon la méthode de M. Pigeaud.



$$T_x^{max} = q_x \frac{l_x}{2} \text{ et } T_x = \frac{q l_x l_y}{2 l_y + l_x} \text{ au milieu de } l_y \text{ et par mètre}$$

$$T_y^{max} = \frac{q_y l_y}{2} \text{ et}$$

$$T_y = q \frac{l_x l_y}{3 l_y} = q \frac{l_x}{3} \text{ au milieu de } l_x \text{ et par mètre}$$



pour la petite portée on a :

$$T_x^{max} = q_x \frac{l_x}{2} = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x}$$

$$q_x = \frac{2q l_y}{2l_y + l_x} = \frac{2q}{(2+\beta)}$$

$$q_x = \left(\frac{2}{2+\beta} \right) q$$

pour la grande portée :

$$T_y^{max} = q_y \frac{l_y}{2} = q \frac{l_x}{3}$$

$$q_y = \left(\frac{2}{3} \beta \right) q$$

Conclusion : La petite portée l_x reprend la fraction :

$$\alpha_x = \left(\frac{2}{2+\beta} \right) \text{ d'une charge } q \text{ (t/m}^2\text{)}.$$

La grande portée l_y reprend la fraction $\alpha_y = \left(\frac{2}{3} \beta \right)$ d'une charge $q \text{ (t/m}^2\text{)}$

verification : - on a toujours $\alpha_x > \alpha_y$ car la petite portée reprend plus que la grande.

- pour une dalle carrée $l_y = l_x$ on a : $\alpha_x = \frac{2}{3} \beta$.

Méthode de Caquot appliquée aux poutres à inertie constante :

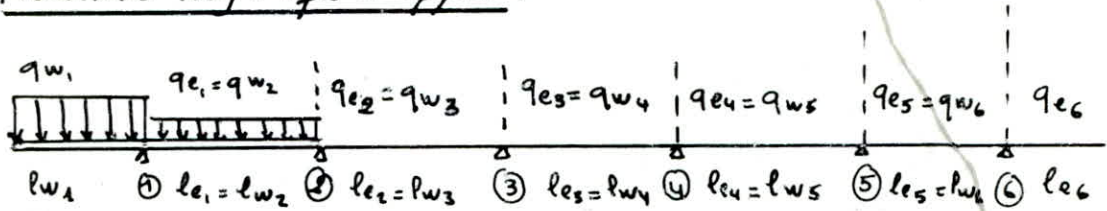
(Article A. 11 - 2 et 3 C.C. BA 68)

Cette méthode permet de résoudre une poutre continue issue d'une bande de 1m détachée du plancher renversée qui est le radier.

Cette méthode considère : qu'un nœud i n'est influencé que par les charges appliquées sur les travées adjacentes reliant les nœuds $(i-1; i)$ et $(i; i+1)$.

qu'une travée $(i; i+1)$ n'est influencée que par les nœuds i et $(i+1)$

1) moments négatifs d'appui :



A. Nœud supportant une console l_{w1} : (derive).

$M_{w1} = M_{e1} = q_{w1} \frac{l_{w1}^2}{2}$ c'est le moment isostatique de la console au nu de l'appui ①

B. Noeuds "2" voisin du noeud de rive "1" (ci dessus):

On définit deux travées l'_{e2} et l'_{w2} de part et d'autre du noeud
le noeud (1) étant de rive alors $l'_{w2} = l_{w2}$.

le noeud (3) étant intermédiaire (non pas de rive) donc la longueur l'_{e2}
de la travée fictive (2; 3) est une travée intermédiaire alors $l'_{e2} = 0,8 l_{e2}$

Les moments fictifs sont $M'_{w2} = q_{w2} \cdot \frac{l'_{w2}}{8,5}$; $M'_{e2} = q_{e2} \frac{l'_{e2}}{8,5}$

le moment sur appui (2) sera.

$$M_{e2} = M_{w2} = M'_{e2} \cdot \frac{l_{e2}}{l'_{e2} + l_{w2}} + \left(M'_{w2} - \frac{1}{2,125} M_{w1} \right) \frac{l_{w2}}{l_{w2} + l'_{e2}}$$

