

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : **GENIE-CIVIL**

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE D'HABITATION
(R + 5)
«OSSATURE EN VOILES»

Proposé par :
SO.NA.T.I.BA.

Etudié par :
GARBAS M.
BENZEGHIBA A.

Dirigé par :
M^{me} KETTAB



PROMOTION :

JUIN 1984

Departement : Genie Civil

Promoteur : M^{me} KETTAB

Etudié par: GARBAS. M
BENZEGHIBA

Résumé

Ce projet consiste à calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation à voiles (R+5)

Ce bâtiment sera implanté dans la région de Tiaret, zone de faible sismicité

Les calculs ont été faits suivant les règles parasismiques Algériennes (R.P.A.81)

Summary

This projet consist of designing a building of habitation use (6 levels) in shear walls structure.

This building is located in Tiaret which is a seismicity zone. The computation were done in accordance with the Algerian aseismic. (R.P.A.81)

ملخص

هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة لعمارة موجهة للإسكان العمومي ذات أرضي وخمسة طوابق عادية.

هذه العمارة سوف تبنى في نواحي تيارت منطقة ضعيفة الزلزال - حساب هذه العناصر يكون طبقا للقوانين الجزائرية ضد الزلزال. (R.P.A.81)

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur M^{me} KETTAB pour l'aide qu'il nous a apportée.

On est également reconnaissant à tous les enseignants de L'école nationale Polytechnique. d'EL Harrouch, qui ont contribué à notre formation

Nos remerciements aussi à tous qui nous ont aidé de près ou de loin dans l'élaboration de ce travail, en particulier notre ami ingénieur: M^{ed} Khemissa

DEDICACES

Je dedie ce travail :

- à mes chers parents pour tous les sacrifices consentis à mon égard.
- à tous ceux qui me sont chers.
- à toute ma famille.
- à mon frère Saâd et mes sœurs.
- à tous mes amis.

M. Garbas.
[Signature]

- Je dedie ce travail

à la mémoire de mon père

- A ma mère
- A mes frères
- A mes sœurs
- A mes amis

A. BENZEGHIBA

[Signature]

Sommaire

CHAP. I .	Introduction	
-	- Présentation de l'ouvrage	1
-	- Caractéristiques des matériaux	5
-	- Descente de charge	9
CHAP. II .	Calcul des éléments.	
-	- Acrotère	13
-	- Calcul des escaliers	16
-	- calcul du plancher R.D.C	26
-	- Calcul du plancher étage courant	31
CHAP. III .	Etude au seisme.	
-	- Introduction	41
-	- calcul des forces sismiques	42
CHAP. IV .	Etude du contreventement :	
-	- Inerties équivalentes	47
-	- Centre de masse	53
-	- Centre de torsion	61
-	- Répartition sismique des efforts dans les renfords	64
CHAP. V .	Etude au Vent	
-	- Généralités	69
-	- Détermination des efforts	70
CHAP. VI .	Etude des voiles.	
-	- charges horizontales	73
-	- charges verticales	88
-	- superposition des sollicitations	94
-	- calcul des déformations	103
-	- ferrailage des voiles	108
-	- ferrailage des linteaux	118
-	- ferrailage du voile périphérique	123
-	- chaînage	124
CHAP. VII .	Calcul des fondations :	
-	- Etude du sol	127
-	- Etude des fondations	128
-	- Vérifications	133
-	- ferrailage	137

CHAP 1

INTRODUCTION

1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Introduction :

Notre projet consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation qui présente une dissymétrie dans les deux sens et ayant pour dimensions en plan $21,16 \text{ m} \times 10,84 \text{ m}$ et de hauteur totale $17,82 \text{ m}$ (acrotère comprise). Le bâtiment est composé d'un vide sanitaire, d'un R.D.C à usage commercial et de cinq étages (R+5).

L'ossature du bâtiment est composée de voiles en béton armé d'épaisseur 16 cm qui assurent le contreventement du bâtiment dans les deux sens : longitudinal et transversal.

On distingue 4 types de voiles : pleines - à 1 seule file d'ouverture - 2 files d'ouverture - 3 files d'ouvertures.

Les planchers sont en dalles pleines en béton armé de 16 cm d'épaisseur à part le plancher au dessus du vide sanitaire qui sera réalisé en dalle à corps creux.

Les voiles et les planchers d'étage courant sont réalisés par un coffrage dit "tables et banquettes" on utilise les banquettes munies de passerelles pour le coffrage des voiles et les tables munies d'un étaieement contreventé pour le coffrage des planchers.

Ce type de coffrage permet un temps d'exécution faible, et assure la sécurité des ouvriers.

Les façades sont faites en éléments préfabriqués et ne seront pas considérées comme des éléments porteurs.

Ce bâtiment sera implanté à TIARET, zone de faible sismicité.

Les escaliers sont de 2 types : le premier type permettra l'accès au R.D.C qui sera constitué d'une seule volée le deuxième du type d'étage courant qui sera à paillasses adjacentes préfabriquées.

La hauteur de plancher à plancher est de $2,85 \text{ m}$.

Identification des Voiles et Façades

V_t : Voile transversal
 V_l : Voile longitudinal
 F_i : Façade

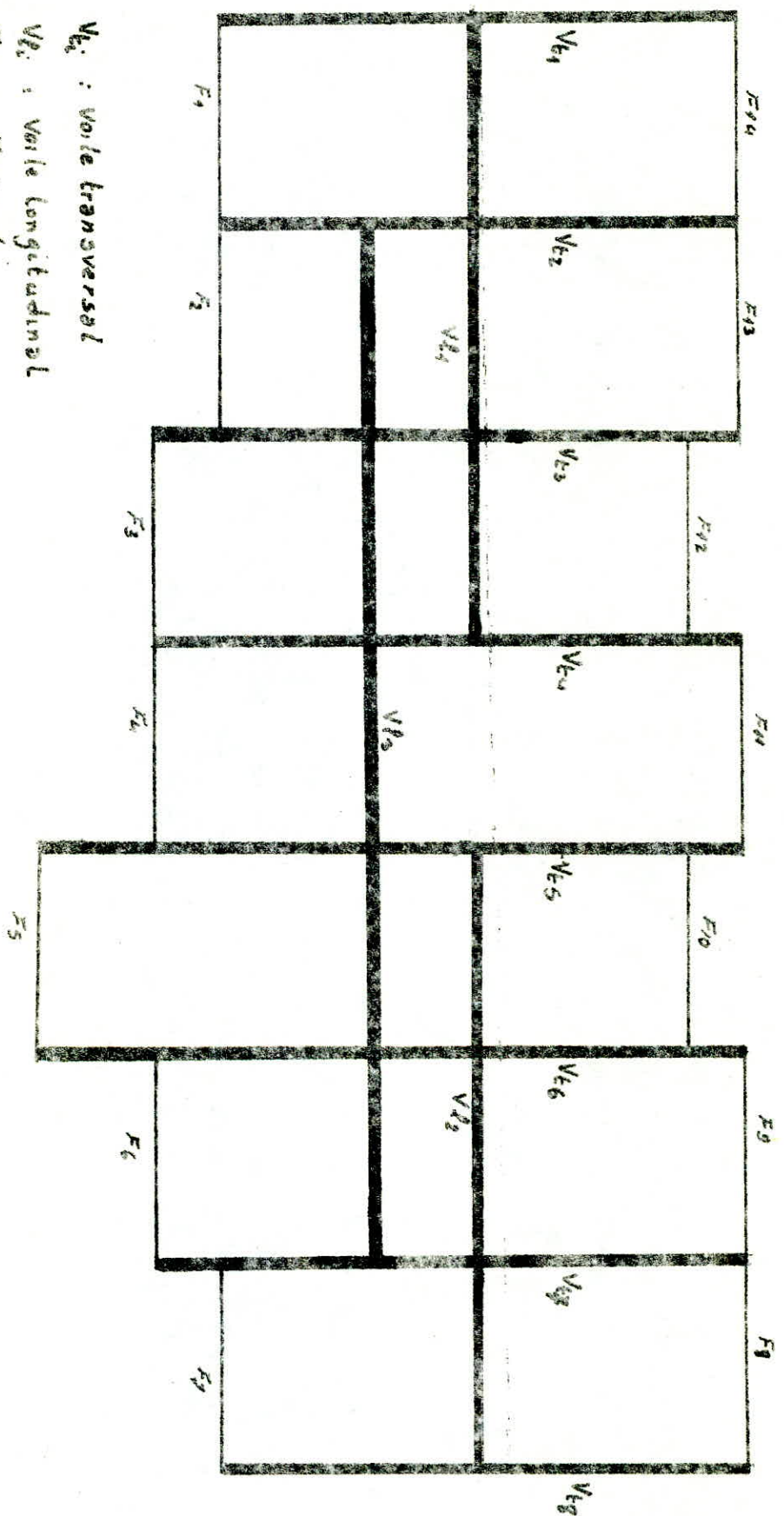


Figure (I, 2)

Dimensions des éléments
des refends

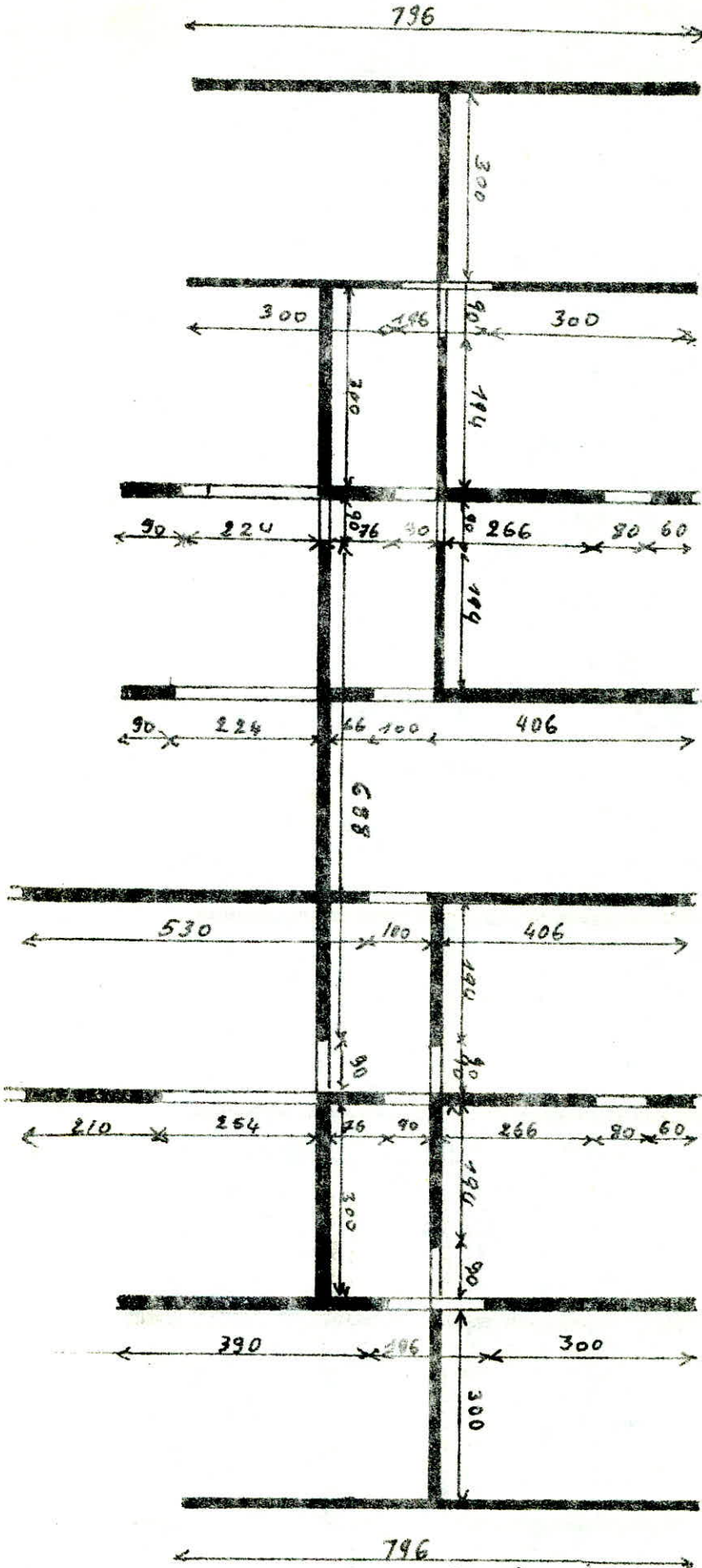


Figure (I.3)

II. caractéristiques des matériaux

Nous utiliserons dans la suite de nos calculs les règles contenues dans le document. Règles techniques de conception et calcul des ouvrages en béton Armé. C.C.B.A. 68

1. Béton :

Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à contrôle atténué

La résistance nominale de compression $\bar{\sigma}_{28} = 27,5 \text{ kg/cm}^2$ (obtenue par des essais sur des éprouvettes normalisées et dans le cas de traction $\bar{\sigma}_{28} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$)

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

Dosage pour 1 m^3 de béton.

- 800 l de gravillon (le gravier doit être dur et propre : $D_g = 25 \text{ mm}$)
- 400 l de sable (le sable doit être propre $D_s \leq 5 \text{ mm}$)
- 350 l de ciment CPA 325
- 175 l d'eau (l'eau doit être pure sans acide)

a. contrainte admissible de compression (Art 9.4. CCBA 68)
elle est égale à une fraction de sa résistance nominale à 28 j

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \bar{\sigma}_{28} \quad \text{avec } \beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$$

α : dépend de la classe du ciment, CPA 325 $\rightarrow \alpha = 1$

β : dépend de l'efficacité du contrôle. $\beta = 5/6 = 0,833$ (contrôle atténué)

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats (D_g)

$$\text{si } h_m \geq 4 D_g \rightarrow \gamma = 1$$

$$\text{si } h_m < 4 D_g \rightarrow \gamma = \frac{h_m}{4 D_g}$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation :

- compression simple : $\delta = 0,30$
- Flexion simple : $\delta = 0,60$
- Flexion composée : $\delta = 0,60$ si N est un effort de traction

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

(si N est un effort de compression)

avec :

e_0 : excentricité des forces extérieures par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

e_1 : Distance limite au noyau central du centre de gravité de la section totale du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression

$\bar{\epsilon}$: dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.
 $\bar{\epsilon} = 1$ si la sollicitation est une compression simple quel quesoit la forme de la section
 On attribue à $\bar{\epsilon}$ la valeur numérique maximale au plus égale à 1
 $\bar{\epsilon}$ est déterminé par la condition $\frac{F_b}{B'} \leq \bar{\epsilon}_{b0}$ dans les autres cas

F_b : résultante des forces de compression.

B' : Section du béton comprimé.

Compression Simple:

$$\bar{\epsilon}_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta \bar{\epsilon} \bar{\sigma}_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 275 = 68,75 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\epsilon}_{b0} = 1,5 \cdot 68,75 = 103,125 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

Flexion Simple :

$$\bar{\epsilon}_b = \alpha \beta \gamma \delta \bar{\epsilon} \bar{\sigma}_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 5 \cdot 270 = 225 \text{ kg/cm}^2$$

Flexion simple ou flexion composée avec traction en section rectangulaire:

$$\bar{\epsilon}_b = 1,5/6 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 275 = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\epsilon}_b = 1,5 \cdot 137,5 = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

b. Contrainte de traction de référence: (Art. 9.5 CC BA.68)

Elle est prise égale à une fraction de la résistance à la compression nominale " $\bar{\sigma}_{28}$ " du béton

$$\bar{\sigma}_b = f_b \cdot \bar{\sigma}_{28} \text{ avec } f_b = \alpha \beta \gamma \delta$$

$\alpha, \beta, \gamma, \delta$ sont les coefficients sans dimensions qui ont les mêmes significations que précédemment.

$$\delta = 0,018 + 2,1/\bar{\sigma}_{28} = 0,018 + 2,1/270 \quad \bar{\sigma}_{28} = 270 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \beta \gamma \delta \bar{\sigma}_{28} = 1,5/6 \cdot 1 \cdot (0,018 + 2,1/270) \cdot 270 = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

2. ACIERS :

Les aciers utilisés sont classés en 3 catégories

a. Aciers doux.

Ils sont de nuances Fe E 24 dont la limite d'élasticité nominale est fixée à $\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sollicitations du 1}^{\text{er}} \text{ genre)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (2}^{\text{e}} \text{ genre)}$$

pour ceux de nuances Fe E 22 $\Rightarrow \bar{\sigma}_{en} = 2200 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \cdot 2200 = 1470 \text{ kg/cm}^2$$

b. Aciers à haute adhérence (H.A)

ce sont les armatures qui ont subi un traitement mécanique la haute adhérence est généralement obtenue par des nervures en sailli sur le corps de l'armature ou par torsion d'un profil circulaire ou par les 2 procédés à la fois.

Les aciers H.A sont de nuances Fe E 40 A et Fe E 40 B dont les limites d'élasticité nominales sont :

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

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

Les contraintes admissibles sont :

$$\phi \leq 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 & (1^{\text{er}} \text{ genre}) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 & (2^{\text{e}} \text{ genre}) \end{cases}$$

$$\phi > 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 & (1^{\text{er}} \text{ genre}) \\ \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 & (2^{\text{e}} \text{ genre}) \end{cases}$$

c. Treillis soudés

ce sont des grillages en fils écartés se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur point de croisement.

les caractéristiques mécaniques des treillis soudés formés de fils lisses sont données ci dessous pour $\eta = 1$ (η : coef de fissuration)

Diamètre ϕ (mm)	$\sigma_{en} = \bar{\sigma}_a$	
	bars	kg/cm ²
$\phi \leq 6$	3200	5300
$\phi > 6$	4410	4500

3. Condition de fissuration du béton (Art 4.9 CCBA 68)

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

Les valeurs à considérer pour $\bar{\sigma}_a$ sont limitées par la plus grande des valeurs de σ_1 (cas de fissuration systématique) et de σ_2 (cas de fissuration accidentelle):

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

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

avec: K : coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage

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

$K = 40 \cdot 10^6$ fissuration préjudiciable

$K = 95 \cdot 10^6$ fissuration très préjudiciable

η : coefficient de fissuration

$\eta = 1$ pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta = 1,6$ pour les aciers à H.A.

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

ω_f : pourcentage de fissuration:

$$\omega_f = \frac{A}{S_f}$$

A : section totale des barres tendues

S_f : section d'ensubage des barres tendues

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

pour limiter la fissuration on doit avoir

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2/3 \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \end{array} \right.$$

Coefficient d'équivalence: n .

Les règlements C.C.B.A.68 fixent pour un béton moyen, le coefficient d'équivalence $n = 15$

III. Dessentes de charge.

on considère pour chaque élément porteur :

- son poids propre.
- La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers.
- la part de cloison reportée sur lui.
- Le poids des façades.
- Les éléments spéciaux : escaliers, galeries, acrotères.