C) Noeud "3" intermédiaire (travée intermédiaire):

$$M_{w3} = M_{e3} = \frac{q_{w3} \cdot l'_{w3} + q_{e3} l'_{e3}}{8,5 (l'_{w3} + l'_{e3})} \quad l'_{w3} = 0,8 l_{w3}; \quad l'_{e3} = 0,8 l_{e3}$$

D) Noeud "6" (voisin du noeud de rive "7"):

$$l'_{w6} = 0,8 l_{w6}; \quad l'_{e6} = l_{e6}; \quad M'_{w6} = q_{w6} \frac{l'_{w6}}{8,5}; \quad M'_{e6} = q_{e6} \frac{l'_{e6}}{8,5}$$

$$M_{w6} = M_{e6} = M'_{w6} \frac{l_{w6}}{l'_{w6} + l_{e6}} + \left(M'_{e6} - \frac{1,0}{2,125} M_{e7} \right) \frac{l_{e6}}{l'_{w6} + l_{e6}}$$

E) Noeud "7" rapportant une console (noeud de rive):

$$M_{e7} = M_{w7} = q_{e7} \frac{l_{e7}^2}{2}$$

2) Moments positifs en travée: Soit une travée de portée l ,
chargée par une charge uniformément répartie q et pour laquelle

On connaît les moments sur appuis M_{w1} et M_{e2} . Sachant que le moment
maximum en travée n'est pas nécessairement à mi-travée on calcule

$$M(\xi_0) = \mu(x_0) - [M_w (1 - \xi_0) + M_e \xi_0] \quad \text{moment max}$$

avec $\xi_0 = x_0 \cdot l$. point où M est maximum.

On calcule $M(\xi_0) = \mu(x_0) - [M_w (1 - \xi_0) + M_e \xi_0]$ moment maxi.

$\mu(x) = q \frac{l}{2} x_0 - q \frac{x_0^2}{2}$: moment isostatique.

a) $\xi_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_e - M_w}{8 M_0}$; avec $M_0 = q \frac{l^2}{8}$: moment isostatique maximum.

b) $M(x_0) = \mu(x_0) - [M_w (1 - \xi_0) + M_e \xi_0]$

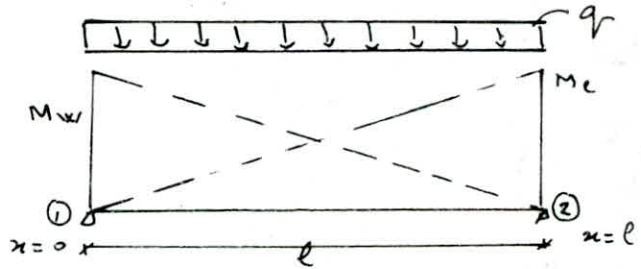
si $M_w \approx M_e$ alors $M^{max} = M_0 - \frac{M_e + M_w}{2}$.

3) Efforts tranchants : Au point x on a : $T(x) = T(x) - \frac{M_e - M_w}{l}$

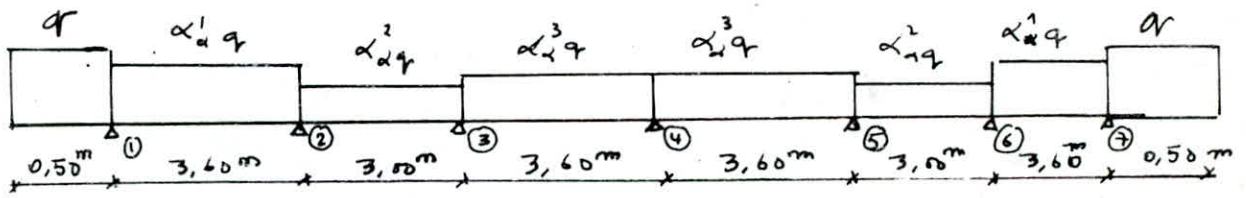
avec $T(x)$: effort tranchant au point x lorsque la travée est indépendante.

$T(0) = T_w = q \frac{l}{2} - \frac{M_e - M_w}{l}$

$T(l) = T_e = -q \frac{l}{2} - \frac{M_e - M_w}{l}$



Poutre Longitudinale, panneau de dalle (1, 2, 3, 3', e', 1') :



$q = 11,97 \text{ t/m}^2$; $q_{w,e} = \alpha_x \cdot q$

A. Moments aux noeuds :

1. Noeud ① : (noeud de rive supportant une console)

$M_{w1} = M_{e1} = q_{w1} \frac{l_{w1}^2}{2} = 11,97 \cdot \frac{0,50^2}{2} = 1,496 \text{ t.m.}$

2. Noeud ② : (noeud voisin du noeud de rive).

$l_{w2} = l_{e2} = 3,60 \text{ m.}$; $q_{w2} = 11,97 \cdot 0,773 = 9,253 \text{ t/m}^2$.

$l'_{e2} = 0,8 l_{e2} = 0,8 \times 3,00 = 2,4 \text{ m.}$; $q_{e2} = 11,97 \cdot 0,827 = 9,9 \text{ t/m}^2$.

$M'_{w2} = \frac{q_{w2} \cdot l_{w2}^2}{8,5} = \frac{9,253 \cdot 3,6}{8,5} = 14,14 \text{ t.m.}$; $M'_{e2} = \frac{q_{e2} \cdot l_{e2}^2}{8,5} = \frac{9,9 \cdot 2,4^2}{8,5} = 6,71 \text{ t.m.}$

$M_{w2} = M_{e2} = 6,71 \cdot \frac{2,4}{2,4+3,6} + \left(14,14 - \frac{1,496}{2,125}\right) \cdot \frac{3,6}{3,6+2,4} = 10,75 \text{ t.m.}$

3. Noeud 3° : (noeud intermédiaire):

$$l'_{w_3} = 0,8 l_{w_3} = 0,8 \cdot 3,00 = 2,4 \text{ m}; \quad q_{w_3} = q_{e_2} = 11,87 \cdot 0,827 = 9,90 \text{ t/m}^2$$

$$l'_{e_3} = 0,8 l_{e_3} = 0,8 \cdot 3,6 = 2,88 \text{ m}; \quad q_{e_3} = 11,97 \cdot 0,708 = 8,47 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{w_3} = M_{e_3} = \frac{9,90 \cdot 2,4^3 + 8,47 \cdot 2,88^3}{8,5(2,4 + 2,88)} = 7,56 \text{ t.m.}$$

4. Noeud 4° : (noeud intermédiaire)

$$l'_{w_4} = 0,8 l_{w_4} = l'_{e_3} = 0,8 \cdot 3,6 = 2,88 \text{ m}; \quad q_{w_4} = 11,97 \cdot 0,708 = 8,47 \text{ t/m}^2$$

$$l'_{e_4} = 0,8 l_{e_4} = 0,8 \cdot 3,6 = 2,88 \text{ m}; \quad q_{e_4} = 11,97 \cdot 0,708 = 8,47 \text{ t/m}^2$$

$$M_{e_4} = M_{w_4} = \frac{2 \times 8,47 \times (2,88)^3}{8,5 \cdot 2 \cdot 2,88} = 8,26 \text{ t.m.}$$

5. Noeud 5° : (noeud intermédiaire)

$$l'_{w_5} = 0,8 l_{w_5} = 0,8 \cdot 3,6 = 2,88 \text{ m}; \quad q_{w_5} = 11,97 \cdot 0,708 = 8,47 \text{ t/m}^2$$

$$l'_{e_5} = 0,8 l_{e_5} = 0,8 \cdot 3,0 = 2,4 \text{ m}; \quad q_{e_5} = 11,97 \cdot 0,827 = 9,9 \text{ t/m}^2.$$

$$M_{e_5} = M_{w_5} = \frac{8,47(2,88)^3 + 9,9(2,4)^3}{8,5(2,88 + 2,4)} = 7,56 \text{ t.m.}$$