1. Plancher terrasse.

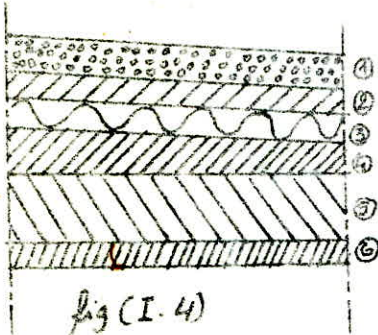


fig (I.4)

1. Gravier de protection ...	0,05.1800	= 90 kg/m ²
2. Etaucheite multicouche		= 35 kg/m ²
3. Isolation thermique (4cm) ...	0,04.250	= 10 kg/m ²
4. forme de pente	0,08.2000	= 160 kg/m ²
5. Dalle pleine (16cm)	0,16.2500	= 400 kg/m ²
6. Enduit de platre	0,015.1400	= 21 kg/m ²

charge permanente: $G = 716 \text{ kg/m}^2$

Surcharges:

- Terrasse inaccessible $P = 100 \text{ kg/m}^2$
- surcharge sans degression $G + 1,2P = 716 + 1,2.100 = 836 \text{ kg/m}^2$
- surcharge sismique $G + P/5 = 716 + \frac{100}{5} = 736 \text{ kg/m}^2$

2. Plancher étage courant.

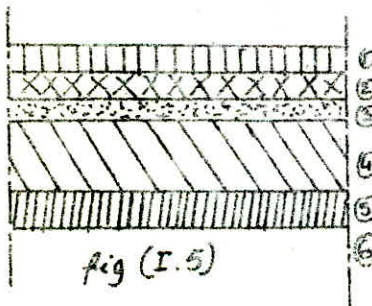


fig (I.5)

1. Carrelage (2cm)	0,02.2200	= 44 kg/m ²
2. mortier de pose (2cm)	0,02.2000	= 40 kg/m ²
3. sable (1cm)	0,01.1800	= 18 kg/m ²
4. dalle pleine (16cm)	0,16.2500	= 400 kg/m ²
6. Enduit de platre	0,015.1400	= 21 kg/m ²
6. cloisons		= 75 kg/m ²

charge permanente $G = 598 \text{ kg/m}^2$

Surcharges:

- plancher courant (habitation) $P = 175 \text{ kg/m}^2$
- charge sans degression: $G + 1,2P = 808 \text{ kg/m}^2$
- charge avec degression: $G + 1,2P \left(\frac{3+P}{2n} \right) = 598 + 1,2.175 \left(\frac{3+6}{12} \right) = 756 \text{ kg/m}^2$
- charge sismique $G + P/5 = 633 \text{ kg/m}^2$

3. Plancher R.D. Chaussée.

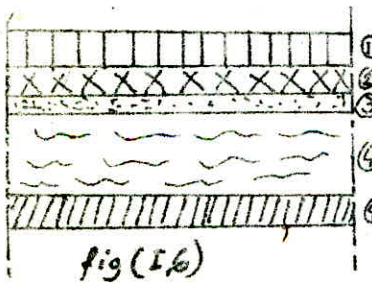


fig (I.6)

1. Carrelage (2cm)		44 kg/m ²
2. mortier (2cm)		40 kg/m ²
3. sable (1cm)		18 kg/m ²
4. hourdis + table de compression ..		325 kg/m ²
5. Enduit de platre		21 kg/m ²
6. cloisons		75 kg/m ²

charge permanente: $G = 523 \text{ kg/m}^2$

Surcharges $P = 400 \text{ kg/m}^2$ (Plancher à usage commercial) $G + 1,2P = 1003 \text{ kg/m}^2$

4. Escaliers :

- a. Palier
- Dalle pleine (16cm) = 400 kg/m^2
 - Revêtement (5cm) $0,05 \cdot 2000 = 100 \text{ kg/m}^2$

$$G = 500 \text{ kg/m}^2$$

- surcharges : $P = 250 \text{ kg/m}^2 \rightarrow 1,2P = 300 \text{ kg/m}^2$
- charge sans dégression $G + 1,2P = 800 \text{ kg/m}^2$
- charge sismique $G + P/5 = 560 \text{ kg/m}^2$

b. Voie :

- poids propre de la pailleasse (dalle inclinée 16cm) $\frac{2500 \cdot 0,16}{0,9985} = 500 \text{ kg/m}^2$
- poids des marches $\frac{1}{2} \cdot 0,18 \cdot 2200 = 198 \text{ kg/m}^2$
- Revêtement + mortier (5cm) = 100 kg/m^2

$$G = 798 \text{ kg/m}^2$$

- surcharge : $P = 250 \text{ kg/m}^2$
- charge sans dégression $G + 1,2P = 1098 \text{ kg/m}^2$
- charge sismique $G + P/5 = 858 \text{ kg/m}^2$

5. Loggia

$G = 598 \text{ kg/m}^2$ (charge permanente d'étage courant)

- surcharges :
- $P = 350 \text{ kg/m}^2$
- charge sans dégression $G + 1,2P = 1048 \text{ kg/m}^2$
- charge sismique $G + P/5 = 668 \text{ kg/m}^2$

6. Acrotère

$$\text{poids } G = [(0,72 - 0,10) \cdot 0,16 + \frac{1}{2} \cdot 0,10 \cdot 0,16] \cdot 2500 = 268 \text{ kg/m}^2$$

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

$$G + 1,2P = 388 \text{ kg/m}^2$$

Poids des éléments verticaux par hauteur d'étage

Voiles transversaux :

$$\begin{aligned} V_{t1} &= 7,96 \cdot 2,85 \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 9,074 \text{ t} \\ V_{t2} &= (7,96 \cdot 2,85 - 1,96 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 7,428 \text{ t} \\ V_{t3} &= (8,86 \cdot 2,85 - 3,94 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 6,791 \text{ t} \\ V_{t4} &= (8,86 \cdot 2,85 - 3,24 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 7,379 \text{ t} \\ V_{t5} &= (10,36 \cdot 2,85 - 4,00 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 10,970 \text{ t} \\ V_{t6} &= (10,26 \cdot 2,85 - 4,24 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 8,249 \text{ t} \\ V_{t7} &= (8,86 \cdot 2,85 - 1,96 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 8,454 \text{ t} \\ V_{t8} &= V_{t1} = 7,96 \cdot 2,85 \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 9,074 \text{ t} \end{aligned}$$

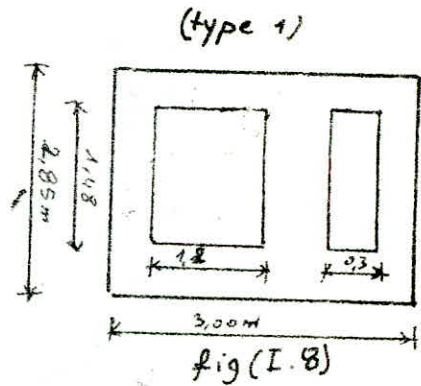
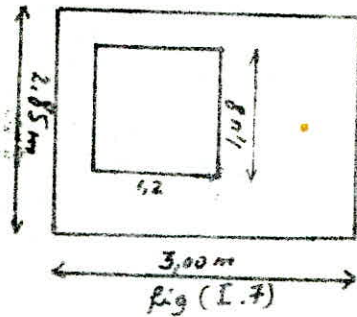
Voiles longitudinaux :

$$\begin{aligned} V_{l1} &= (9,16 \cdot 2,85 - 1,80 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 8,930 \text{ t} \\ V_{l2} &= V_{l1} &= 8,930 \text{ t} \\ V_{l3} &= (15,2 \cdot 2,85 - 1,80 \cdot 2,10) \cdot 0,16 \cdot 2,5 &= 15,588 \text{ t} \end{aligned}$$

Les Façades

Les façades sont faites de panneaux préfabriqués en béton armé.

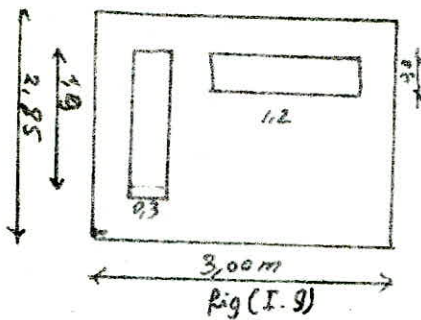
Façades F₁, F₄, F₇, F₈, F₁₄ (type 1)
 $P = (3,00 \cdot 2,85 - 1,2 \cdot 1,48 - 0,3 \cdot 1,48) \cdot 0,24 \cdot 2,5 = 3,80 t$
 (type 2)



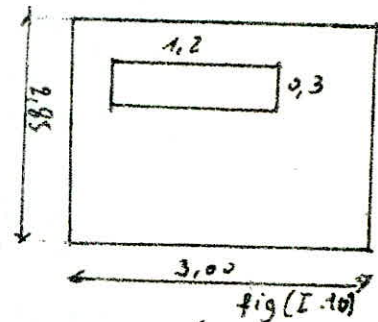
Façades F₉, F₁₀, F₁₂ (type 2)

$$P = (3,00 \cdot 2,85 - 1,2 \cdot 1,48) \cdot 0,24 \cdot 2,5 = 4,06 t.$$

Façade F₆ (type 3)



(type 4)



type 3 : $P = [3,00 \cdot 2,85 - (1,2 \cdot 0,3) - 0,3 \cdot 1,9] \cdot 0,24 \cdot 2,5 = 4,57 t$

type 4 : $P = [3,00 \cdot 2,85 - 1,2 \cdot 0,3] \cdot 0,24 \cdot 2,5 = 4,91 t$

Gaines :

2 types de gaines : 2 gaines de fumée P = 0,87 t
 2 gaines de ventilation de chauffage P = 1,40 t

Distribution des charges sur les voiles :

- surfaces revenant à chaque voile (suivant la règle de capture des dalles à 45°).

Voiles	V _{e1}	V _{e2}	V _{e3}	V _{e4}	V _{e5}	V _{e6}	V _{e7}	V _{e8}	V _{l1}	V _{l2}	V _{l3}
Surfaces (m ²)	9,69	17,51	16,15	19,11	21,36	19,75	18,86	9,69	12,37	12,37	15,75

tab (I.1)

Charges au niveau des fondations :

	Voiles	VE ₁	VE ₂	VE ₃	VE ₄	VE ₅	VE ₆	VE ₇	VE ₈	VE ₁	VE ₂	VE ₄
Terrasse	G(t)	28,749	26,703	24,135	30,405	34,816	33,221	30,786	22,749	17,750	17,750	25,138
	P(t)	0,869	1,751	1,645	1,911	2,136	1,975	1,886	0,969	1,237	1,237	1,375
Etage courant	G(t)	18,699	23,029	22,124	29,032	29,488	28,702	27,847	18,669	16,327	16,327	23,326
	P(t)	1,896	3,064	2,826	3,344	3,738	3,456	3,301	1,696	2,165	2,165	2,756
R.D.C.	G(t)	17,932	24,026	22,575	23,619	30,519	29,136	26,844	27,032	15,399	15,399	22,145
	P(t)	1,696	3,064	2,826	3,344	3,738	3,456	3,301	1,696	2,165	2,165	2,756

Tab (I.2)

CHAP' 2

EUCLIDES'

ELEMENTS'

I. Calcul de l'acrotère

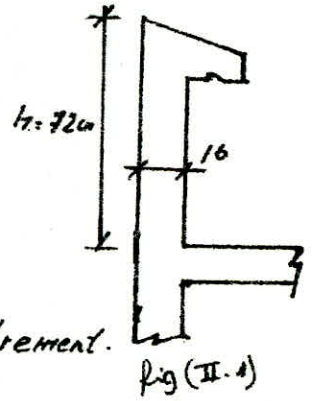
L'acrotère est un système isostatique assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse.
 L'acrotère est soumis à son poids propre et à la surcharge due à l'application de la main courante.
 Surcharge $1,2P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml} = 0,12 \text{ t/ml}$

Poids propre de l'acrotère

$$G = [0,72 \cdot 0,16 - \frac{91 \cdot 0,16}{2}] \cdot 25 \cdot 1 = 0,268 \text{ t/ml}$$

Notre console sera calculée en flexion composée sous l'effet normal de compression N dû à son poids propre ($N=G$) et le moment résultant de l'application de la main courante.

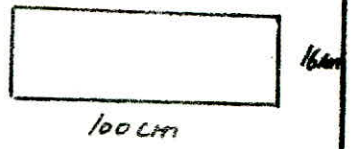
La section la plus sollicitée est celle de l'encastrement.



$$N = G = 268 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,72 = 86,4 \cdot \text{kg.m/ml}$$

Le calcul se fera sur un mètre linéaire



excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{86,4 \cdot 10^2}{268} = 32,24 \text{ cm.}$

$$e_1 = \frac{h_c}{6} = \frac{16}{6} = 2,66 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée
 ($\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2$; $d = 2 \text{ cm}$)

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus :

$$M = N \cdot f = N (e_0 + \frac{h_c}{2} - d) = 268 (32,24 + \frac{0,16}{2} - 0,02) = 104,84 \text{ kg.m}$$

Moment Résistant du béton

$$M_{RB} = F_b \cdot z = \frac{1}{2} \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot y \cdot (h - \frac{y}{3}) \quad , y = \alpha h \quad , h = 14 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{11 \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_0} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423 \quad y =$$

$$M_{RB} = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 100 \cdot 0,423 \cdot 14 \cdot (14 - \frac{0,423 \cdot 14}{3}) = 4,878 \cdot 10^5 \text{ kg.cm} = 4$$

$$A_{\bar{6}0} = 1,41.2800 > 120 \cdot \frac{101.84.10^2}{12,25} < 0.$$

donc l'armature ne sera soumise à aucun effort de traction supplémentaire et aucune justification n'est nécessaire pour l'ancrage des armatures.

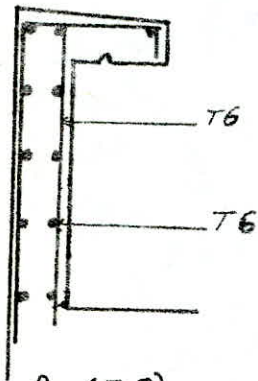
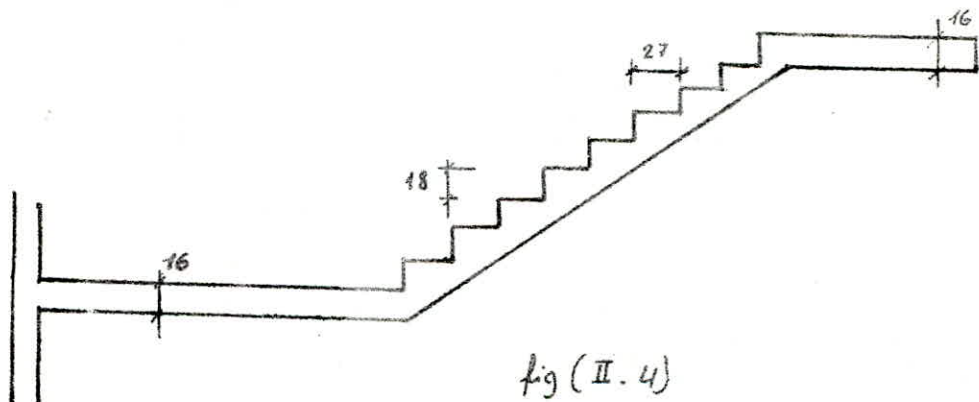
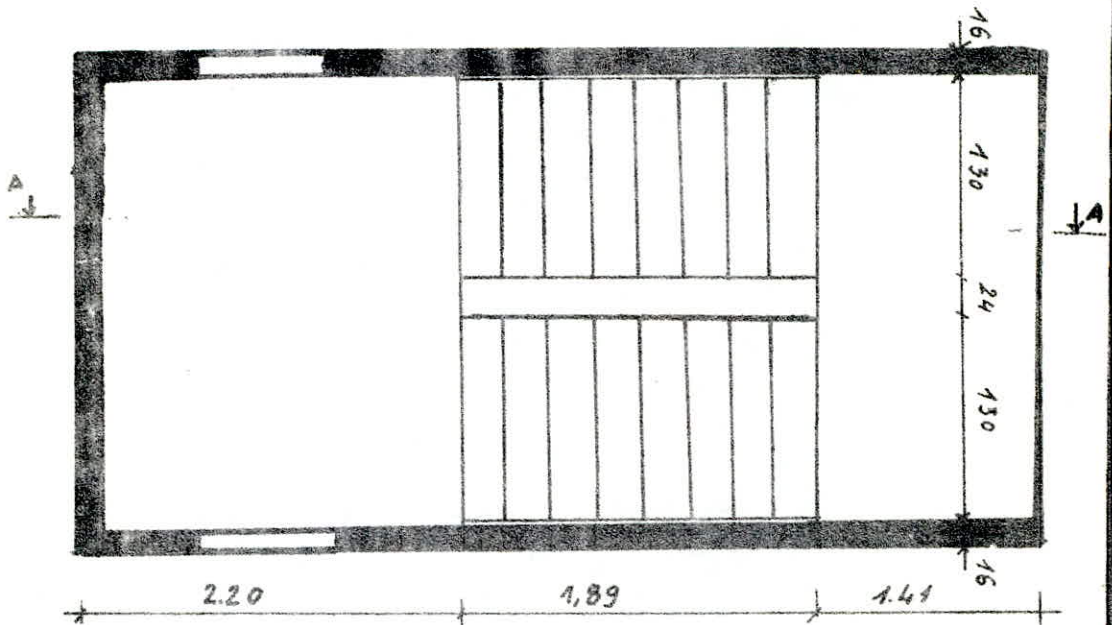


fig (II.3)

II. calcul des escaliers

Présentation



coupe A. A

- Les escaliers de notre bâtiment sont constitués de deux paliers et d'une paillasse préfabriquée (voilée)
- Le palier 1 est un palier intermédiaire qui repose sur 2 voiles
 - Le palier 2 est la continuité du plancher, il sera étudié lors de l'étude du plancher.

Afin d'assurer une garantie contre le risque d'effondrement de la paillasse sous les charges verticales normales et sous l'action du séisme on a prévu une liaison systématique des paillasse et des paliers par armatures sortant des extrémités (becquets) de la paillasse préfabriquée et scellée dans un chaînage coulé après la pose de la voilée sur toute la largeur de l'appui. (ce chaînage a une largeur minimale de 30cm)

Quelques Recommandations du C.T.C pour les escaliers en B. Armé:
 - ces recommandations s'appliquent aux volées prefabriquées y compris les marches et contre marches sur toute la longueur de l'escalier. Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire des becquets surtout la largeur de l'escalier en respectant les règles parasismiques en vigueur qui prescrivent que les poutres et paillasse doivent former un ensemble rigide lié à l'ossature du bâtiment.

- épaisseur de paillasse:

Pour éviter une grande flexibilité, l'épaisseur de la paillasse ne devra pas être inférieure à 0,10 m pour les demi-volées.

- Epaisseur des becquets et des paliers:

elle doit être supérieure à 0,07 m dans les sections d'encastrement et les sections d'extrémité

La largeur des becquets ne doit pas être inférieure à 0,10 m.

type I:

Caractéristiques géométriques:

- La hauteur d'une contre marche $h = 18 \text{ cm}$
- La largeur d'une marche $g = 27 \text{ cm}$
- nombre de marches $n = 8$

Vérification de la condition de Blonde l

$$60 \leq g + 2h \leq 64$$

$$60 \leq g + 2h = 27 + 2 \cdot 18 = 63 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \quad (\text{condition vérifiée})$$

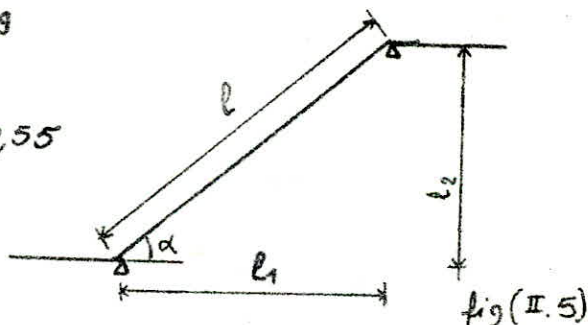
La paillasse est inclinée d'un angle α par rapport à l'horizontale tel que:

$$\text{tg} \alpha = \frac{h_2}{p_1} = \frac{2,85/2}{2,16} = 0,659$$

$$\Rightarrow \alpha = 33^\circ 4'$$

$$\text{d'où } \cos \alpha = 0,835, \sin \alpha = 0,55$$

$$l = \frac{p_1}{\cos \alpha} = \frac{2,16}{0,835} = 259 \text{ cm}$$



L'épaisseur de la paillasse doit être limitée à:

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$$

$$8,62 \text{ cm} \leq e \leq 12,95 \text{ cm}$$

$$\text{On prendra } e = 12 \text{ cm}$$

évaluation des charges et surcharges:

a. charges permanentes: (par 1 m de projection horizontale et par 1 m d'embranchement)

- poids propre de la poutre .. $\frac{0,12 \cdot 2500}{0,935} = 359,3 \text{ kg/ml}$
 - poids propre des marches ... $\frac{0,18 \cdot 2200}{2} = 199 \text{ kg/ml}$
 - poids des revêtements (mortier-carrelage) ... = 120 kg/ml
 - garde corps ... = 100 kg/ml
- $G = 777,3 \text{ kg/ml}$

b. Surcharges

- Escalier d'habitation $P = 250 \text{ kg/ml}$

La charge de la poutre sera donc égale à

$$q = G + 1,2P = 777,3 + 1,2 \cdot 250 = 1077,3 \text{ kg/ml}$$

Détermination des efforts

On considérera une poutre sur appuis simples sollicitée en flexion simple de 1m de largeur et d'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$ et de portée $l = 2,16 \text{ m}$ et soumise à une charge Q

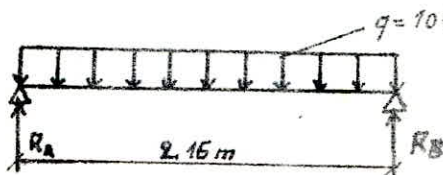


Fig (II. 6)

$$R_A = R_B = \frac{q l}{2} = \frac{1077,3 \cdot 2,16}{2} = 1163,5 \text{ kg}$$

$$M_{max} = M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1077,3 \cdot 2,16^2}{8} = 628,3 \text{ kg.m}$$

ferraillage de la poutre (Méthode. P. Charon)

- Armatures Longitudinales: ($d = 2 \text{ cm} \rightarrow h = 10 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 628,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0336$$

$$\mu = 0,0336 \rightarrow \varepsilon = 0,9211$$

$$k = 48,4$$

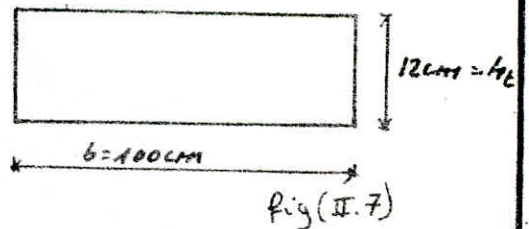


Fig (II. 7)

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{48,4} = 57,85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

(Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

Aciers tendus : $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon \cdot h} = \frac{628,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9211 \cdot 10} = 2,44 \text{ cm}^2$

on prendra 5T 8/ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$) avec $t = 20 \text{ cm}$

Vérification

a. Contraintes.

$$\bar{\omega} = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 10} = 0,251 \xrightarrow{\text{Abaque}} \begin{cases} K = 47,7 \\ \varepsilon = 0,9202 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot z \cdot b} = \frac{628,3 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9202 \cdot 10} = 2720,26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2720,26}{47,7} = 57,03 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

b. Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\sigma_{es}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{57,03}{4200} \cdot 100 \cdot 10 = 0,969 < 2,51 \text{ (Vérifié)}$$

c. Condition de non fissuration

on devra vérifier que $\bar{\sigma}_a = \text{MLM}$ $\begin{cases} 2/3 \sigma_{cm} = 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases}$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta \omega_f}{\phi (1 + 10 \omega_f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0063}{8 (1 + 10 \cdot 0,0063)} = 1778 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \cdot \bar{\sigma}_a}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\omega_f = \frac{A}{2db} = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0063) \quad \begin{cases} k = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \text{fissuration peu nuisible} \\ \eta = 1,6 \text{ (H.A)} \end{cases}$$

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

d. Cisaillement:

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} \quad \begin{aligned} T &= 1163,5 \text{ kg} \\ b &= 100 \text{ cm} \quad , z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 10 = 8,75 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{1163,5}{100 \cdot 8,75} = 1,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}'_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 1,33 = 1,53 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b = 1,33 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

(les armatures transversales ne sont pas nécessaires)

e. Condition d'appui

$$A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} \quad (M = 0,5 M_0 = 0,5 \cdot 628,3 = 314,15 \text{ kg} \cdot \text{m})$$

$$2,51 \cdot 2800 > 1163,5 + \frac{314,15 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 10} \Rightarrow 7028 > 14753,8 \text{ (Vérifié)}$$

L'ancrage des armatures inférieures ne sera pas nécessaire

f. Condition de flèche

$A \leq \frac{43 \cdot b \cdot h}{5 \text{ cm}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 10}{4200} = 10,24 \text{ cm}^2 > 2,51 \text{ cm}^2$ Verifié

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_e}{M_0} \Rightarrow \frac{12}{2,59} = 4,63 \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{0,75 \cdot M_0}{M_0} = 0,075$

$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$

ces 3 conditions sont vérifiées donc la justification de la flèche est aisée.

- Armatures de Répartition.

$\frac{A}{4} \leq A_{rep} \leq \frac{A}{2}$

$\frac{2,51}{4} \leq A_r \leq \frac{2,51}{2} \Rightarrow 0,63 \leq A_r \leq 1,26 \text{ cm}^2$

on adoptera $A_r = 4 \text{ T6}$ $A_r = 9,13 \text{ cm}^2$

avec un espacement $t = 25 \text{ cm} \leq 4 h_t = 48 \text{ cm}$

Calcul des becquets:

Chaque becquet de la poutre et de la poutre palière doit être calculé pour une charge linéaire $Q = \delta q (G + 1,2 P)$ ou δq : coefficient de comportement expérimental donné par le tableau ci-dessous.

Comportement	δq	δq
Pose à bain de mortier	1,0	1,4
Pose à sec	1,4	2,0
	avec armatures de répartition	sans armatures de répartition

pour notre cas: $\delta q = 1,4$ pose à sec et avec armatures de répartition.

Le becquet sera considéré comme une console encastree dans la poutre ou dans le palier soumise à la réaction Q

moment d'encastrement: $M = Q \cdot b$

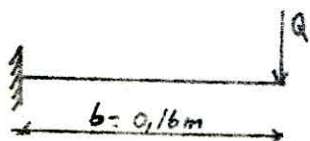
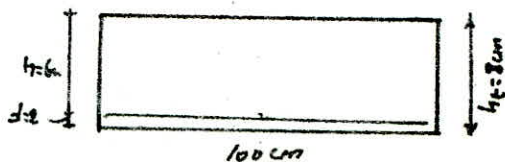


Fig (II.8)



$Q = 1,4 (1077,3) \cdot 2,16 = 3257,8 \text{ kg/ml}$

$M = 3257,8 \cdot 0,16 = 521,25 \text{ kg} \cdot \text{ml/ml}$

Ferrailage :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 521,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0775 \rightarrow \varepsilon = 0,8867$$

$$K = 29,1$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{29,1} = 96,22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Aciers tendus: $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{521,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8867 \cdot 6} = 3,5 \text{ cm}^2$

on adopte: 8T8/ml ($A = 4,01 \text{ cm}^2$)

l'espacement $t = 12,5 \text{ cm} \quad t \leq 2 \cdot e = 2 \cdot 8 = 16 \text{ cm}$

• cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3257,8}{100 \cdot 7/8 \cdot 6} = 6,20 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ (verifié)}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

• Vérification des contraintes

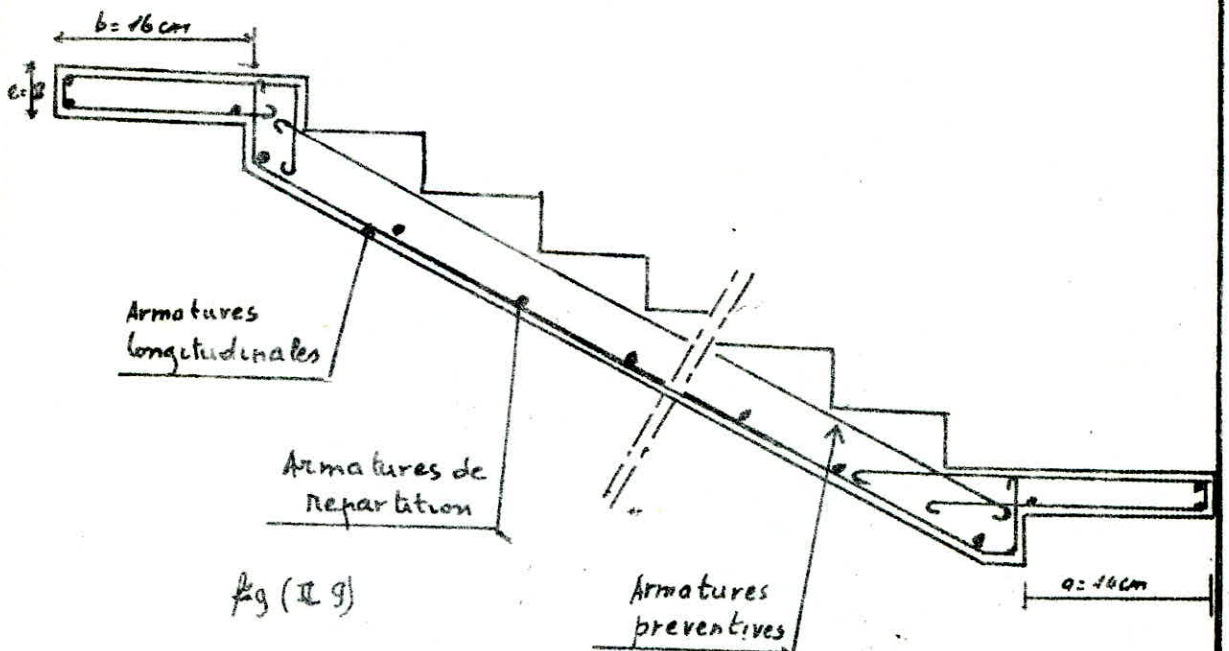
$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,01}{100 \cdot 6} = 0,668 \rightarrow K = 26,8$$

$$\varepsilon = 0,8804$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{521,25 \cdot 10^2}{4,01 \cdot 0,8804 \cdot 6} = 2460,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2460,8}{26,8} = 91,82 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

on réalise les armatures du becquet sous forme de boucles :



Le choicement minimal des armatures des becquets de la voiee au die palier au droit d'un appui qui est de 3cm est verifiee normalement, en respectant la condition de largeur des becquets. dans notre cas $16\text{ cm} > 10\text{ cm}$

Calcul des aciers de liaison

chaque liaison haute ou basse sera calculee pour une charge egale a 0,7 fois le poids total $(G+1.2P)$ de la voiee prefabriquee

$$Q = 0,7 (1077,3) \cdot 2,46 = 1628,88 \text{ kg}$$

$$M = Q \cdot b = 1628,88 \cdot (0,16 + 0,3) = 749,3 \text{ kg.m / ml}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 749,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 (16,2)^2} = 0,020 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9375 \\ \lambda_K = 65,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{749,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9375 \cdot 65} = 2,04 \text{ cm}^2$$

on prendra 5T8 / ml $A = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $t = 20 \text{ cm}$

La section d'acier de liaison ainsi calculee ne conserve que la paillasse.

Calcul de la poutre paliere

ces poutres sont incorporees dans les paliers et supportent les sollicitations dues a la paillasse.

chaque poutre paliere incorporee (appui haut et bas de la voiee) sera calculee pour une charge $Q = 0,7P$
 P: c'est le poids total des voiees aboutissant au palier
 Considerer

ces poutres seront soumises a leur poids propre, au demi-poids de la dalle paliere (ou plancher corps creux RDC) qui leur reposeront et aussi aux reactions des deux voiees d'escalier.

Dimensions de cette poutre moyee:

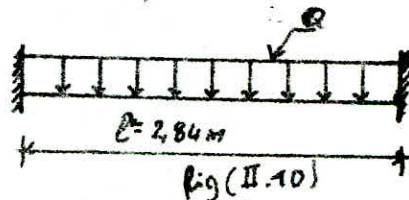
$$b = 40 \text{ cm}, h_t = 16 \text{ cm}, h = 14 \text{ cm}, L = 2,84 \text{ m}$$

$$Q = 1628,88 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Moment entravee: } M_t = \frac{Q L^2}{10}$$

$$M_t = \frac{1628,88 \cdot 2,84^2}{10} = 1313,8 \text{ kg.m}$$

$$\text{aux appuis: } M_a = - \frac{Q L^2}{20} = - \frac{1628,88 \cdot 2,84^2}{20} = -656,9 \text{ kg.m}$$



Reraiillage:
en travée

$$\mu = \frac{15 \cdot 1313,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 40 \cdot (14)^2} = 0,089 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8795 \\ k = 26,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{26,5} = 105,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{1313,8 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8795 \cdot 14} = 3,81 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 5T10 \quad (A = 3,92 \text{ cm}^2)$$

- aux appuis.

$$\mu = \frac{15 \cdot 656,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,045 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9104 \\ k = 40,8 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{40,8} = 68,63 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{656,9 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9104 \cdot 14} = 1,84 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T8 ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

armatures transversales:

$$T = \frac{1628,88 \cdot 2,84}{2} = 2313 \text{ kg}$$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2313}{40 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 4,72 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de cisaillement:

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{68,63}{68,5}\right) \cdot 5,9 = 20,64 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_b$$

Donc les armatures obliques ne sont pas nécessaire
on choisira comme armatures transversales des cadres
et des épingle $\phi 6$

L'écartement au niveau de l'appui est $t = A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}$

$$A_t = \frac{4 \pi \cdot (0,8)^2}{4} = 2 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{at} \cdot \sigma_{en} = \left(1 - \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot \sigma_{en} = \left(1 - \frac{4,72}{9 \cdot 5,9}\right) \cdot 2400 = 2186,67 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{2 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14 \cdot 2186,67}{2313} = 23,16 \text{ cm}$$

$$\text{L'espacement max } t \leq \max \begin{cases} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,93 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 10,64 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm} \\ \bar{t}_2 = 0,2h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm} \end{cases}$$

on adoptera un espacement $t = 11 \text{ cm}$ le long de la poutre.

Vérifications:

$$\text{contraintes: } \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 14} = 0,28 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9164 \\ k = 44,8 \end{cases}$$

$$\sigma_0 = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{1313,8 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9104 \cdot 14} = 2612,34 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{44,8} = 62,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Condition de non fragilité:

$$A_{min} = \frac{9,3}{100} \cdot b \cdot h = \frac{9,3}{100} \cdot 40 \cdot 14 = 5,28 \text{ cm}^2$$

en travers $3,93 > 1,68 \text{ cm}^2$

aux appuis $2,01 > 1,68 \text{ cm}^2$

Véifiés

Condition aux appuis

$$\frac{T + M_0/2}{\bar{\sigma}_a} = \frac{2313 + 656,9 \cdot 10^2 / 718 \cdot 14}{2800} < 0$$

L'ancrage des armatures n'est pas nécessaire

Longueur d'appui: $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 2313}{40 \cdot 62,5} = 1,69 \Rightarrow$ on prendra $c = 5 \text{ cm}$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k_7}{\phi} \cdot \frac{\omega_f}{1 + k_1 \omega_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 0,0245}{10 \cdot 1 + 10 \cdot 0,0245} = 4722,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega_f = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 40} = 0,0245$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k_7 \cdot \bar{\sigma}_t}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,90 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4722,8 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

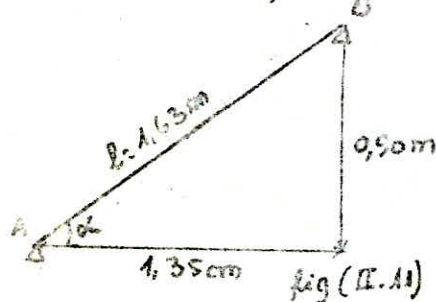
pas de risque de fissuration.

Remarque: La résistance à la torsion de ces poutres palières est de faible épaisseur est généralement faible.

Escalier type II:

Escalier composé uniquement d'une pailasse permettant l'accès au R.D.C.

schéma statique:



$$\tan \alpha = \frac{0,9}{1,35} = 0,66$$

$$\cos \alpha = 0,83$$

$$g = 27 \text{ cm}$$

$$h = 18 \text{ cm}$$

Relation de Blondel

$$60 \text{ cm} \leq g + 2h \leq 64 \text{ cm}$$

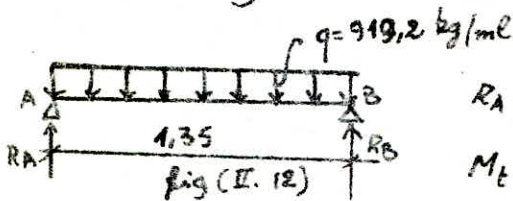
$$60 \text{ cm} < 2 \cdot 18 + 27 = 63 \text{ cm} < 64 \text{ cm}$$

Détermination des charges :

- Pailleasse (e=0,10m) $\frac{8500 \times 0,10 \times 1,00}{\cos \alpha} = 301,2 \text{ kg/ml}$
 - poids propre des marches: $\frac{2200 \times 0,18}{2} = 198 \text{ kg/ml}$
 - Revêtements : 120 kg/ml
- $G = 619,2 \text{ kg/ml}$

Surcharges: $P = 250 \text{ kg/ml}$

La pailleasse sera considérée comme une poutre simplement appuyée ($q = G + P = 869,2 \text{ kg/ml}$) en prenant une bande de 1m de largeur.



$$R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 869,2 \cdot \frac{1,35}{2} = 620,46 \text{ kg}$$

$$M_E = M_0 = q \frac{l^2}{8} = 869,2 \cdot \frac{1,35^2}{8} = 209,4 \text{ kg.m}$$

Ferraillage (P. charom)

- Armatures longitudinales ($d = 2 \text{ cm}$, $h = 8 \text{ cm}$)

$$\mu = \frac{15 \cdot 209,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0175 \rightarrow \begin{cases} k = 71 \\ \epsilon = 0,9419 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{71} = 39,44 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'armatures comprimées ($A' = 0$)

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{209,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9419 \cdot 8} = 1 \text{ cm}^2$$

on adopte 5T6/ml
 $A = 1,41 \text{ cm}^2$
 $b = 20 \text{ cm}$

en appui on adopte le même ferraillage.

Vérifications.

- contraintes: $\omega = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,41}{100 \cdot 8} = 0,176 \rightarrow \begin{cases} k = 58 \\ \epsilon = 0,9315 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{209,4 \cdot 10^2}{1,41 \cdot 0,9315 \cdot 8} = 1993 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1993}{58} = 34,36 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

} Vérifiée

- condition de non fragilité

$$A = 1,41 \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_a'} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{59}{4200} \cdot 100 \cdot 8 = 0,78 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\omega} \cdot f}{\phi \cdot 14100 \cdot f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{6 \cdot 140,035} = 1552,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{k \eta \frac{\bar{\omega}}{\phi}} = 2,4 \sqrt{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot \frac{59}{6}} = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3687 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

- condition d'appui: $\frac{T + M/E}{\bar{\sigma}_a} = \frac{620,46 - \frac{104,7}{718 \cdot 8}}{2800} = -0,31 < 0$

donc l'ancrage des armatures inférieures n'est pas nécessaires

III. Calcul du plancher sur vide sanitaire.

Le plancher sur vide sanitaire est à corps creux constitué de poutrelles préfabriquées et des hourdis.
Les poutrelles sont calculées sous les sollicitations du 1^{er} genre (G+1,2P)

$$G = 523 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow G + 1,2P = 1003 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 400 \text{ kg/m}^2$$

Les poutrelles seront disposées suivant le sens longitudinal du bâtiment constitué de 7 travées de 3,00 m.