6. Noeud 6° : (noeud voisin du noeud de rive 7°)

$$l'_{w_6} = 0,8 l_{w_6} = 0,8 \cdot 3,00 = 2,4 \text{ m}; \quad q_{w_6} = 11,97 \cdot 0,827 = 9,9 \text{ t/m}^2$$

$$l'_{e_6} = l_{e_6} = 3,6 \text{ m}; \quad q_{e_6} = 11,97 \cdot 0,773 = 9,253 \text{ t/m}^2.$$

$$M'_{w_6} = 9,9 \frac{(2,4)^2}{8,5} = 6,71 \text{ t.m}; \quad M'_{e_6} = 9,253 \frac{(3,6)^2}{8,5} = 14,14 \text{ t.m.}$$

$$M_{w_6} = M_{e_6} = 6,71 \frac{2,4}{2,4 + 3,6} + \left(14,14 - \frac{1,496}{2,125} \right) \frac{3,6}{2,4 + 3,6} = 10,75 \text{ t.m.}$$

7. Noeud 7° : (noeud de rive)

$$M_{e_7} = M_{w_7} = q \frac{l_{e_6}^2}{2} = 11,97 \cdot \frac{0,5^2}{2} = 1,496 \text{ t.m.}$$

B. moments maximums en travée et efforts tranchants :1. travée en Console :

$$T_{w1} = -q l_{w1} = 11,97 \cdot 0,5 = -5,985 \text{ t.}$$

2. travée (1-2) :

$$q_1 = q_e = q_{w2} = 9,253 \text{ t/m}^2 ; \quad l_1 = l_e = l_{w2} = 3,6 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w1} = M_{e1} = 1,496 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = q \cdot \frac{l_1^2}{8} = 9,253 \cdot \frac{(3,6)^2}{8} = 15 \text{ t.m.}$$

$$M_e = M_{e2} = M_{w2} = 10,75 \text{ t.m.}$$

$$\xi_0 = \frac{1}{2} - \frac{M_e - M_w}{8M_0} = \frac{1}{2} - \frac{10,75 - 1,496}{8 \times 15} = 0,423 \rightarrow x_0 = \xi_0 l_1 = 1,523 \text{ m.}$$

$$\mu(x_0) = q \frac{x_0}{2} (l - x_0) = 9,253 \cdot \frac{1,523}{2} (3,6 - 1,523) = 14,63 \text{ t.m.}$$

$$M(x_0) = \mu(x_0) - [M_w(1 - \xi_0) + M_e \cdot \xi_0] = 14,63 - [1,496(1 - 0,423) + 10,75 \cdot 0,423]$$

$$M(x_0) = 9,22 \text{ t.m.}$$

$$T_0 = T_{e1} = q_1 \frac{l_1}{2} - \frac{M_e - M_w}{l_1} = 9,253 \times \frac{3,6}{2} - \frac{10,75 - 1,496}{3,6} = 16,66 - 2,57$$

$$T_0 = T_{e1} = 14,09 \text{ t.}$$

$$T_{e1} = T_{w2} = -q_1 \frac{l_1}{2} - \frac{M_e - M_w}{l_1} = -19,23 \text{ t.}$$

3. travée (2-3) :

$$q_2 = q_{e2} = q_{w3} = 9,9 \text{ t/m}^2 ; \quad l_2 = l_{e2} = l_{w3} = 3,00 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w2} = M_{e2} = 10,75 \text{ t.m.} \quad M_0 = 11,14 \text{ t.m.}$$

$$M_e = M_{e3} = M_{w3} = 7,56 \text{ t.m.}$$

$$\xi_0 = 0,535 ; \quad x_0 = \xi_0 l_2 = 1,607 \text{ m} ; \quad \mu(x_0) = 11,02 \text{ t.m.}$$

$$M(x_0) = 2,037 \text{ t.m.}$$

$$T_{(0)} = T_{e2} = 15,913 \text{ t.} ; \quad T_{(e)} = T_{w3} = -13,787 \text{ t}$$