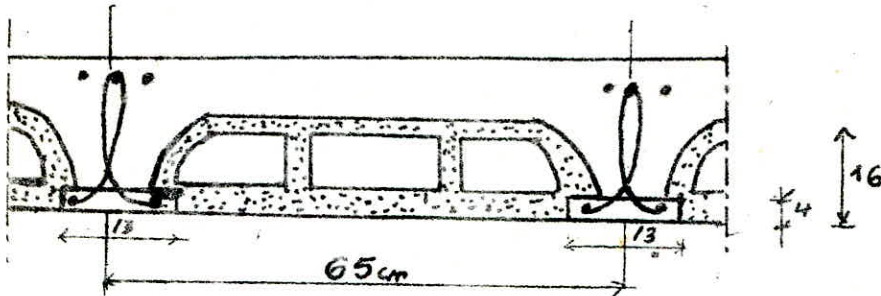
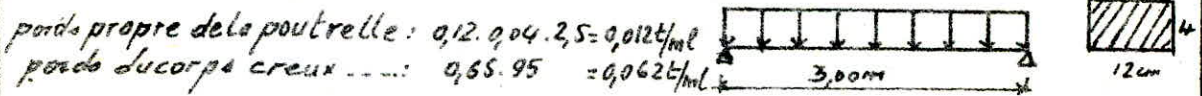


fig (II. 13)

Le calcul se fera en 2 étapes :

1^{re} étape : avant la coulage du béton, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée, elle est soumise à son poids propre et celui du hourdis et à la surcharge due à l'ouvrier.

schéma statique. (travée de 3m).



poids propre de la poutrelle : $0,12 \cdot 0,04 \cdot 25 = 0,012 \text{ t/ml}$

poids du corps creux : $0,65 \cdot 95 = 0,0625 \text{ t/ml}$

surcharge $P = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 0,078 \text{ t/ml}$.

$$q = 0,152 \text{ t/ml}$$

moment max. entravée $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,152 \cdot 3^2}{8} = 0,171 \text{ t/ml}$

Effort tranchant max $T = q \frac{l}{2} = 0,152 \cdot \frac{3}{2} = 0,228 \text{ t/ml}$

Calcul des armatures : (Méthode P. Charon)

$$\mu = \frac{15 M_0}{b_0 \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,171 \cdot 10^5}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 1,908 \rightarrow K = 2,4$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_0}{K} = \frac{2800}{2,4} = 1166,67 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures comprimées sont nécessaires à cause de la faible hauteur de la poutrelle : mais ces armatures ne peuvent 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 :

Après coulage et durcissement de la table de compression, la poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une section en T

charge revenant à chaque poutrelle :

$$q = (G + 1,2P) \cdot 0,65 = 1003 \cdot 0,65 = 652 \text{ kg/ml.}$$

d'où le moment max en travée et $M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{652 \cdot 3^2}{8} = 734 \text{ kg.m}$

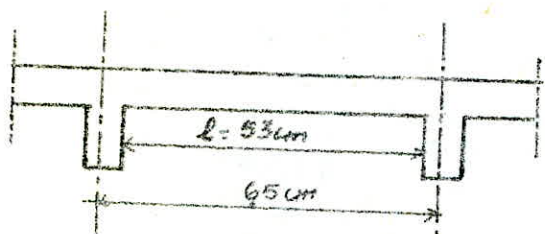
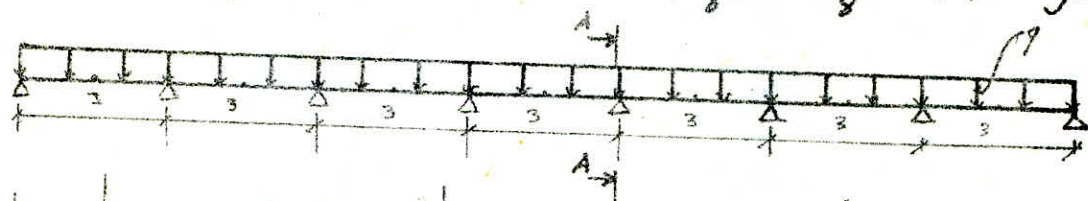
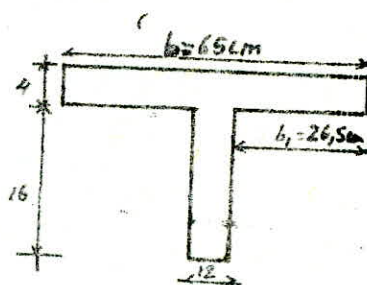


fig (II.14)



Coupe A-A

Prédimensionnement de la table de compression

Art. 23.3 C.C.B.A 68 page 30

$h_0 = 4 \text{ cm}$

$b_0 = 12 \text{ cm}$

$h_f = 20 \text{ cm}$

$l = 53 \text{ cm}$

$L = 300 \text{ cm}$

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

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm}$$

$$b_1 \leq (6 + 8) h_0 = (6 + 8) 4 = (24 + 32) \text{ cm}$$

on prend $b_1 = 26,5 \text{ cm} \Rightarrow b = 2 \cdot b_1 + b_0 = 2 \cdot 26,5 + 12 = 65 \text{ cm}$

Détermination des efforts

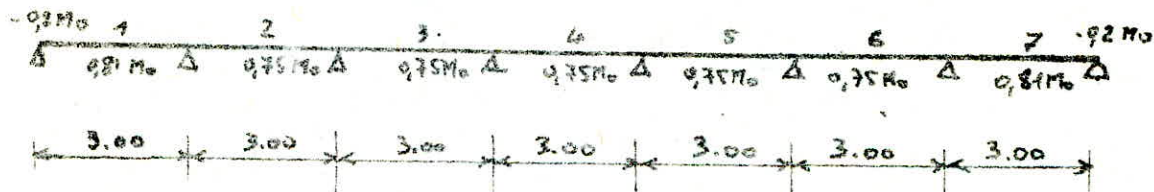
on utilise la méthode forfaitaire.

Moment en travée $M_t = 0,81 M_0 = 0,81 \cdot 734 = 595 \text{ kg.m}$

Moment aux appuis $M_a = -0,6 M_0 = -0,6 \cdot 734 = -440 \text{ kg.m}$

effort tranchant : $T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} + \frac{0,6 M_0 - 0,2 M_0}{3}$

$$T_{max} = \frac{652 \cdot 3}{2} + \frac{0,6 \cdot 734 - 0,2 \cdot 734}{3} = 1270 \text{ kg}$$



Ferrailage: I) Armatures longitudinales:

entravée: $\mu = \frac{15 \cdot 59500}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,015 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9454 \\ k = 76,5 \\ d = 0,1639 \end{cases}$

$y = d \cdot h = 0,1639 \cdot 18 = 2,95 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$

L'axe neutre tombe dans la table de compression et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire (b. h)

$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{76,5} = 36,6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow$ pas d'axes comprimés ($A' = 0$)

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot k} = \frac{595 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9454 \cdot 18} = 1,25 \text{ cm}^2$

on adopte 2T10 ($A = 1,57 \text{ cm}^2$)

aux appuis:

$\mu = \frac{15 \cdot 44000}{2800 \cdot 65 \cdot 18^2} = 0,0606 \rightarrow \begin{cases} k = 34,0 \\ \xi = 0,8980 \end{cases}$

$A = \frac{44000}{2800 \cdot 0,8980 \cdot 18} = 9,97 \text{ cm}^2$ on adopte 2T12 ($A = 1,43 \text{ cm}^2$)

Verifications:

a. Contraintes:

entravée $\bar{\omega} = \frac{100A}{bh} = \frac{100 \cdot 1,57}{65 \cdot 18} = 0,134 \rightarrow \begin{cases} k = 82 \\ \xi = 0,9985 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = \frac{59500}{1,57 \cdot 0,9985 \cdot 18} = 2220 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2220}{82} = 27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

aux appuis: $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 1,43}{65 \cdot 18} = 0,7277 \rightarrow \begin{cases} k = 25,5 \\ \xi = 0,8765 \end{cases}$

$\bar{\sigma}_a = \frac{44000}{1,43 \cdot 0,8765 \cdot 18} = 1776,35 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{1776,35}{25,5} = 69,66 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

b. Vérification de non fragilité:

on doit avoir: $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{a1}}$

entravée: $A = 1,57 \geq 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2$ vérifié

sur appui: $A = 1,43 \geq 0,69 \cdot 65 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,21 \text{ cm}^2$ vérifié

c. Condition de non fissuration

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{2 \cdot 2 \cdot 12} = 0,033 \Rightarrow \phi = 10, k = 1,5 \cdot 10^6, \eta = 1,6$

$\bar{\sigma}_1 = k \cdot \eta \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{140000} = 7535,32 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2765,24 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 7535,32 \text{ kg/cm}^2 \geq \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

donc la fissuration n'est pas à craindre

d. Verification de la fleche:

CCBA Art. 58.4 dispense de verifier la fleche lorsque les 3 conditions suivantes sont verifiees:

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_0}{M_0} = \frac{1}{15} \cdot \frac{595 \cdot 10^2}{734,10^2} = 0,054$$

$$- \frac{A}{b_0 h} \leq \frac{3h}{50m} = 0,0085$$

$$- \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5} = 0,0444$$

$h_t = 20m \cdot l = 300cm, b_0 = 12cm, h = 18cm, A = 2,57cm^2$

$$\cdot \frac{h_t}{l} = 0,066 > 0,054 \text{ verifiee} \quad \cdot \frac{h_t}{l} = 0,066 > 0,0444 \text{ verifiee}$$

$$\cdot \frac{A}{b_0 h} = \frac{2,57}{12 \cdot 18} = 0,0095 < 0,0085 \text{ est verifiee}$$

donc la verification de la fleche n'est imposee pas.

e. Condition de non entrainement des appuis (adherence)

on doit verifier que $\tau_d < \bar{\tau}_d$
 $\bar{\tau}_d$ contrainte admissible d'adherence

$$\bar{\tau}_d = 2,4d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 kg/cm^2$$

τ_d = contrainte d'adherence des barres

$$\tau_d = \frac{T}{z \cdot P_u}, \quad T = 1270 kg, \quad z = 7/8 \cdot 18 = 15,75$$

$$P_u = \pi \phi + 2d = 3,14 \cdot 1,0 + 2 \cdot 2 = 7,14 cm \text{ (p. charom. p324)}$$

$$\tau_d = \frac{1270}{15,75 \cdot 7,14} = 11,3 kg/cm^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 kg/cm^2$$

f. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

$$A > \frac{T + M/x}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1270 + \frac{44000}{15,75}}{2800} < 0$$

L'ancrage des armature n'est pas necessaire

- Longueur d'appui:

$$l \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2 \cdot 1270}{12 \cdot 68,5} = 3,1 cm$$

$$l = 5 cm < 12 cm$$

1) Armatures transversales

Contrainte tangentielle du beton

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1270}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 6,72 kg/cm^2$$

$$\tau_b = 6,72 kg/cm^2 > \bar{\tau}_{b0} = 68,5 kg/cm^2 \Rightarrow \bar{\tau}_{b0} < \tau_b < 2 \bar{\tau}_{b0}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = \left(4,5 - \frac{\tau_b}{\bar{\tau}_{b0}}\right) \bar{\tau}_{b0} = \left(4,5 - \frac{6,72}{68,5}\right) 68,5 = 20,55 kg/cm^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 6,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,55 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

Calcul de la section des cadres A_f

$$A_f = \frac{T_{\max} \cdot t}{3 \cdot \bar{\sigma}_{bt}}$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = f_0 \cdot \bar{\sigma}_{bn} \quad \text{avec } f_0 = \max \left\{ \begin{array}{l} 1/3 = 0,666 \\ \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) = 0,873 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{bt} = 0,873 \cdot 2400 = 2095 \text{ kg/cm}^2$$

Pour limiter la fissuration du béton (qui se fait suivant des boîtes inclinées de 45°) on adopte un espacement de cadre au plus égal à la hauteur du hourdi soit $t = 12 \text{ cm}$

$$A_f = \frac{1270 \cdot 12}{7/8 \cdot 18 \cdot 2095} = 0,46 \text{ cm}^2$$

on choisit 2 cadres $\phi 6$ ($A = 0,56 \text{ cm}^2$)

III) Ferrailage de la table de compression

1. Armatures perpendiculaires aux nervures (A_{\perp})
Lorsque l'écartement ($l_u = 65 \text{ cm}$) entre axes des nervures est compris entre 80 et 50 cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\perp} \geq 0,02 l_u \cdot \frac{2460}{\bar{\sigma}_{bn}} \quad \text{avec } \bar{\sigma}_{bn} = 5300 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{pour treillis soudés } \phi < 6 \text{ mm})$$

$$A_{\perp} \geq 0,02 \cdot 65 \cdot \frac{2460}{5300} = 0,53 \text{ cm}^2$$

avec un écartement limite égale à 20 cm (5 p.m)

2. Armatures parallèles aux nervures : A_{\parallel}

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,53}{2} = 0,265 \text{ cm}^2$$

avec un écartement limite égale à 33 cm (3 p.m)

Le ferrailage adopté pour la table de compression sera un treillis soudé $\phi 5$ maille à (15 cm x 25 cm).

ce treillis permet de :

- Limiter les risques de fissuration.
- Résister aux effets de charges appliquées sur les surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées.

IV. calcul de plancher d'étage Courant

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est nettement supérieure à la hauteur

Les planchers de notre bâtiment sont constitués de dalles pleines en béton armé de 16 cm d'épaisseur

Calcul des dalles :

Nous supposons que les dalles sont simplement appuyées vu la jonction refend-plancher qui provoque un encastrement partiel. Cette supposition nous conduit à des moments nuls aux appuis. On sera amené dans les calculs à faire répartir des moments maximums aux travées et aux appuis.

Identification des dalles

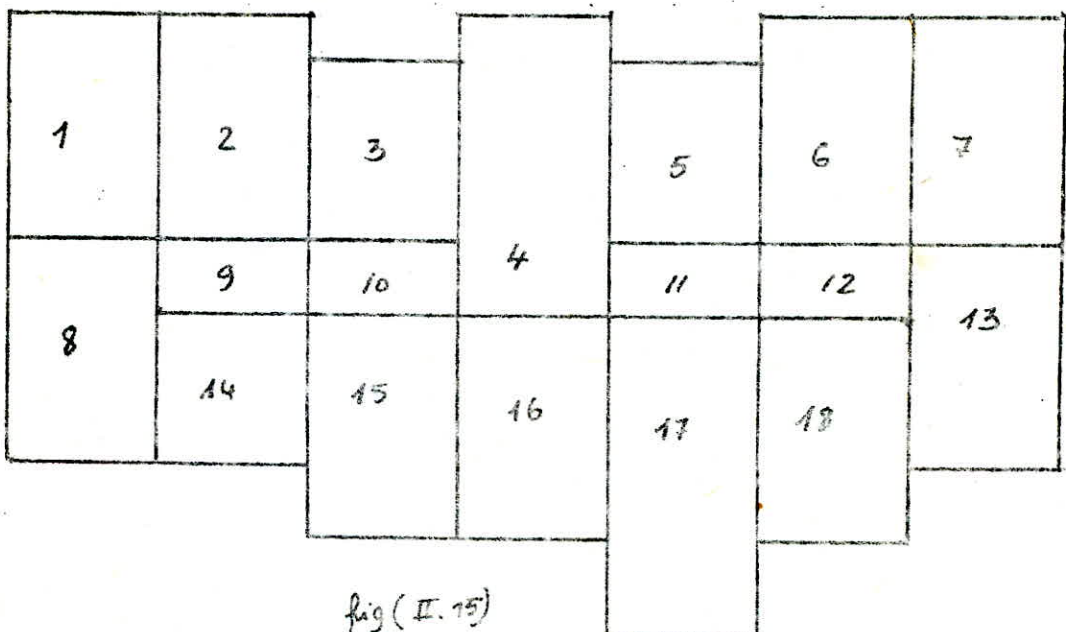


fig (II. 15)

Méthode de Calcul

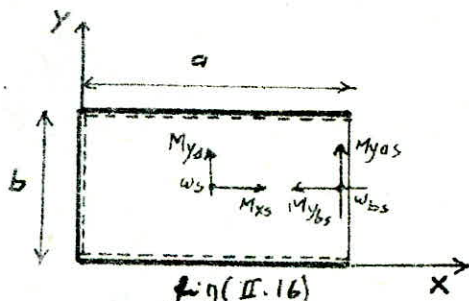
pour les dalles reposant sur 3 côtés La méthode adoptée est celle de M^e Barès exposée dans son ouvrage "Tables pour le calcul des dalles et des parois"

Exposé de la méthode :

cette méthode dépend du coefficient de poisson μ et du rapport $\gamma = a/b$. par ces 2 variables (γ et μ) on lire à partir du tableau les coefficients suivants :

- ω_3 : coefficient de flèche au milieu de la dalle
- ω_{b3} : coefficient de flèche au milieu du bord libre
- ω_{bx} : coef. du moment dans la direction x. avec $x = a/2, y = b/2$
- ω_{by} : coef. du moment dans la direction y avec $y = b/2, x = a/2$
- ω_{ya} : coef. du moment dans la direction y. avec $x = a, y = b/2$

- ces coefficients sont multipliés par :
1. qa^4/Eh^3 pour avoir la flèche.
 2. qa^2 pour avoir le moment suivant x .
 2. qb^2 pour avoir le moment suivant y .



D'après les calculs on a remarqué 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 à côté b on utilise seuls les coef. w_{0y} , M_{y0} . M_{x0} pour calculer la flèche f :

$$f = w_{0y} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3}$$

h = épaisseur de la dalle.

q : charge uniforme que supporte la dalle.

E : module de young. $E = 2 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

$\mu = 0,15$ (béton)

type 1 : Dalles {1, 2, 6, 7, 8, 13}

$$b = 3,00 \text{ m}, \quad a = 3,98 \text{ m}, \quad \delta = \frac{a}{b} = 1,326.$$

$1,2 < \delta < 1,5$ dans ce cas on procède par interpolation linéaire
 δ_1 δ_2 et on déduit les valeurs des coefficients, w_{0x} , M_{x0} , M_{y0} qui correspondent à la valeur de $\delta = 1,326$ et $\mu = 0,15$

$$M_{x0} = \frac{\delta - \delta_2}{\delta_1 - \delta_2} \cdot M_{x01} + \frac{\delta - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \cdot M_{x02}$$

$$M_{x0} = \frac{1,326 - 1,5}{1,2 - 1,5} \cdot 0,0213 + \frac{1,326 - 1,2}{1,5 - 1,2} \cdot 0,0128 = 0,0177$$

on trouve pour les autres coefficients :

$$w_{0y} = 0,0537$$

$$M_{y0} = 0,1227$$

$$w_{0x} = 0,0391$$

$$M_{y0} = 0,090$$

calcul de moments et des flèches :

pour les dalles {2, 6} $q = 4018 \text{ kg/m}^2$

$$q = G + 1,2P = 836 \text{ kg/ml.}$$

$$M_{x0} = \mu M_{x0} q a^2 = 0,0177 \cdot 836 \cdot (3,98)^2 = 234,4 \text{ kg.m}$$

$$M_{x0} = 0,0177 \cdot 1018 \cdot (3,98)^2 = 285,42 \text{ kg.m}$$

$$M_{y0} = M_{y0} q b^2 = 0,1227 \cdot 836 \cdot (3,00)^2 = 923,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{y0} = M_{y0} \cdot q b^2 = 0,090 \cdot 836 \cdot (3,00)^2 = 647 \text{ kg.m}$$

flèches admissibles : $f_a = \frac{a}{500}, \quad f_b = \frac{b}{500}$

flèches réelles : $f_s = w_{0y} \cdot \frac{qa^4}{Eh^3}$

type 2. Dalles {15, 16, 18}

$$a = 3,22 \text{ m}, \quad b = 3,00 \text{ m} \quad \gamma = a/b = 1,073$$

Le calcul des coefficients se fait par interpolation lineaire

$$w_{bs} = 0,635 \cdot 0,1358 + 0,185 \cdot 0,0706 = 0,0993$$

$$M_{xs} = 0,0305 \cdot 0,635 + 0,185 \cdot 0,0213 = 0,0233$$

$$M_{yas} = 0,635 \cdot 0,1108 + 0,185 \cdot 0,1201 = 0,0925$$

Calcul des moments:

$$M_{xs} = 0,0233 \cdot 836 \cdot (3,22)^2 = 199,36 \text{ kg.m}$$

$$M_{yas} = 0,0925 \cdot 836 \cdot (3)^2 = 696 \text{ kg.m}$$

type 3. Dalle {14}

$$a = 2,32 \text{ m}, \quad b = 3,00 \text{ m}, \quad \gamma = a/b = 0,773$$

$$w_{bs} = 0,67 \cdot 0,435 + 0,73 \cdot 0,277 = 0,37990$$

$$M_{xs} = 0,67 \cdot 0,0559 + 0,73 \cdot 0,0459 = 0,04804$$

$$M_{yas} = 0,67 \cdot 0,0848 + 0,73 \cdot 0,092 = 0,08935$$

calcul des moments:

$$M_{xs} = M_{xs} \cdot a^2 = 0,04804 \cdot 836 \cdot (2,32)^2 = 216,16 \text{ kg.m}$$

$$M_{yas} = M_{yas} \cdot b^2 = 0,08935 \cdot 836 \cdot 3^2 = 672,27 \text{ kg.m}$$

type 4. Dalles {3, 5}

$$a = 3,48 \text{ m}, \quad b = 3,00 \text{ m}, \quad \gamma = 1,161$$

$$w_{bs} = 0,20 \cdot 0,1358 + 0,80 \cdot 0,0706 = 0,08364$$

$$M_{xs} = 0,20 \cdot 0,0305 + 0,80 \cdot 0,0213 = 0,02314$$

$$M_{yas} = 0,20 \cdot 0,1108 + 0,80 \cdot 0,1201 = 0,11824$$

Les moments sont: $M_{xs} = 0,02314 \cdot 836 \cdot (3,48)^2 = 236 \text{ kg.m}$

$$M_{yas} = 0,11824 \cdot 836 \cdot 3^2 = 889,64 \text{ kg.m}$$

type 5 Dalle 4 (plancher ferrasse)

$$a = 5,64 \text{ m}, \quad b = 3,00 \text{ m}, \quad \gamma = 1,88$$

$$w_{bs} = 0,24 \cdot 0,0305 + 0,76 \cdot 0,01 = 0,01492$$

$$M_{xs} = 0,24 \cdot 0,0128 + 0,76 \cdot 0,0063 = 0,00786$$

$$M_{yas} = 0,24 \cdot 0,1264 + 0,76 \cdot 0,1316 = 0,13035$$

calcul des moments:

$$M_{xs} = 0,00786 \cdot 836 \cdot (5,64)^2 = 209 \text{ kg.m}$$

$$M_{yas} = 0,13035 \cdot 836 \cdot 3^2 = 980,75 \text{ kg.m}$$

Répartition des moments:
en travée.