4. travée (3-4) :

$$q_3 = q_{e3} = q_{w4} = 8,47 \text{ t/m}^2 ; \quad l_3 = l_{e3} = l_{w4} = 3,60 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w3} = M_{e3} = 7,56 \text{ t.m.} ; \quad M_0 = 13,72 \text{ t.m.}$$

$$\xi_0 = 0,494 \quad x_0 = 1,777 \text{ m} ; \quad \mu(x_0) = 13,72 \text{ t.m.} ; \quad M(x_0) = 5,814 \text{ t.m.}$$

$$T_0 = T_{e1} = 15,05 \text{ t} ; \quad T_{(e)} = T_{w4} = -15,44 \text{ t.}$$

5. travée (4-5) :

$$q_4 = q_{e4} = q_{w5} = 8,47 \text{ t/m}^2 ; \quad l_4 = l_{e4} = l_{w5} = 3,6 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w4} = M_{e4} = 8,26 \text{ t.m.};$$

$$M_0 = 13,72 \text{ t.m.}$$

$$M_e = M_{w5} = M_{e5} = 7,56 \text{ t.m.};$$

$$\xi_0 = 0,506 \rightarrow x_0 = 1,823 \text{ m}; \quad \mu(x_0) = 13,72 \text{ t.m.}$$

$$M(x_0) = 5,82 \text{ t.m.}; \quad T_{e0} = T_{e4} = 15,44 \text{ t}; \quad T_{(l)} = T_{w5} = -15,05 \text{ t.}$$

6. travée (5-6) :

$$q_5 = q_{e5} = q_{w6} = 9,9 \text{ t/m}^2 ; \quad l_5 = l_{e5} = l_{w6} = 3,0 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w5} = M_{e5} = 7,56 \text{ t.m.};$$

$$M_0 = 11,14 \text{ t.m.}$$

$$M_e = M_{w6} = M_{e6} = 10,75 \text{ t.m.};$$

$$\xi_0 = 0,464 \rightarrow x_0 = 1,393 \text{ m}; \quad \mu(x_0) = 11,08 \text{ t.m.}$$

$$M(x_0) = 2,039 \text{ t.m.}; \quad T_{e5} = 13,79 \text{ t}; \quad T_{w6} = -15,91 \text{ t.}$$

7. travée (6-7) :

$$q_6 = q_{e6} = q_{w7} = 9,253 \text{ t/m}^2 ; \quad l_6 = l_{e6} = l_{w7} = 3,6 \text{ m.}$$

$$M_w = M_{w6} = M_{e6} = 10,75 \text{ t.m.}$$

$$M_0 = 14,99 \text{ t.m.}$$

$$M_e = M_{w7} = M_{e7} = 1,496 \text{ t.m.}$$

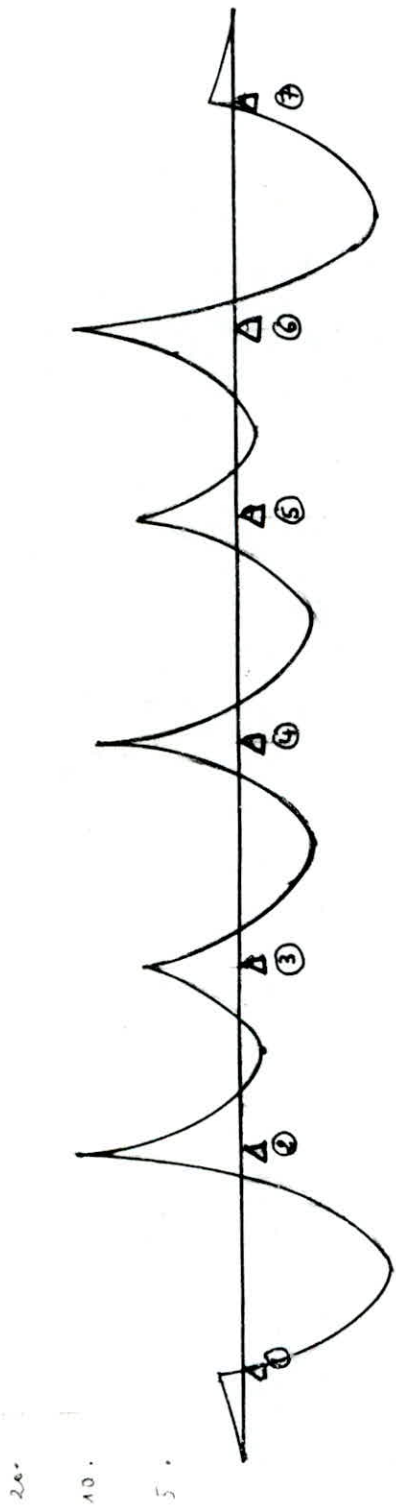
$$\xi_0 = 0,577 \rightarrow x_0 = 2,078 \text{ m}; \quad \mu(x_0) = 14,63 \text{ t.m.}; \quad M(x_0) = 9,22 \text{ t.m.}$$