travée de rive : $M_{tr} = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 1145,25 = 973,46 \text{ kg.m}$

Appui intermédiaire : $M_{ai} = -0,5 M_0 = 0,5 \cdot 1145,25 = 572,62 \text{ kg.m}$

Appui de rive : $M_{ar} = -0,3 M_0 = 0,3 \cdot 1145,25 = 343,57 \text{ kg.m}$

Ferraillage des dalles :

(Méthode de R. Charon) - sens porteur

* en travée :

$$\mu = \frac{15 \cdot 973,46 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0266 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9291 \\ k = 55,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{55,5} = 50,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés}$$

$$A_{p2} = \frac{973,46 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9291 \cdot 14^2} = 2,67 \text{ cm}^2$$

on adopte 6T8/ml ($A = 3,01 \text{ cm}^2$)

* Appuis intermédiaires :

$$\mu = \frac{15 \cdot 572,62 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0156 \rightarrow \begin{cases} k = 75,5 \\ \epsilon = 0,9448 \end{cases}$$

$$A_{p2} = \frac{572,62 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 1,55 \text{ cm}^2 \quad \text{soit 6T6/ml ($A = 1,70 \text{ cm}^2$)}$$

* Appuis de rive :

$$\mu = \frac{15 \cdot 343,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0094 \rightarrow \begin{cases} k = 99,5 \\ \epsilon = 0,9563 \end{cases}$$

$$A_{p3} = \frac{343,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9563 \cdot 14^2} = 0,916 \text{ cm}^2$$

- Sens répartiteur :

en travée : $M_f = 285,42 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 285,42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0078 \rightarrow \begin{cases} k = 111,5 \\ \epsilon = 0,9604 \end{cases}$$

$$A_{p1} = \frac{285,42}{2800 \cdot 0,9604 \cdot 14} = 0,76 \text{ cm}^2$$

- sur appui (de rive ou intermédiaire)

$$M_0 = 0,5 \cdot 285,42 = 142,71 \text{ kg.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 142,71}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0039 \rightarrow \begin{cases} k = 160 \\ \epsilon = 0,9714 \end{cases}$$

$$A_{p2} = \frac{142,71}{2800 \cdot 0,9714 \cdot 14} = 0,38 \text{ cm}^2$$

Vérifications.

1. Contraintes :

- béton : $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{55,5} = 50,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$

- acier : $\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot e_h} = \frac{97346}{3,01 \cdot 0,9291 \cdot 14} = 24,86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

est vérifiée.

2. fissuration :

$\bar{\sigma}_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega} f}{1 + 10 \bar{\omega} f}$

$k = 1,15 \cdot 10^6$, $\eta = 1,6$, $\phi = 8 \text{ mm}$
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$

$\bar{\omega} f = \frac{A}{B f} = \frac{3,01}{2,2 \cdot 100} = 7,525 \cdot 10^{-3}$

$\bar{\sigma}_1 = 2151,31 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$

Donc la fissuration n'est pas à craindre.

3. Condition de non fragilité (art. 19.21. CCBA 68)

sens porteur l_x : $A_x \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} (1 - \frac{g}{2}) = 1,357 (1 - \frac{g}{2})$

sens répartiteur l_y : $A_y \geq 0,69 b b \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} (1 + \frac{g}{4}) = 1,357 (1 + \frac{g}{4})$

$g = \frac{l_x}{l_y}$

La section d'acier A à prendre dans un sens donné

$A = 1,2 A_1$ si $1,2 A_1 < A_2$

$A = A_2$ si $A_1 < A_2 < 1,2 A_1$

$A = A_1$ si $A_2 < A_1$

(A_2 : La section donnée par la condition de fragilité)
 présentons les sections (A_x, A_y) en fonction de g sous forme
 de table.

Dalles	1,2.6,7,8. 14	9,10,12,13	16,17,18 18	3,5	15	4	20
$g = \frac{l_x}{l_y}$	0,754	0,55	0,932	0,862	0,773	0,532	0,42
A_x	0,845	0,984	0,725	0,772	0,832	0,996	1,072
A_y	0,593	0,673	0,585	0,601	0,621	0,677	0,703

tab (II. 1)

Los du calcul du ferrailage on a trouvé :

$A_{p1} = 2,67 \text{ cm}^2$, $A_{p2} = 1,55 \text{ cm}^2$, $A_{p3} = 0,916 \text{ cm}^2$

$A_{r1} = 0,758 \text{ cm}^2$, $A_{r2} = 0,375 \text{ cm}^2$

Donc le ferrailage adopté est :

- Sens porteur :

$A_x < A_{p1} = 2,67 \text{ cm}^2$ soit 6T8/ml $A = 3,07 \text{ cm}^2$
avec un espacement de $t = 16 \text{ cm}$.

$A_x < A_{p2} = 1,55 \text{ cm}^2$ soit 6T6/ml $A = 1,70 \text{ cm}^2$
 $t = 16 \text{ cm}$.

$A_1 < A_x < 1,2 A_1$

$0,916 < 1,072 < 1,0992 \Rightarrow A_x = 1,072 \text{ cm}^2$

soit 6T6/ml $A = 1,70 \text{ cm}^2$ $t = 16 \text{ cm}$

- sens réparateur :

$A_{r1} > A_y \Rightarrow A_{r1} = 0,758 \text{ cm}^2$ soit 4T6 $A = 1,13 \text{ cm}^2$
 $t = 25 \text{ cm}$

$1,2 A_{r2} < A_y \Rightarrow A = 1,2 A_{r2} = 0,45 \text{ cm}^2$

soit 4T6/ml $A = 1,13 \text{ cm}^2$ $t = 25 \text{ cm}$.

Vérification de l'espacement t :

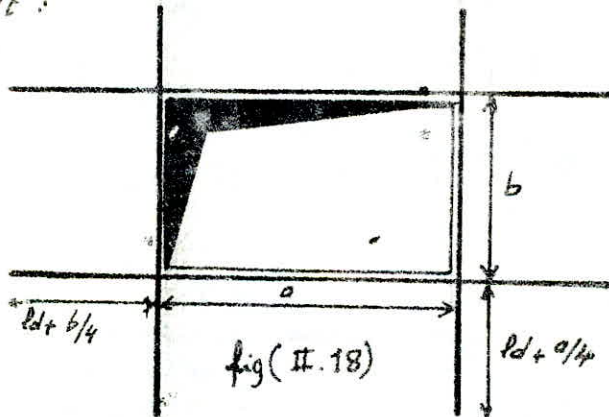
$t \leq \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = (48, 33) = 33 \text{ cm}$ de le sens L_x

$t \leq \min(4h_t, 45) = (64, 45) = 45 \text{ cm}$ de le sens L_y

Donc $t \leq \bar{t}$ dans les 2 sens.

Remarque :

Les petites ouvertures au niveau des dalles {3, 5, 10, 11} appelées gâches seront renforcées à leurs extrémités comme l'indique le schéma suivant :



avec : a et b sont les dimensions de l'ouverture.

l_d : longueur d'ancrage.

Les aciers coupés au passage du trou sont remplacés par des aciers de section équivalente et placés de part et d'autre de l'ouverture.

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 au sol la transmission la charge du panneau (mur) aux voiles.

on choisit pour cette bande les dimensions : $16 \times 40 \times 300$

charges revenant à la bande (poutre)

$$\begin{aligned} - \text{poids propre de la poutre} & \dots\dots\dots 0,16 \times 0,40 \cdot 2,5 = 0,16 \text{ t/ml.} \\ - \text{poids propre du mur} & \dots\dots\dots 0,24 \cdot 2,85 \cdot 2,5 = 1,71 \text{ t/ml} \end{aligned}$$

$$\text{soit } q = 1,87 \text{ t/ml}$$

b. Calcul des efforts:

(Poutres semi-encastree a ses 2 extremités)

$$M_t = \frac{q l^2}{10} = \frac{1,87 \cdot 3^2}{10} = 1,683 \text{ t.m}$$

$$M_a = - \frac{q l^2}{20} = - \frac{1,683}{2} = - 0,84 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = q \frac{l}{2} = 1,87 \cdot \frac{3}{2} = 2,805 \text{ t}$$

c. Ferrailage:

Armatures longitudinales

- entraxe

$$\mu = \frac{15 \cdot M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,68300}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,115 \rightarrow \begin{cases} k = 22,5 \\ \varepsilon = 0,8667 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{22,5} = 124,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (donc pas d'acier comprimé)}$$

$$A_t = \frac{168300}{2800 \cdot 0,8667 \cdot 14} = 4,95 \text{ cm}^2$$

on adopte 5T12 $A = 5,65 \text{ cm}^2$

- d'appui:

$$\mu = \frac{15 \cdot 84000}{2800 \cdot 40 \cdot 14^2} = 0,057 \rightarrow \begin{cases} k = 35,2 \\ \varepsilon = 0,9004 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{84000}{2800 \cdot 0,9004 \cdot 14} = 2,78 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T10 ($A = 3,14 \text{ cm}^2$)

d. Verifications:

• contraintes:

$$\text{beton: } \bar{\sigma}'_b = 124,45 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{acier: } \bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot h} = \frac{168300}{5,65 \cdot 0,8667 \cdot 14} = 2455 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fragilité.

La section d'acier A adoptée doit vérifier la condition suivante:

$$A > 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 40 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,54 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

Condition de non fissuration:

$$\omega_f = \frac{A}{2bd} = \frac{5,93}{2 \cdot 40 \cdot 2} = 0,0353 \quad K = 1,5 \cdot 10^6, \quad \eta = 1,6 \text{ (H.A.)}$$

$$\phi = 12 \text{ mm}, \quad \bar{\sigma}_b =$$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta \cdot \omega_f}{\phi} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{1 + \omega_f}, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\sigma_1 = 5217,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2607 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 5217,55 > \bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

Armatures transversales:

$$T_{\max} = 2805 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2805}{40 \cdot 7/8 \cdot 14} = 5,72 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_0 = -840 \text{ kg.m} \rightarrow A_0 = 3,14 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,14}{40 \cdot 14} = 0,56 \rightarrow \begin{cases} K = 29,8 \\ E = 0,884 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 68,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = \frac{2800}{29,8} = 93,96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{68,5}{93,96}\right) 5,9 = 18,46 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 5,72 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 18,46 \text{ kg/cm}^2$$

Les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

On utilise comme armatures transversales des cadres $\phi 6$ et des étriers perpendiculaire à la ligne moyenne.

soit 2 $\phi 6$ ($A_t = 1,13 \text{ cm}^2$) avec un espacement donné par:

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_0}{T} =$$

$$\bar{\sigma}_0 = \rho_a \cdot \bar{\sigma}_{en} \text{ avec } \rho_a = \max \begin{cases} 4/3 = 0,666 \\ 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b} = 0,892 \end{cases} \Rightarrow \bar{\sigma}_0 = 0,892 \cdot 4200 = 2140,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,13 \cdot 7/8 \cdot 14 \cdot 2140,8}{2805} = 10,56 \text{ cm}$$

mais l'espacement doit satisfaire la condition

$$\bar{t}_2 < t < \bar{t}_1$$

$$\bar{t}_1 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = \left(1 - 0,3 \frac{5,72}{5,9}\right) 14 = 9,28 \text{ cm}$$

$$\bar{t}_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm}$$

on prendra donc $t = 9 \text{ cm}$

Condition aux appuis:

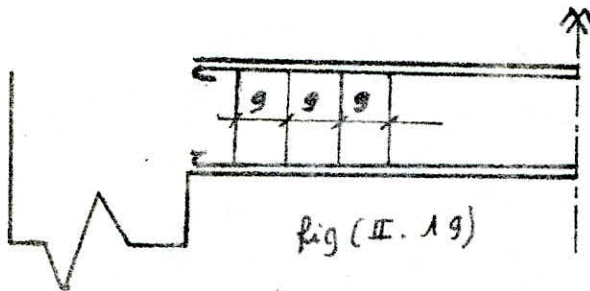
$$\frac{T + \frac{M}{z}}{\bar{\sigma}_a} < A_a \Rightarrow \frac{2805 - \frac{84000}{718.14}}{2800} < 0.$$

donc l'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

- Longueur d'appui c :

$$c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_a} = \frac{2 \cdot 2805}{40 \cdot 68,5} = 2,05$$

on prendra $c = 5 \text{ cm}$



C'HAII' 3

ETUDE AU S'EISME

1 Introduction:

Une grande partie de l'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les constructions.

il est donc nécessaire de faire une étude au séisme afin d'assurer un seuil minimal de protection les personnes et les biens.

Il est recommandé de suivre les conseils suivants pour la conception des Batiments dans les zones sismiques:

- Réduire le plus que possible la hauteur du bâtiment ainsi que le rapport de sa hauteur avec sa largeur.
- Eviter les grandes ouvertures.
- Eviter les éléments de construction mal liés à la superstructure
- Eviter les constructions présentant des changements d'inertie importantes entre les étages.
- Prevoir des fondations bien chaînées, ancrées dans le sol pour reprendre les efforts de soulèvement sismique dus au sol.

pour la superstructure les recommandations sont les suivantes:

- Abaisser autant que possible le c.d.g de la construction.
- Réaliser des nœuds rigides
- Prevoir autour ds ouvertures ds encadrements armés liés à l'ossature ou au chaînage.
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble par un contreventement dans tous les 2 sens.

2-PRINCIPE DE CALCUL:

Le C.T.C a élaboré un règlement parasismique Algerien (R.P.A 81) rendant les conditions de sécurité plus strictes.

On va faire le calcul simplifié en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques basées sur des coefficients (A, B, D, Q)

Ces sollicitations sont conçues être équivalentes à celles des efforts sismiques.

3-Calcul des forces Sismiques

Pour le calcul statique équivalent on a l'intensité de la force horizontale totale qui est donnée par la formule:

$$V = (A \cdot B \cdot D \cdot Q) W \quad \text{RPA 81 Art 331.}$$

V: force sismique horizontale totale agissant dans la direction de chacun des axes principaux de la structure

A: coef d'accélération des zones
 dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique

pour notre cas: groupe d'usage 2. zone sismique I $\Rightarrow A = 0,08$

B : facteur de comportement de la structure
il est fonction du type de la structure et de la nature de ses contreventements.

$$1/3 \leq B \leq 2/3$$

un contreventement par voiles d'où $B = 1/3$

D: coef d'amplification dynamique
fonction du type de sol et de la période T du bâtiment
à partir du graphe de (RPA 81. p.37)

on a: $T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}}$

$H = 17,10 \text{ m}$
 $L_L = 21,16 \text{ m}$
 $L_T = 10,84 \text{ m}$

sens transversal

$$T_T = \frac{0,09 \cdot 17,1}{\sqrt{10,84}} = 0,467 \xrightarrow{\text{sol meuble}} D_T = 2,068$$

sens longitudinal

$$T_L = \frac{0,09 \cdot 17,1}{\sqrt{21,16}} = 0,334 \longrightarrow D_L = 2,447$$

Q: facteur de qualité

Les valeurs de Q sont données par la formule $Q = 1 + \frac{6}{9 \cdot 1} P_q$
 $0 \leq Q \leq 1,6$

où P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

	longitudinal	transversal
- critère des files porteurs	0	0
- critère de surabondance en plan	0,1	0
- critère de symétrie en plan	0,1	0,1
- critère de régularité en élévation	0	0
- critère de contrôle de la qualité des matériaux	0,1	0,1
- critère de contrôle de la qualité de construction	0,1	0,1

donc sens longitudinal : $Q_L = 1,4$

sens transversal $Q_T = 1,3$

W: poids de la structure:

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes
(poids propre de la structure, poids des équipements, poids de remplissages...) après calcul $W = 1792 \text{ t}$

calcul de la charge soumise à l'action des éléments horizontaux
charge soumise à l'action sismique W

$$W = G + P/5$$

$$S_i = W_i \Omega_i$$

S_i : charge sismique.

Ω_i : surface de l'élément i

- Au niveau terrasse :

$$P = 100 \text{ kg/m}^2 = 0,1 \text{ t/m}^2 \quad G = 716 \text{ kg/m}^2 = 0,716 \text{ t/m}^2$$

$$W = G + P/5 = 0,716 + 0,100/5 = 0,736 \text{ t/m}^2$$

- Au niveau étage courant :

$$P = 175 \text{ kg/m}^2, \quad G = 598 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow W = G + P/5 = 0,633 \text{ t/m}^2$$

pour Loggia $P = 350 \text{ kg/m}^2 \Rightarrow W = G + P/5 = 0,668 \text{ t/m}^2$

- Au niveau du R.D.C

$$G = 523 \text{ kg/m}^2, \quad P = 400 \text{ kg/m}^2 = 0,4 \text{ t/m}^2$$

$$W = G + P/5 = 0,603 \text{ t/m}^2$$

tableau résumant le calcul des charges soumise à l'action sismique pour chaque élément horizontale i

Etage. Courant

terrasse

R.D.C

Elements	Sections (m ²)	charges (t)
Dalle 1	11,940	7,558
" 2	11,940	7,558
" 3	10,44	6,608
" 4	7,020	4,444
" 5	10,440	6,608
" 6	11,940	7,558
" 7	11,940	7,558
" 8	11,940	7,558
" 9	4,980	3,152
" 10	4,980	3,152
" 11	4,980	3,152
" 12	4,980	3,152
" 13	11,940	7,558
" 15	9,660	6,115
" 16	9,660	6,115
" 17	9,660	6,115
" 18	9,660	6,115
Loggia 14	6,960	4,648
Loggia 15	4,500	3,006
Escaliers	10,380	6,570
Σ		114,300

Elements	Sections (m ²)	charges (t)
Dalle 1	11,940	8,788
" 2	11,940	8,788
" 3	10,44	7,684
" 4	16,920	12,453
" 5	10,440	7,684
" 6	11,940	8,788
" 7	11,940	8,788
" 8	11,940	8,788
" 9	4,980	3,665
" 10	4,980	3,665
" 11	4,980	3,665
" 12	4,980	3,665
" 13	11,940	8,788
" 14	6,960	5,122
" 15	9,660	7,110
" 16	9,660	7,110
" 17	13,92	10,243
" 18	9,660	7,110
Σ		131,906

tab (III. 1)

Elements	Sections (m ²)	charges (t)
Dalle 1	11,940	7,200
" 2	11,940	7,200
" 3	10,440	6,295
" 4	7,020	4,233
" 5	10,440	6,295
" 6	11,940	7,200
" 7	11,940	7,200
" 8	11,940	7,200
" 9	4,980	3,003
" 10	4,980	3,003
" 11	4,980	3,003
" 12	4,980	3,003
" 13	11,94	7,200
" 14	6,960	4,197
" 15	9,660	5,825
" 16	9,660	5,825
" 17	9,660	5,825
" 18	9,660	5,825
Escaliers	10,380	6,259
Σ		112,050

Charge soumise à l'action sismique pour chaque niveau :

On suppose que les masses sont concentrées aux niveaux des planchers

- Le plancher terrasse comporte :
 - $\frac{1}{2}$ Mur inférieur
 - L'acrotère
 - plancher terrasse
- Le plancher d'étage courant comporte :
 - $\frac{1}{2}$ Mur supérieur
 - $\frac{1}{2}$ Mur inférieur
 - plancher d'étage courant
- Le plancher du R.D.C comporte :
 - $\frac{1}{2}$ Mur supérieur
 - $\frac{1}{2}$ Mur inférieur
 - plancher R.D.C

tableau résumant les charges soumise à l'action sismique W pour chaque niveau.

Niveau Elements	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{er}	R.D.C
$\frac{1}{2}$ Mur inf	73,81	73,81	73,81	73,81	73,81	73,81	73,23
$\frac{1}{2}$ Mur sup	0	73,81	73,81	73,81	73,81	73,81	73,81
Acrotère	17,62	0	0	0	0	0	0
Plancher	131,90	114,30	114,30	114,30	114,30	114,30	112,05
ΣW_i	223,336	261,92	261,92	261,92	261,92	261,92	259,09

d'où $W_E = 1792^t$

Tab (III. 2)

Distribution en hauteur des forces latérales

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

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

F_E : force concentrée au sommet de la structure et est donnée par la formule :

$$F_E = 0,07 T V \quad \text{si } T > 0,70$$

$$F_E = 0 \quad \text{si } T \leq 0,70$$

pour notre cas $T < 0,70 \Rightarrow F_E = 0$

La partie restante de l'effort horizontal totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_k = \frac{(V - F_0) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

F_k : effort horizontal au niveau k
 W_k : partie de W se trouvant au niveau k .

$F_0 = 0 \rightarrow F_k = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$

Sens longitudinal :

$V_L = (A B D Q) W \rightarrow A=0,08, B=1/3, D=2,447, Q=1,0$
 $W = 1792^t$

$V_L = 163,70^t ; F_{kL} = 163,70 \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$

Sens transversal :

$V_T = (A B D Q) W \rightarrow A=0,08, B=1/3, D=2,068, Q=1,3$
 $W = 1792^t$

$V_T = 128,47^t ; F_{kT} = 128,47 \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$

$\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i =$

On présente les résultats sous forme de tableaux résumant les 2 sens (longitudinal et transversal)

Niveau	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	0
$W_k (t)$	223,333	261,92	261,92	261,92	261,92	261,92	259,09	
$h_k (m)$	17,10	14,25	9,40	6,55	5,70	3,85	0	
$W_k \cdot h_k (t \cdot m)$	3819,04	3732,36	2955,03	2239,41	1492,94	746,47	0	15016,42
$F_{kL} (t)$	41,634	40,688	32,551	24,413	16,275	8,138	0	
$F_{kL} \text{ cumulée (t)}$	41,634	82,322	114,873	139,286	155,561	163,699	163,699	
$F_{kT} (t)$	38,674	34,932	25,546	19,159	12,773	6,386	0	
$F_{kT} \text{ cumulée (t)}$	38,674	64,606	90,152	109,311	122,084	128,470	128,470	

Tab (III. 3)

Modélisation sous forme de console:

sens longitudinal

sens transversal

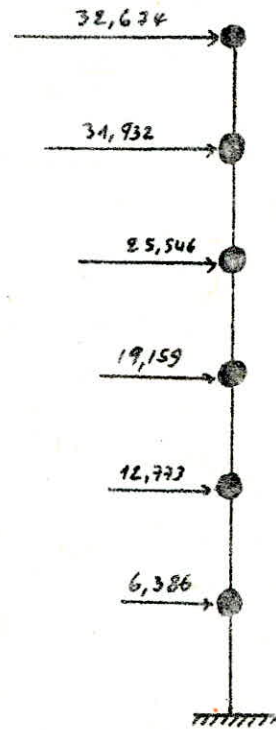
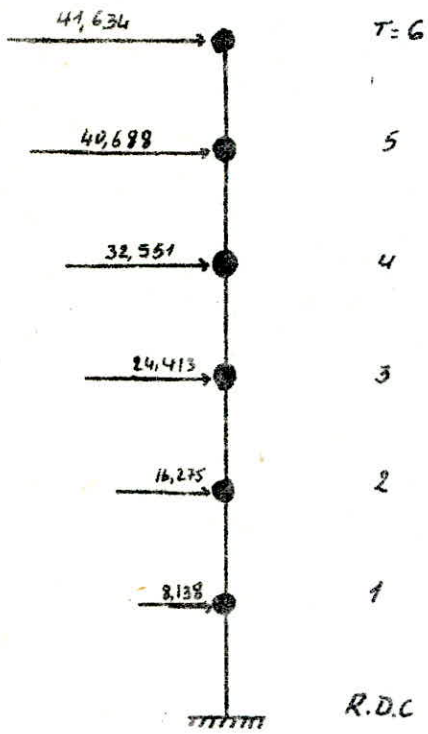


fig (III.1)

CHAP 4

ETUDE DU

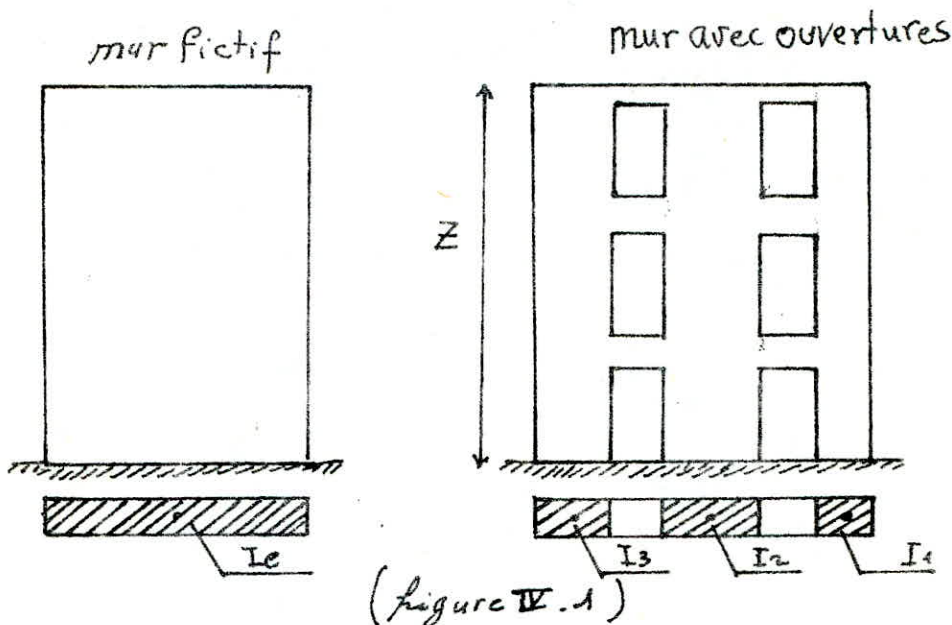
CONTREVENTEMENT

I. INERTIES. EQUIVALENTES

1. Introduction:

La détermination des efforts internes dans les refends pour des lignes d'ouvertures verticales et qui sont soumis à des forces horizontales provoquées généralement par l'action du vent et des séismes fait l'obligation d'introduire la notion d'inertie équivalente qui permet l'assimilation de ce genre de murs (avec files d'ouvertures à ceux pleins).

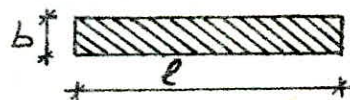
Par définition l'inertie équivalente d'un mur est l'inertie d'un mur linéaire plein fictif de même hauteur qui sous les mêmes forces horizontales présente la même flèche à la tête. (figure IV.1)



2. Inerties équivalentes des refends pleins:

L'inertie équivalente pour un refend plein est donnée par l'inertie de sa section transversale

$$I_e = I = \frac{b l^3}{12}$$



- calcul des inerties:

- Voiles pleins V_{t1} , V_{t8}

$$b = 0,16 \text{ m}$$

$$l = 7,96 \text{ m}$$

$$I_e = \frac{b l^3}{12} = \frac{0,16 \cdot 7,96^3}{12} = 6,725 \text{ m}^4$$

$$\text{donc } I_{e_{V_{t1}}} = I_{e_{V_{t8}}} = 6,725 \text{ m}^4$$

-3. Refends avec une file d'ouverture:

L'inertie équivalente d'un refend à une file d'ouverture est donnée par l'expression suivante:

$$I_e = \frac{I}{\frac{16 m c^4}{(I_1 + I_2) \alpha^2} + 1}$$

avec $I = I_1 + I_2 + 2 m c$

où

I_1, I_2 : Moment d'inertie de chaque élément de refend entre les ouvertures (trumeaux)

I : Moment d'inertie du refend complet. (on tient compte de la présence des ouvertures)

m : Moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

c : La demi distance entre les deux centres de gravité des deux trumeaux.

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque B.25b à la cote 0 (M.DI)

$\alpha = \psi_0 Z$ α : degré de concordance

$$m = \frac{\psi_0 E' I_1 c}{(I_1 + I_2) E} + \frac{\psi_0 E' I_2 c}{(I_1 + I_2) E}$$

- E : module d'élasticité du trumeau
- E' : " " du linteau
- i : Inertie du linteau
- h : hauteur d'étage
- a : demi portée de l'ouverture
- Z : hauteur du bâtiment.

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{I_1} + \frac{1}{I_2}}$$

I_1, I_2 : sections des deux trumeaux

$$i = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

h_e : hauteur du linteau

Calcul des inerties:

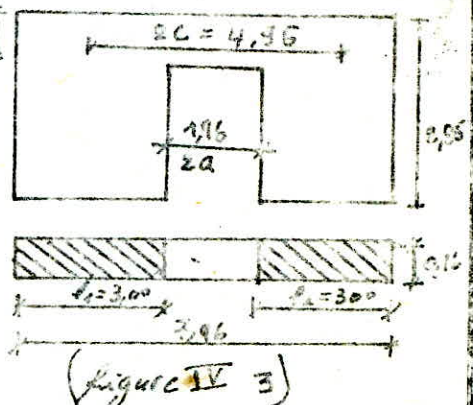
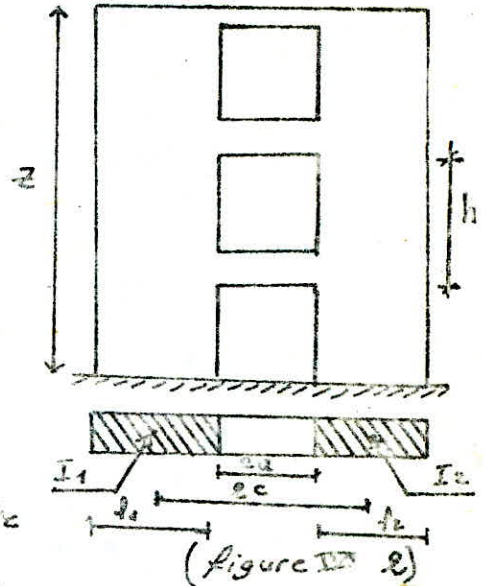
-> Valeur I_1, I_2 :

$l = 7,96 m, l_1 = l_2 = 3,00 m$

$a = 0,90 m, c = 2,48 m$

$h_e = 0,75 m, Z = 17,1 m$

$b = 0,16 m, h = 2,85 m$



1) moment d'inertie des trumeaux.

$$I_1 = I_2 = \frac{bL^3}{12} = 0,16 \cdot (3,00)^3 / 12 = 0,36 \text{ m}^4$$

2) moment d'inertie de l'inteau

$$i = bh_c^3 / 12 = 0,16 \cdot (0,75)^3 / 12 = 0,0056 \text{ m}^4$$

3) Section des trumeaux

$$S_1 = S_2 = bl = 0,16 \cdot 3,00 = 0,48 \text{ m}^2$$

4) distance entre les C.D.G. des trumeaux

$$2C = l_1/2 + l_2/2 + 2a$$

$$= 3,00/2 + 3,00/2 + 1,96 = 4,96 \text{ m} \rightarrow C = 2,48 \text{ m}$$

5) Moment Statique

$$m = 2C \left(\frac{1}{S_1} + \frac{1}{S_2} \right)$$

$$= 2 \cdot 2,48 \left(\frac{1}{0,48} + \frac{1}{0,48} \right) = 1,19 \text{ m}^3$$

6) Moment d'inertie du refend Complet

$$I = \sum I_i + 2Cm = 0,36 \times 2 + 2 \cdot 2,48 \cdot 1,19 = 6,62 \text{ m}^4$$

7) Coeff de Concordance.

$$\alpha = \omega^2$$

$$\text{avec } \omega^2 = 3i / \sum I_i \times I / m^2 \times c/h$$

$$= 3 \cdot 0,0056 / 2 \times 0,36 \times 6,62 / 1,19 \cdot 0,98^3 \times 2,48 / 2,85$$

$$= 0,1197 \rightarrow \omega = 0,346$$

$$\alpha = 0,346 \times 17,1 = 5,92 \rightarrow \text{abaque B23 b (M. DIVER)}$$

$$\psi_0 = 0,51$$

8) Inertie equivalente:

$$I_e = \frac{I}{16mc\psi_0 / \sum I_i \alpha^2 + 1} =$$

$$= \frac{6,62}{\frac{16 \cdot 1,19 \cdot 2,48 \cdot 0,51}{0,72 \cdot (5,92)^2} + 1} = 3,39 \text{ m}^4$$

Les inerties equivalentes des voiles à une seule file d'ouvertures Seront donnés dans le tableau (IV 1)

Inerties équivalentes des Refonds à un seul file
d'ouvertures

Voiles	V62	V65	V67
$l_1 (m)$	3,00	5,3	3,9
$l_2 (m)$	3,00	4,06	3,00
$a (m)$	0,98	0,5	0,98
$h_e (m)$	0,75	0,75	0,75
$b (m)$	0,16	0,16	0,16
$c (m)$	2,48	2,84	2,705
$Z (m)$	17,1	17,1	17,1
$I_1 (m^4)$	0,36	1,96	0,79
$I_2 (m^4)$	0,36	0,89	0,36
$\Omega_1 (m^2)$	0,48	0,85	0,624
$\Omega_2 (m^2)$	0,48	0,65	0,48
$I (m^4)$	0,62	14,72	9,09
$i (m^4)$	0,0056	0,0056	0,0056
$\mu (m^2)$	1,19	2,09	1,47
$\omega (m^4)$	0,346	0,575	0,302
α	5,92	9,84	5,16
γ_0	0,51	0,56	0,47
$I_e (m^4)$	3,39	12,34	4,60

(Tableau IV 1)

4- Refends à plusieurs files d'ouvertures:

L'inertie équivalente pour un voiles à plusieurs files d'ouvertures est donnée par la formule:

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I_i} \frac{40}{\alpha^2} + 1}$$

avec: I_i : Moment d'inertie de chaque trumeau
 I : Moment d'inertie du refend complet on tient compte de la présence des ouvertures.

a) Refends à deux files d'ouvertures: (figure IV 4)

$$I_e = I / \left(\frac{8I}{\sum I_i} \frac{40}{\alpha^2} + 1 \right)$$

$$I_1 = b l_1^3 / 12$$

$$I_2 = b l_2^3 / 12$$

$$I_3 = b l_3^3 / 12$$

$$i_1 = i_2 = b h_0^3 / 12$$

$$C_1 = l_1/4 + l_2/4 + a_1$$

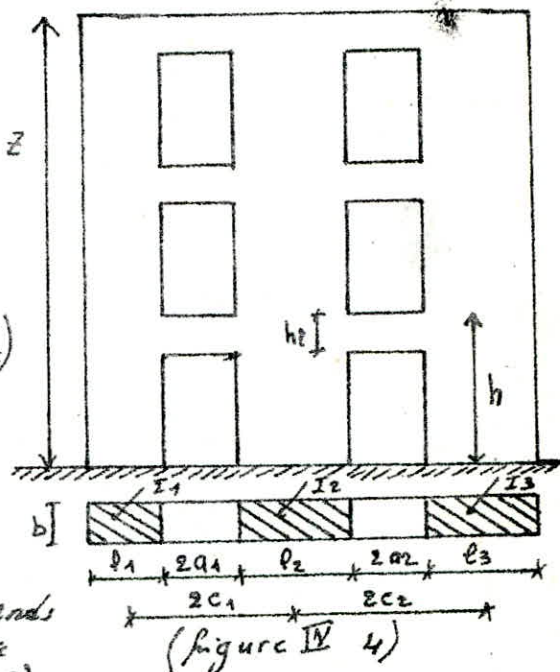
$$C_2 = l_2/4 + a_2 + l_3/4$$

$$\omega^2 = \frac{6}{h(I_1 + I_2 + I_3)} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} \right)$$

$$\alpha = \omega z$$

$$I_0 = \sum I_i + \sum \Omega_i d_i^2$$

Le calcul des inertias équivalentes pour les refends à 2 files d'ouvertures sera donné par le tableau (IV 2)



b) Refends à 3 files d'ouvertures (figure IV 5)

$$I_e = I / \left(\frac{8I}{\sum I_i} \frac{40}{\alpha^2} + 1 \right)$$

$$I_i = b l_i^3 / 12$$

$$i_i = b h_0^3 / 12$$

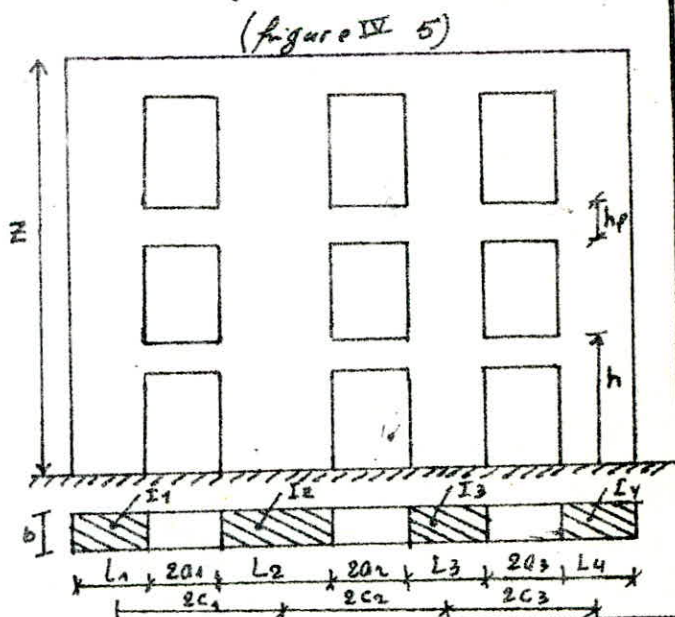
$$C_i = l_i/4 + a_i + l_{i+1}/4$$

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

$$\alpha = \omega z$$

$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i d_i^2$$

Le calcul des inertias équivalentes sera donné par le tableau (IV 3)



.II. CENTRE DE MASSE

Détermination des centres de masse des éléments soumis aux efforts sismiques et supposés concentrés au niveau des planchers.