$$T_{e6} = 19,23 \text{ t}; \quad T_{w7} = -14,09 \text{ t.}$$

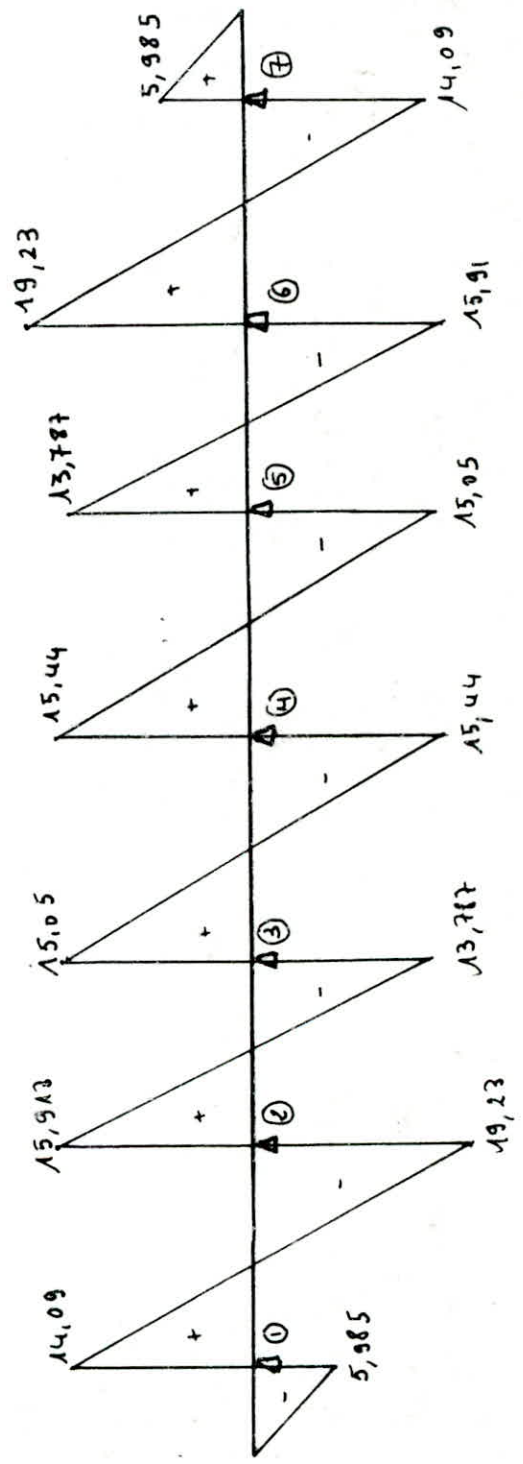
8. travée en Console (7-1) :

$$T_{e7} = q_{e7} \cdot l_{e7} = 11,97 \cdot 0,5 = 5,985 \text{ t.}$$

A. Diagramme des moments (t.m)



B. diagramme des efforts tranchants



a) Ferraillage en travée :

Comme il est toujours incommode d'avoir un radier à armatures très différentes, alors le radier sera armé à l'aide du moment maximum en travée :

$$M_t^{max} = 9,22 \text{ t.m.}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 9,22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0308 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9242 \\ K = 51 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm (poutre de} \\ \text{largeur unitaire)} \\ h = h_t - d = 45 - 5 = 40 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{51} = 54,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{9,22 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9242 \cdot 40} = 8,90 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : 7HA14 (} A = 10,77 \text{ cm}^2 \text{) p.m.}$$