2-1- Choix du repère :

Dans un repère orthonormé (x,y) convenablement choisi on désigne par x_i : L'abscisse de l'élément i
 y_i : L'ordonnée de l'élément i
 M_i : La masse de l'élément i

Pour la détermination du centre de gravité (centre de masse) de n éléments du procédé comme suit :

Soit : $x_1, \dots, x_i, \dots, x_n$ Les abscisses de n éléments
 $y_1, \dots, y_i, \dots, y_n$ Les ordonnées de n éléments
 $M_1, \dots, M_i, \dots, M_n$ Les masses de n éléments

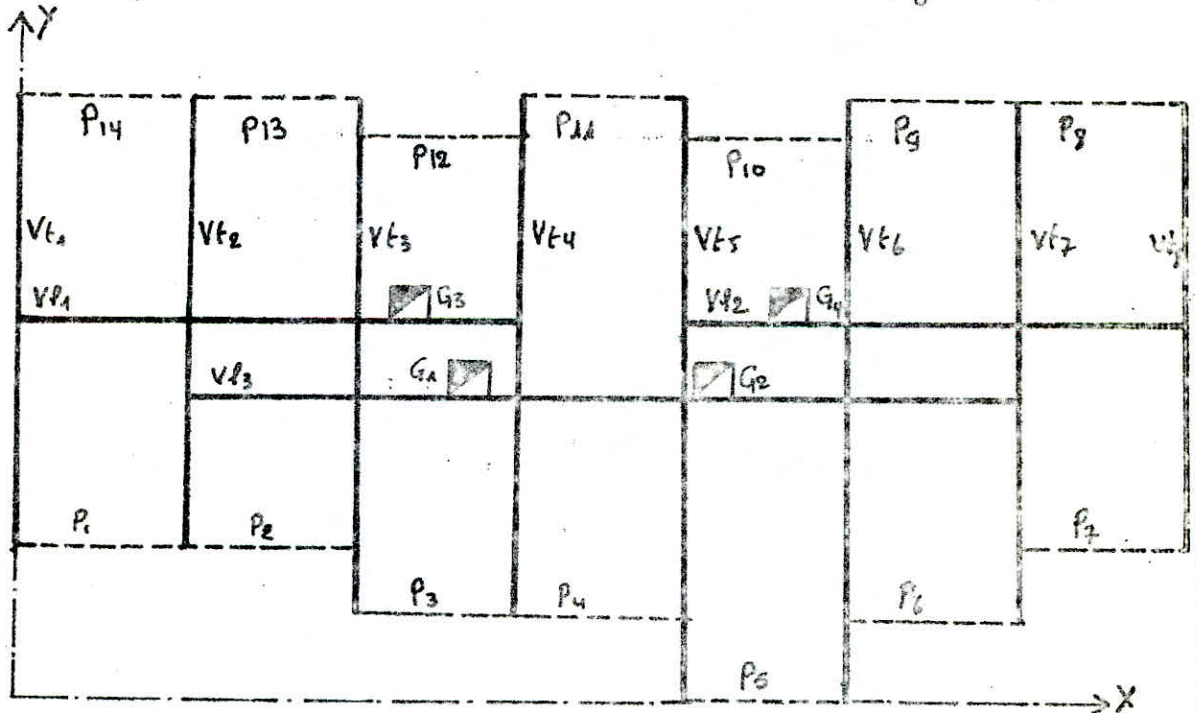
Le centre de gravité des n éléments (x_G, y_G) est donné par :

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

i : de 1 à n

Le repère choisi est schématisé ci-dessous (figure III 4)



G_i : gaine
 P_i : panneau
 V_i : Voile.

(figure III 4)

Tableau des inerties équivalentes pour les poutres à deux files d'ouvertures.

Voiles	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}	V_{t4}
$l_1(m)$	3,16	3,16	3,00	0,90
$l_2(m)$	2,1	2,1	7,2	0,66
$l_3(m)$	2,1	2,1	3,00	4,06
$a_1(m)$	0,45	0,45	0,45	1,12
$a_2(m)$	0,45	0,45	0,45	0,45
$h_e(m)$	0,75	0,75	0,75	0,75
$C_1(m)$	1,765	1,765	3,00	1,51
$C_2(m)$	1,50	1,50	3,00	1,68
$I_1(m^4)$	0,421	0,421	0,36	0,0097
$I_2(m^4)$	0,123	0,123	4,98	0,0038
$I_3(m^4)$	0,123	0,123	0,36	0,89
$\Omega_1(m^2)$	0,51	0,51	0,48	0,144
$\Omega_2(m^2)$	0,336	0,336	1,15	0,106
$\Omega_3(m^2)$	0,336	0,336	0,48	0,65
$\lambda(m)$	0,0056	0,0056	0,0056	0,0056
$I(m^4)$	9,48	9,48	40,26	9,05
$\omega(m)$	1,02	1,02	0,639	0,562
α	17,43	17,43	10,93	9,61
ψ_0	0,60	0,60	0,58	0,53
$I_e(m^4)$	7,608	7,608	30,62	6,20

(tableau IV 2)

Tableau des inerties équivalentes pour les poutres à 3 files d'ouvertures.

Voiles	V_{t3}	V_{t6}
$l_i(m)$	1 0,9 2 0,76 3 2,66 4 0,60	2,1 0,76 2,66 0,60
$a_i(m)$	1 1,12 2 0,45 3 0,40	1,27 0,45 0,40
$h_{ei}(m)$	0,75	0,75
$C_i(m)$	1 1,535 2 1,305 3 1,215	1,985 1,305 1,215
$I_i(m^4)$	1 0,0097 2 0,0058 3 0,250 4 0,0029	0,123 0,0058 0,250 0,0029
$\Omega_i(m^2)$	1 0,144 2 0,122 3 0,426 4 0,096	0,336 0,122 0,426 0,096
$I(m)$	5,39	10,95
$\omega(m)$	1,66	1,42
α	28,4	24,33
ψ_0	0,66	0,66
$I_e(m^4)$	4,784	8,720

(tableau IV 3)

2. Centre de masse des éléments verticaux:

on détermine le centre de gravité de chaque élément vertical (voile, gaine, et panneau) on repère les coordonnées de son centre de gravité dans le repère choisi.

a) niveau étage courant:

	éléments	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (tm)	$M_i Y_i$ (t.m)	
Voiles	Vt1	9,074	0,00	6,38	0	57,892	
	Vt2	7,428	3,00	6,38	22,284	47,391	
	Vt3	6,791	6,00	6,09	40,746	41,357	
	Vt4	7,379	9,00	6,56	66,411	48,406	
	Vt5	10,970	12,00	5,13	131,640	56,276	
	Vt7	9,454	18,00	4,34	152,172	36,690	
	Vt6	8,249	15,00	5,25	123,735	43,307	
	Vt8	9,074	21,00	6,38	190,554	57,892	
	Vp1	8,930	4,45	6,38	39,739	56,973	
	VL2	8,930	16,45	6,38	146,899	56,973	
	VL3	15,588	10,66	4,88	166,168	76,069	
	Facades	P1	3,80	1,42	2,28	5,40	8,66
		P2	1,28	4,42	2,28	5,66	2,92
P3		4,63	7,40	1,38	34,26	6,39	
P4		3,80	10,50	1,38	39,90	5,24	
P5		4,63	13,50	0,12	62,50	- 0,55	
P6		4,57	16,50	1,38	75,40	6,31	
P7		3,80	19,58	2,28	74,40	8,66	
P8		3,80	19,42	10,48	73,80	39,82	
P9		4,06	16,53	10,48	67,11	42,55	
P10		4,06	13,42	9,88	54,48	40,11	
P11		2,06	10,50	10,48	21,63	21,59	
P12		4,06	7,47	9,88	30,33	40,11	
P13		1,38	4,50	10,48	6,21	14,46	
P14		3,80	1,58	10,48	6,00	39,82	
gaines	G1	1,40	8,050	5,05	11,28	7,07	
	G2	1,40	12,930	5,05	18,10	7,07	
	G3	0,87	7,230	6,63	6,29	5,77	
	G4	0,87	13,77	6,63	11,98	5,77	
	Σ	155,137			1685,078	880,996	

(Tableau IV 4)

Le centre de masse des éléments Verticaux au niveau étage courant est donc:

$$X_G = \frac{\Sigma M_i X_i}{\Sigma M_i} = \frac{1685,078}{155,137} = 10,862 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\Sigma M_i Y_i}{\Sigma M_i} = \frac{880,996}{155,137} = 5,679 \text{ m}$$

b) Niveau R.D.C :

Le R.D.C de notre Batiment est réservé pour des locaux Commerciaux, pour ce-là que nous avons une différence entre les panneaux d'étage courant est celle de R.D.C :

donc le centre de masse est donné par :

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} , \quad Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i}$$

avec: $\sum M_i = \sum M_i \text{voiles} + \sum M_i \text{panneaux} + \sum M_i \text{gaines}$.

$\left. \begin{array}{l} \sum M_i \text{voiles} \\ \sum M_i \text{gaines} \end{array} \right\}$ sont donnés aux tableau (IV 4)

$\sum M_i \text{panneaux}$ est donnée ci-dessous (tableau IV 5)

	$M_i(t)$	$x_i(m)$	$M_i x_i (mt)$	$y_i(m)$	$M_i y_i (tm)$
P ₁	1,127	1,505	1,782	2,28	2,609
P ₂	1,127	4,505	5,333	2,28	2,609
P ₃	1,202	7,505	8,895	1,38	1,634
P ₄	1,202	10,505	12,438	1,38	1,634
P ₅	5,13	13,5	69,255	-0,12	-0,616
P ₆	1,202	16,505	19,541	1,38	1,634
P ₇	1,217	19,505	23,093	2,28	2,609
P ₈	4,910	19,477	95,708	10,48	51,498
P ₉	4,910	16,523	81,194	10,48	51,498
P ₁₀	4,910	13,477	66,225	9,88	48,550
P ₁₁	2,310	10,5	24,255	10,48	24,208
P ₁₂	4,910	7,523	21,999	10,48	51,498
P ₁₃	4,910	4,477	21,999	10,48	51,498
P ₁₄	4,910	1,523	7,484	10,48	51,498
Σ	43,977		459,191		330,248

(tableau IV 5)

$$\sum M_i = 43,977 + 100,867 + 4,54 = 149,384t$$

$$\sum M_i x_i = 459,191 + 1080,348 + 47,65 = 1587,189tm$$

$$\sum M_i y_i = 330,248 + 379,226 + 25,68 = 735,154tm$$

Le Centre de masse des éléments verticaux au niveau de R.D.C est donc :

$$X_G = \frac{1587,189}{149,384} = 10,625m.$$

$$Y_G = \frac{735,154}{149,384} = 4,921m$$

-3. Centre de masse des éléments horizontaux:

a) a niveau de la terrasse:

$$G + 1,2P = 716 + 1,2 \cdot 100 = 836, \text{ kg/m}^2$$

 $M_i = \text{La masse de l'élément } i$

$$M_i = (G + 1,2P) S_i$$

 $S_i = \text{La surface horizontale de l'élément } i$

élément	$S_i (m^2)$	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
dalle 1	11,94	9,98	1,5	8,33	14,97	83,13
2	11,94	9,98	4,5	8,33	44,91	83,13
3	10,44	8,73	7,5	6,53	65,47	57,01
4	16,92	14,15	10,5	7,5	148,57	106,12
5	10,44	8,73	13,5	6,53	117,95	57,01
6	11,94	9,98	16,5	8,33	161,67	83,13
7	11,94	9,98	19,5	8,33	194,61	83,13
8	11,94	9,98	1,5	4,39	14,97	43,81
9	4,98	4,16	4,5	5,47	18,72	22,76
10	4,98	4,16	7,5	5,47	31,20	22,76
11	4,98	4,16	13,5	5,47	56,16	22,76
12	4,98	4,16	16,5	5,47	68,46	22,76
13	11,94	9,98	19,5	4,39	194,61	43,81
14	6,96	5,82	4,5	3,52	26,19	20,49
16	9,66	8,08	10,5	3,07	84,84	24,81
15	9,66	8,08	7,5	3,07	60,6	24,81
17	13,92	11,64	13,5	2,32	157,14	27,00
18	9,66	8,08	16,5	3,07	133,32	24,81
Σ		149,83			1597,44	853,24

(tableau IV 6)

D'après le tableau précédent (6) le centre de masse du plancher terrasse est:

$$X_G = 10,66 \text{ m}, \quad Y_G = 5,69 \text{ m}.$$

Centre de masse des plancher terrasse + accrotère on suppose que la masse est concentrée au niveau de plan.

élément	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
terrasse	149,83	10,66	5,69	1597,44	853,24
accrotère	17,62	10,12	5,52	178,38	97,31
Σ	167,45			1775,82	950,55

(tableau IV 7)

on trouve: $X_G = 10,61 \text{ m}, \quad Y_G = 5,68 \text{ m}.$

b. Etage courant

$$G + 1,2P = 598 + 1,2 \cdot 175 = 808 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{LOGIA } G + 1,2P = 598 + 1,2 \cdot 350 = 1018 \text{ kg/m}^2$$

Même procédé que pour le plancher terrasse on dresse le tableau suivant: (IV 8)

éléments	S_i (m ²)	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (m.t)	$M_i Y_i$ (m.t)
Dalle 1	11,94	9,65	1,5	8,33	14,48	80,38
2	11,94	9,65	4,5	8,33	43,430	80,38
3	10,44	8,44	7,5	6,53	63,30	55,11
4	7,02	5,67	10,5	5,81	59,54	32,94
5	10,44	8,44	13,5	6,53	113,94	55,11
6	11,94	9,65	16,5	8,33	159,23	80,38
7	11,94	9,65	19,5	8,33	183,17	80,38
8	11,94	9,65	1,5	4,39	14,48	42,36
9	4,98	4,02	4,5	5,47	18,09	21,99
10	4,98	4,02	7,5	5,47	30,15	21,99
11	4,98	4,02	13,5	5,47	54,27	21,99
12	4,98	4,02	16,5	5,47	66,33	21,99
13	11,94	9,65	19,5	4,39	188,17	42,36
15	9,66	7,81	7,5	3,07	58,57	23,98
16	9,66	7,81	10,5	3,07	82,00	23,98
17	9,66	7,81	13,5	3,07	105,44	23,98
18	9,66	7,81	16,5	3,07	128,86	23,98
Loggia 14	6,96	7,09	4,5	3,52	31,91	24,96
Loggia 19	4,5	4,58	13,5	0,83	61,83	3,80
Escalier	10,38	11,40	10,5	9,74	119,70	111,36
Σ		150,84			1601,89	873,00

(tableau IV 8)

Les Coordonnées du Centre de masse par les éléments horizontaux sont :

$$X_G = 10,62 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,79 \text{ m}$$

C. Au niveau de RDC

$$G + 1,2P = 523 + 1,2 \cdot 400 = 1003 \text{ kg/m}^2$$

Même procédé que les autres planchers.

Élément	$S_i (m^2)$	$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
Orlle 1	11,94	11,975	1,5	8,33	17,964	99,758
2	11,94	11,975	4,5	8,33	53,987	99,758
3	10,44	10,471	7,5	6,53	78,535	68,378
4	7,02	7,0441	10,5	5,81	75,931	40,908
5	10,44	10,471	13,5	6,53	141,358	68,378
6	11,94	11,975	16,55	8,33	198,186	99,758
7	11,94	11,975	19,5	8,33	232,513	99,758
8	11,94	11,975	1,5	4,39	17,964	52,570
9	4,98	4,995	4,5	5,47	22,477	27,322
10	4,98	4,995	7,5	5,47	37,462	27,322
11	4,98	4,995	13,5	5,47	67,432	27,322
12	4,98	4,995	16,5	5,47	82,416	27,322
13	11,94	11,975	19,5	4,39	232,513	52,570
14	6,96	6,990	4,5	3,52	31,411	24,569
15	9,66	9,688	7,5	3,07	72,667	29,742
16	9,66	9,688	10,5	3,07	130,788	29,742
17	9,66	9,688	13,5	3,07	106,724	29,742
18	9,66	9,688	16,5	3,07	159,802	29,742
escalier	10,38	11,397	10,5	9,735	119,671	110,952
Σ		176,14			1874,75	1045,66

(Tableau 9)

Alors les Coordonnées du Centre de masse pour les éléments horizontaux sont:

$$X_G = 10,524 \text{ m}$$

$$Y_G = 5,87 \text{ m}$$

4. Coordonnées du centre de masse :

a) Au niveau terrasse :

On suppose que la masse est concentrée au niveau du plancher et en utilisant les tableaux précédents tableau (IV.4) (IV.5) (IV.7) (IV.8) (IV.9) on peut déduire les coordonnées du centre de masse.

éléments	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i y_i$ (t.m)
terrasse + accoter	167,45	10,61	5,68	1775,82	950,55
1/2 Mur inf	77,569	10,862	5,679	842,549	440,514
Σ	245,019			2619,209	1391,064

(tableau IV.10)

Les coordonnées du Centre de masse au niveau terrasse sont

$$x_G = \frac{\Sigma M_i x_i}{\Sigma M_i} = \frac{2619,209}{245,019} = 10,689 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\Sigma M_i y_i}{\Sigma M_i} = \frac{1391,064}{245,019} = 5,677 \text{ m.}$$

b) Au niveau Etage Courant :

éléments	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i y_i$ (t.m)
plancher	150,84	10,62	5,79	1601,921	873,364
Mur	155,937	10,862	5,679	1685,098	881,023
Σ	305,917			3287,018	1754,387

(tableau IV.11)

On trouve :

$$x_G = 10,743 \text{ m} \quad y_G = 5,733 \text{ m.}$$

c) Au niveau R.D.C :

élément	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i y_i$ (t.m)
plancher	178,14	10,524	5,87	1874,75	1045,667
Mur	149,384	10,625	4,921	1587,189	735,154
Σ	327,524			3461,939	1781,327

(tableau IV.12)

On trouve : $x_G = 10,570 \text{ m}$

$$y_G = 5,716 \text{ m}$$

III. CENTRE DE TORSION

- A. Centre de torsion de éléments transversaux et Longitudinaux

- a) Elements transversaux

pour déterminer l'abscisse du centre de torsion dans le repère déjà choisi (figure IV 4) on utilise le même procédé qu'auparavant.

Soit:

x_i : l'abscisse de l'élément i dans le même repère

I_{ei} : l'inertie équivalente de l'élément i

L'abscisse du Centre de torsion est donnée par la formule

$$x_T = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}} \quad i: \text{de } 1 \text{ à } n$$

dans le tableau (IV 13) on résume le calcul du centre de torsion pour les éléments transversaux.

éléments	$I_{ei} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{ei} x_i (m^5)$
Vt1	6,72	0	0
Vt2	3,39	3,00	10,17
Vt3	4,78	6,00	28,68
Vt4	6,20	9,00	55,8
Vt5	12,34	12,00	134,08
Vt6	8,72	15,00	130,8
Vt7	4,60	18,00	82,8
Vt8	6,72	21,00	141,12
Σ	53,47		583,45

(tableau IV 13)

finalement l'abscisse du Centre de torsion est.

$$x_T = \frac{583,45}{53,47} = 10,911 \text{ m}$$

b) Elements Longitudinaux.

par le même procédé que pour les éléments transversaux on détermine l'ordonnée du Centre de torsion y_T .