Vérification de la section minimale d'aciers (C.C.B.A 68 art. 52) :

pour toute valeur de β on doit vérifier : $\frac{A_x}{b \cdot h_x} \geq \gamma_4 \cdot (2 - \beta) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \cdot \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$

$$\frac{A_x}{b \cdot h_x} = \frac{10,77}{100 \cdot 40} = 2,69 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\gamma_4}{2} (2 - \beta) \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2 = \frac{0,54}{2} (2 - 0,418) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{45}{40} \right)^2 = 1,14 \cdot 10^{-3} \text{ vérifié !}$$

N.B. on se place dans le premier (2 et 1) dont $\beta = 0,418$ c'est le cas où le deuxième membre est maximum.

b) Ferraillage en section d'appui :

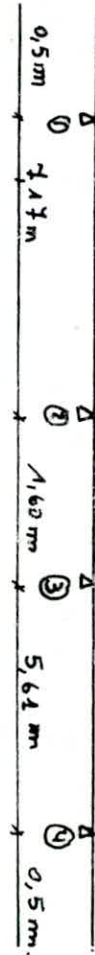
$$M_a^{max} = -10,75 \text{ t.m.} \quad \mu = \frac{15 \cdot 10,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0359 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9188 \\ K = 46,6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{46,6} = 60 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

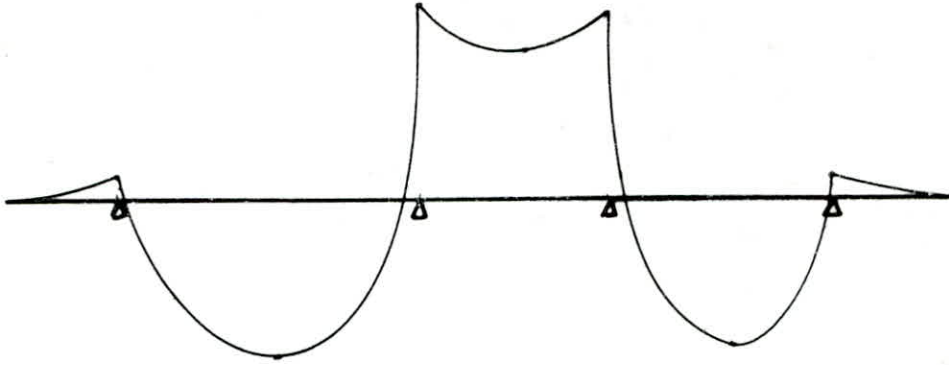
$$A_a = \frac{10,75 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9188 \cdot 40} = 10,44 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : 6HA16 (} A_a = 12,06 \text{ cm}^2 \text{)}$$

II. Route transversale (paveuse 2-6-5):

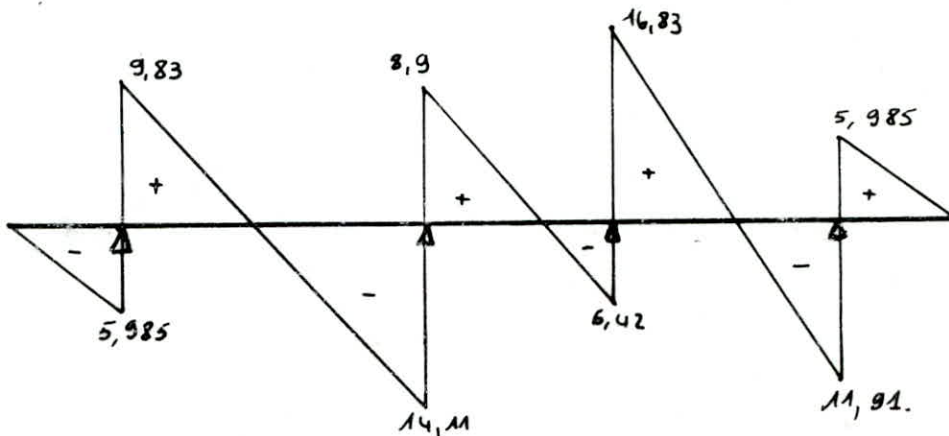
Nœud	Travée	R'_{wi} (m)	l'_{ei} (m)	M'_{wi} (m)	M'_{ei} (m)	α	$\alpha \cdot q$ (t/m)	M_0 (t.m)	$\frac{Q}{l}$ (m)	δ_{10} (m)	$\mu(x)$	$M(M_0)$ (t.m)	$M_{wi} = M_{ei}$ (t.m)	T_{ei} (t)	T_{wi} (t)
	W1					1.0	11.97								
1		0,5	7,17	-	-								-1,496	9,83	-5,985
	1-2					0,279	3,34	21,46	0,41	2,94	20,77	12,96			
2		7,17	1,28	20,26	2,31								-16,89	8,90	-14,14
	2-3					1,0	11,97	2,45	0,581	0,743	3,81	-10,16			
3		1,28	5,61	2,31	18,97								-15,3	16,83	-6,42
	3-4					0,428	5,193	20,15	0,585	3,28	19,58	12,35			
4		5,61	0,5	-	-								-14,96	5,985	11,91
	l_i					1,0	11,97								



1. diagramme des moments fléchissants (t.m) :



2. diagramme des efforts tranchants (t) :



2. ferroillage en travée : Le tableau précédent montre que le moment maximum en travée est obtenu dans la travée (1-2), représentation d'une bande unitaire choisie dans le panneau n°2 dans le sens de la grande portée : $M_t^{max} = 12,9 \text{ t.m}$.

$$\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 12,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 40^2} = 0,0432 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9120 \\ k = 41,8. \end{array} \right.$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{41,8} = 66,98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ armatures comprimées non nécessaires.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{12,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,912 \cdot 40} = 12,63 \text{ cm}^2.$$

Dans le sens transversal le du radier on disposera en travée comme une nappe inférieure. FHA 16 ($14,07 \text{ cm}^2$) p.m. dans le panneau (6) on le disposera dans la nappe supérieure.

~249~

- vérification de la section minimale d'aciers : (C.C.B.A 67 Art. 52)

Comme le cas de la poutre longitudinale on se placera dans le panneau (C) ayant la plus petite valeur de $\rho = \frac{b_x}{b_y} = 0,318$ (il n'a qu'un seul sens porteur)

$$\frac{A_x}{b \cdot h_x} = \frac{14,07}{100 \cdot 40} = 3,5 \cdot 10^{-3}$$

$$\frac{\gamma_s}{2} (2 - \rho) \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{\bar{\sigma}_a} \right)^2 = \frac{0,54}{2} (2 - 0,318) \frac{5,9}{2800} \left(\frac{40}{45} \right)^2 = 7,56 \cdot 10^{-4}$$

(vérifié).

b) ferrailage en section d'appui (sous voiles) :

$$M_a^{\max} = -16,89 \text{ t.m} \quad (\text{appui } \textcircled{2})$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 16,89 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (40)^2} = 0,0565 \quad \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0,0012 \\ k = 35,6 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{35,6} = 78,65 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow (A' = 0)$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{16,89 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9012 \cdot 40} = 16,73 \text{ cm}^2$$

on disposera 6 HA 20 ($A = 18,84 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$) au niveau d'appui dans le sens transversal.

Bibliographie

- Regles techniques . CCBA 68
- Regles Parasismiques Algeriennes RPA 81.
- Calcul pratique des Tours en B.A de "Marius Diver"
- Contreventement des batiments de "MM. ALBIGES et Goulet"
- Ossatures des batiments en B.A de: " A. FUENTES "
- Tables pour le calcul des dalles et des parois de "R-Barrès"
- DTU 23.1
- Calcul et Verifications des ouvrages en B.A de "P. Gharron"
- Exercices de Béton armé de "P. Gharron"
- Aide Mémoire Béton Armé "DUNOD"
- Aide Mémoire résistance des matériaux "Dunod"
- Cours de B.A de "M. Belazougui"
- documents de Béton I; II; III; de RDM I; II; III