Soit:

y_j : l'ordonnée du Centre de gravité du repère j dans le repère utilisé pour la détermination du Centre de masse

Etude Au Contournement

I_{ej} : L'inertie equivalente du refend j
 L'ordonnée du Centre de torsion est donnée par la formule

$$y_T = \frac{\sum I_{ej} y_j}{\sum I_{ej}}$$

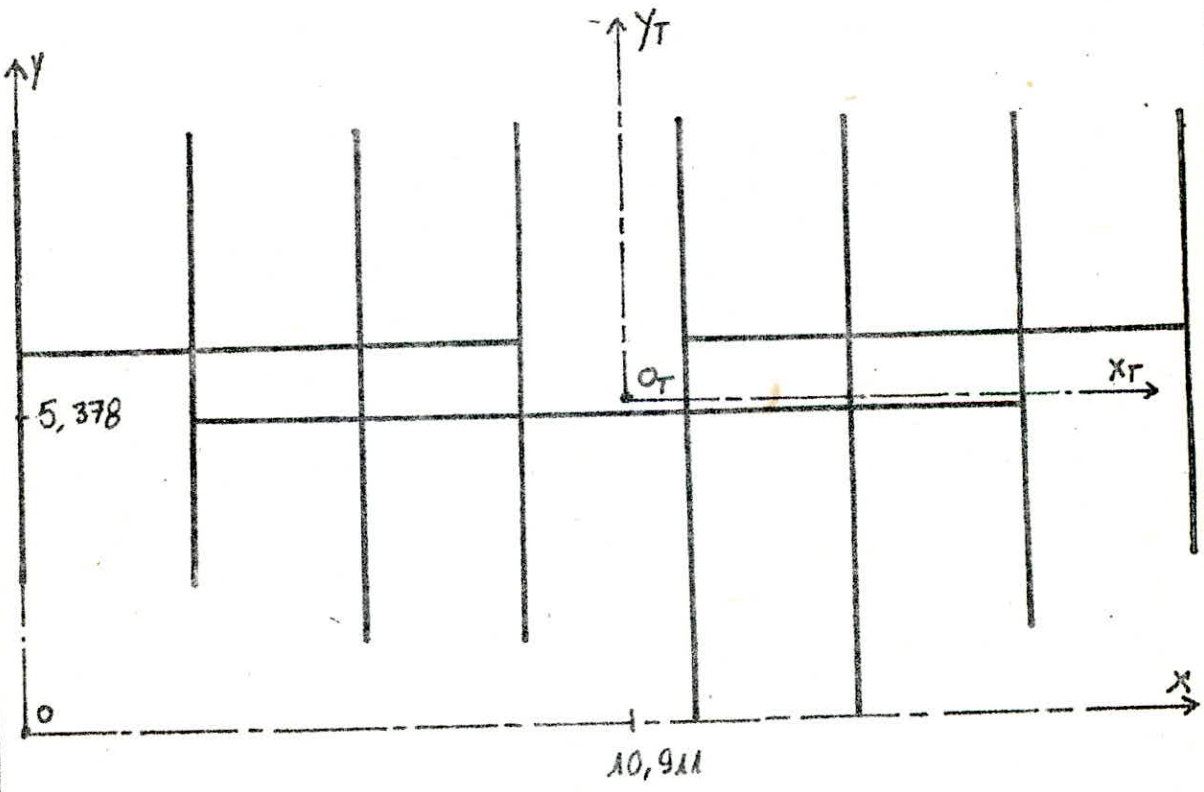
elements	$I_{ej} (m^4)$	$y_j (m)$	$I_{ej} y_j (m^5)$
V_{11}	7,61	6,38	48,55
V_{12}	7,61	6,38	48,55
V_{13}	30,62	4,72	144,526
Σ	45,84		246,52

(tableau IV, 14)

L'ordonnée de Centre de torsion est:

$$y_T = \frac{246,52}{45,84} = 5,378 \text{ m}$$

Centre de torsion



(figure IV, 5)

2. Calcul des excentricités dans les deux sens

a) sens transverse

$$e_t = x_T - x_G$$

b) sens Longitudinal

$$e_l = y_T - y_G$$

avec $x_G = 10,911 \text{ m}$
 $y_T = 5,378 \text{ m}$ } pour tous les niveaux

	Terrasse	etage Courant	R.D.C
x_G	10,689	10,743	10,570
y_G	5,677	5,733	5,716
e_T	0,222	0,168	0,341
e_l	-0,299	-0,355	-0,338

(tableau IX 15)

d'après le tableau (IX. 15) la plus grande excentricité se trouve au niveau du plancher étage courant $e_l = 0,355$.
 L'excentricité accidentelle fixée par (RPA 81) est de 5% de la plus grande dimension du bâtiment $l = 21,36 \text{ m}$.

$$\text{donc } e_{ac} = \frac{5 \times 21,32}{100} = 1,066 \text{ m}$$

L'excentricité à retenir pour les calculs est la plus grande des deux excentricités (théoriques et accidentelle)

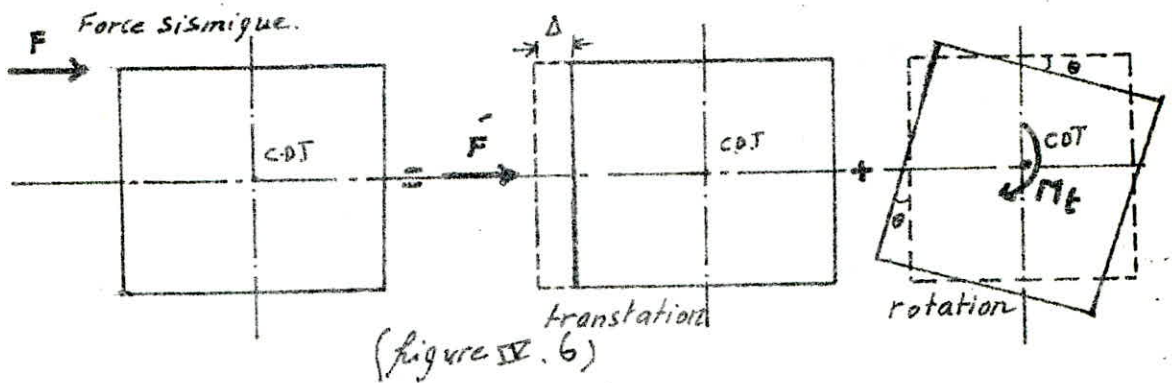
$$e = \max(e_l, e_{ac}) = \max(0,355, 1,066) = 1,066 \text{ m}$$

donc c'est l'excentricité accidentelle qui doit être prise dans les calculs (5%) < 20% (prescription de C.T.C)

IV. REPARTITION SISMIQUE DS LES REF.

1. Introduction:

L'excentrement entre le Centre de masse et le Centre de torsion, dû à la dissymétrie que présente le bâtiment en plan, dans les deux sens, longitudinal et transversal. Provoque des effets supplémentaires dans les refends (figure IX.6)
(rotation des refends par rapport au centre de torsion C.D.T)



2. Méthode du Centre de torsion:

Le Centre de torsion d'un groupe de refends et le point caractérisé par les propriétés suivantes:

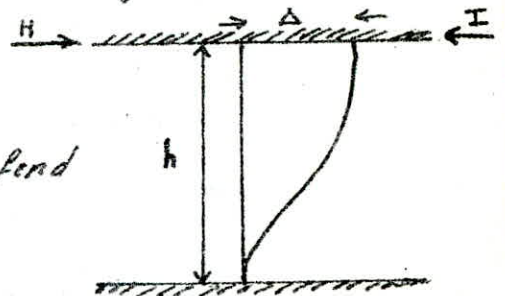
1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque une translation parallèle à cette force.
2. L'effet d'un couple de torsion dont l'axe verticale passe par le centre de torsion provoque une rotation uniquement de même sens que celui du couple (moment).

3. La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force H (ou couple M) extérieur provoque sa translation ou sa rotation. (figure IX.7)

Donc pour un refend (i) la rigidité est donnée par la formule:

$$R = \frac{12EI}{h^3}$$

avec: h: hauteur de ce refend
I: Moment d'inertie de ce refend
E: Module d'élasticité



Et comme pour notre cas tous les refends ont (figure IX.7) la même hauteur h, et le module d'élasticité E, on peut simplifier le calcul en remplaçant la rigidité R par l'inertie I

3. Efforts dans les refends:

Les effets sismiques à un niveau donné se répartissent

Comme nous l'avons indiqué, suivant les inerties des refends.

ces derniers sont soumis à des efforts de rotation et des efforts de translation.

- pour un refend parallèle à la direction de la force est soumis à un effort de rotation et un effort de translation.

- pour un refend perpendiculaire à l'action de la force il est soumis aux seuls efforts de rotation.

a) Seisme agissant transversalement.

1 - pour un refend transversal (i).

$$H_i = H_{i\text{rot}} + H_{i\text{tran}} = F_1 + F_2$$

$$F_1 = H_{i\text{rot}} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{ix} \cdot X_i}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{iy} \cdot Y_j^2}$$

$$F_2 = H_{i\text{tran}} = H \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

$$H_i = H \cdot e_x \frac{I_{ix} \cdot X_i}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{iy} \cdot Y_j^2} + H \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}$$

2 - pour un refend longitudinalement.

$$H_j = H_{j\text{rot}} = F_3 = H \cdot e_y \frac{I_{iy} \cdot Y_j}{\sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{iy} \cdot Y_j^2}$$

b) Seisme agissant longitudinalement.

1 - pour un refend transversal (i)

$$H_i = H_{i\text{rot}} = \frac{H \cdot e_x \cdot I_{ix} \cdot X_i}{J}$$

2 - pour un refend longitudinal (j)

$$H_j = H_{j\text{rot}} + H_{j\text{tran}} = F_3 + F_4$$

$$H_{j\text{rot}} = F_3 = H \cdot e_y \cdot \frac{I_{iy} \cdot Y_j}{J}$$

$$H_{j\text{tran}} = F_4 = H \cdot e_y \cdot \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

$$H_j = F_3 + F_4 = H \cdot e_y \frac{I_{iy} \cdot Y_j}{J} + H \cdot e_y \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

avec: H effort sismique

H_i effort repris par le refend i (refend transversal)

H_j " " " " j (" " Longitudinal

I_{ix} Moment d'inertie du refend i / x

I_{iy} " " " " j / y

$e_x = e_y$ l'excentricité

$J = \sum I_{ix} \cdot X_i^2 + \sum I_{iy} \cdot Y_j^2$

(x_i, y_j) sont les coordonnées du C.d.g du refend (i,j)

considéré dans un repère orthonomé. Convenablement chois

On remarque que lorsque le seisme agit dans le sens transversal, en plus de la force de translation seuls les refends transversaux subissent la force de rotation due à l'excentricité et quand il agit longitudinalement, en plus de la force de translation, seuls les refends longitudinaux subissent la force de rotation.

4- Répartition des effort horizontal aux dans les refends:

En appliquant les formules citées précédemment, on obtient les efforts dus au Seisme horizontal sollicitant chaque élément de Contreventement.

Vu que la force extérieure (H) varie en fonction de l'étage considéré, on utilise pour la détermination des efforts dans les refends un artifice de Calcul qui consiste à prendre une force extérieure constante $H_0 = 100t$ par exemp puis en se servant de la règle des (3), on peut déduire l'effort horizontal réel " H_n " pour un niveau donné

par exemple : pour le niveau terrasse (6^{em}) $H = 32,126t$ donc l'effort réel dans un voile V_n (ex) = $H_n = \frac{H \cdot H_{0i}}{H_0}$ et pour ce voile et sous $H_0 = 100t$ on trouve $H_{0i} = 9,126t$ (tableau

alors $H_{F_i} = \frac{32,126 \cdot 9,126}{100} = 2,982t$ (tableau

a): Effort dans les voiles transversaux:

Voile	L_i (m)	X_i (m)	X_i^2 (m ²)	$L_i \cdot X_i$	$L_i \cdot X_i^2$	F_1 (t)	F_2 (t)	$F_1 + F_2$
V_{t_1}	6,72	-10,911	119,050	-73,322	800,015	12,568	-3,442	9,126
V_{t_2}	3,39	-7,911	62,584	-26,818	212,160	6,340	-1,259	5,081
V_{t_3}	4,79	-4,911	24,118	-23,475	115,284	8,939	-1,102	7,837
V_{t_4}	6,20	-1,911	3,652	11,848	22,642	11,595	-0,556	11,038
V_{t_5}	12,34	1,089	1,186	13,348	14,634	23,078	0,626	23,704
V_{t_6}	8,72	4,089	16,720	35,656	145,748	16,308	1,673	17,981
V_{t_7}	4,60	7,089	50,254	32,609	231,168	8,603	1,530	10,133
V_{t_8}	6,72	10,089	101,788	67,798	684,015	12,568	3,182	15,750
Σ	53,47				2225,716			100,650

(Tableau II. 16)

$F_1 + F_2 = H_i$: effort dû au Seisme horizontal revenant à chaque voile transversal (i)

b) Effort dans Les Voiles Longitudinaux:

Voiles	I_{jy}	Y_j	Y_j^2	$I_{jy} \cdot Y_j$	$I_{jy} \cdot Y_j^2$	F_3	F_4	$F_3 + F_4$
V_{e1}	7,61	1,109	1,230	8,439	9,359	16,601	0,396	16,997
V_{e2}	7,61	1,109	1,230	8,439	9,359	16,601	0,396	16,997
V_{e3}	30,62	-0,551	0,303	-16,872	9,296	66,795	-0,792	66,003
Σ	45,84				28,014			99,997

(tableau IX. 17)

$F_3 + F_4 = H_j$: Effort du au siesme horizontal, revenant à chaque Voile Longitudinal (j)

D'après Les tableau...

$$J = \Sigma I_{ix} X_i^2 + \Sigma I_{jy} Y_j^2 = 2225,716 + 28,014 = 2253,730$$

c) Répartition des forces dans Les Voiles à chaque niveau
 On détermine les efforts reels dans Les Voiles à chaque niveau en utilisant l'artifice de calcul précisé à La page (66)

- Remarque: Seisme agissant transversalement repris par Les Voiles transverseaux
- Seisme agissant Longitudinalement repris par Les Voiles Longitudinaux.

Voiles	Terrasse	5 ^{ème}	4 ^{ème}	3 ^{ème}	2 ^{ème}	1 ^{ère}	RDC
V_{e1}	2,982	2,914	2,331	1,748	1,166	0,583	0
V_{e2}	1,660	1,622	1,298	0,973	0,649	0,324	0
V_{e3}	2,561	2,502	2,002	1,501	1,001	0,501	0
V_{e4}	3,606	3,524	2,802	2,115	1,410	0,705	0
V_{e5}	7,745	7,569	6,055	4,540	3,028	1,514	0
V_{e6}	5,875	5,741	4,593	3,444	2,267	1,148	0
V_{e7}	3,310	3,235	2,588	1,941	1,294	0,647	0
V_{e8}	5,146	5,029	4,023	3,016	2,012	1,006	0
V_{e1}	7,076	6,995	5,532	4,149	2,766	1,383	0
V_{e2}	7,076	6,995	5,532	4,149	2,766	1,383	0
V_{e3}	27,479	26,855	21,485	16,113	10,742	5,371	0

(tableau IX. 18)

d) Distribution des efforts tranchants et Moments Fléchissants dans Les Voiles. dûent au Seisme Transversal et Longitudinal:

Nive Voile	Terrasse		5 ^{ème}		4 ^{ème}		3 ^{ème}		2 ^{ème}		1 ^{ère}		RDC	
	T (t.m)	M (t.m)	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M	T	M
Vt1	2,982	0,000	5,896	8,498	8,227	25,302	9,975	48,749	11,141	77,178	11,724	108,93	11,724	142,343
Vt2	1,660	0,000	3,282	4,623	4,58	13,977	5,553	27,03	6,201	42,856	6,525	60,529	6,525	79,125
Vt3	2,560	0,000	5,062	7,131	7,064	21,558	8,565	40,69	9,566	66,10	10,006	93,363	10,006	121,88
Vt4	3,607	0,000	7,132	10,046	9,952	30,372	12,066	58,735	13,476	93,123	14,181	131,53	14,181	171,946
Vt5	7,746	0,000	15,316	21,575	21,372	65,226	25,914	126,136	28,942	149,991	30,456	282,476	30,456	369,276
Vt6	5,875	0,000	11,677	16,365	16,21	49,318	19,655	95,577	21,952	151,534	23,10	214,097	23,10	279,932
Vt7	3,310	0,000	6,546	9,223	9,134	27,879	11,075	53,911	12,369	85,475	13,016	120,725	13,016	157,821
Vt8	5,146	0,000	10,175	14,333	14,198	43,331	17,225	83,795	19,237	132,886	20,243	187,711	20,243	245,404
Vt9	7,076	0,000	13,941	19,707	19,524	59,581	23,673	115,224	26,439	182,692	27,822	258,043	27,822	337,336
Vt10	7,076	0,000	13,941	19,707	19,524	59,581	23,673	115,224	26,439	182,692	27,822	258,043	27,822	337,336
Vt11	27,480	0,000	54,336	79,539	75,821	234,396	91,935	450,485	102,049	711,645	107,42	1002,489	107,42	1308,632

(Tableau IV. 19)

CHAP 5

ETUDE AU VENT

Etude au Vent

Où que notre Batiment 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.
Les calculs seront menés d'après le règlement en vigueur N.V. 65 en utilisant la méthode simplifiée après avoir vérifié les conditions suivantes :

- La construction est constituée par un bloc unique.
- La base au niveau du sol est rectangulaire de longueur $a = 21,16$ m et de largeur $b = 10,84$ m
- La hauteur h différence entre le niveau de la base de la construction et le niveau de la cote de la toiture est inférieure à 30 m.

$$(h = 18, \text{ m})$$

Les dimensions doivent respecter les conditions suivantes :

$$\frac{h}{a} = \frac{18}{21,16} = 0,85 > 0,25 \quad \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{a} = 0,85 < 2,5 \quad \text{vérifiée}$$

Les pressions dynamiques étant constantes sur toute la hauteur du bâtiment.
elle est donnée par :

$$q = (46 + 0,7R) k_r \cdot k_s$$

k_r : coefficient de région (dans notre cas. littoral - région II)

k_s : coefficient de site (site normal. $k_s = 1$)

pression normale : $k_r = 1,4$

pression extrême : $k_r = 1,75 \times 1,4 = 2,45$

$$\text{pour la pression normale } q_n = (46 + 0,7 \cdot 18,72) \cdot 1,4 \cdot 1 = 82,74 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{pour la pression extrême } q_e = 1,75 \cdot q_n = 144,80 \text{ kg/m}^2$$

Les pressions dynamiques doivent être affectées d'un coef. de réduction S
ce coef est donné par l'abaque (R III N V 65)

$$\text{pour } L = 21,16 \text{ m} \quad S = 0,78$$

$$\text{donc } q_n = S \cdot 82,74 = 0,78 \cdot 82,74 = 64,54 \text{ kg/m}^2$$

$$q_e = 0,78 \cdot 144,80 = 112,94 \text{ kg/m}^2$$

La direction du vent est supposée normale aux parois verticales
on doit prendre en compte les coef. de pression suivantes :

actions moyennes au vent $c_e = +0,8$

actions moyennes sous le vent $c_e = -0,8$

Les actions résultantes sont déterminées en combinant de la façon la plus défavorable pour chaque élément, les actions extérieures et intérieures moyennes.

Pour chaque

La pression totale qui sera répartie sur la surface totale du bâtiment uniformément sur toute la hauteur:

$$q_1 = q_n \times C_e = q_n \times 0,8$$

$$q_2 = q_n \times C_e = q_n \times 0,5$$

$$q_t = 64,54 (0,8 + 0,5) = 83,90 \text{ kg/m}^2$$

$$q_t = q_1 + q_2 = q_n (0,8 + 0,5)$$

Répartition du vent sur chaque niveau:

1. Détermination des surfaces revenant à chaque niveau:

- Dans le sens longitudinal: ($b = 10,84 \text{ m}$, $l = 2,85 \text{ m}$)

niveau terrasse: $10,84 \cdot \frac{2,85}{2} = 15,45 \text{ m}^2$

niveau étage courant: $10,84 \times 2,85 = 30,90 \text{ m}^2$

niveau R.D.C: $10,84 \cdot \left(\frac{2,85}{2} + 0,90\right) = 25,20 \text{ m}^2$

- Dans le sens transversal: ($b = 21,16 \text{ m}$,)

niveau terrasse: $21,16 \cdot \frac{2,85}{2} = 30,15 \text{ m}^2$

niveau étage courant: $21,16 \cdot 2,85 = 60,30 \text{ m}^2$

niveau R.D.C: $21,16 \cdot \left(\frac{2,85}{2} + 0,9\right) = 49,20 \text{ m}^2$

2. Détermination des forces à chaque niveau:

$$F_L = q_t \cdot S_L \quad \text{avec } q_t \text{ en kg/m}^2, S_L \text{ en m}^2 \text{ et } F_L \text{ en kg}$$

$$F_t = q_t \cdot S_t$$

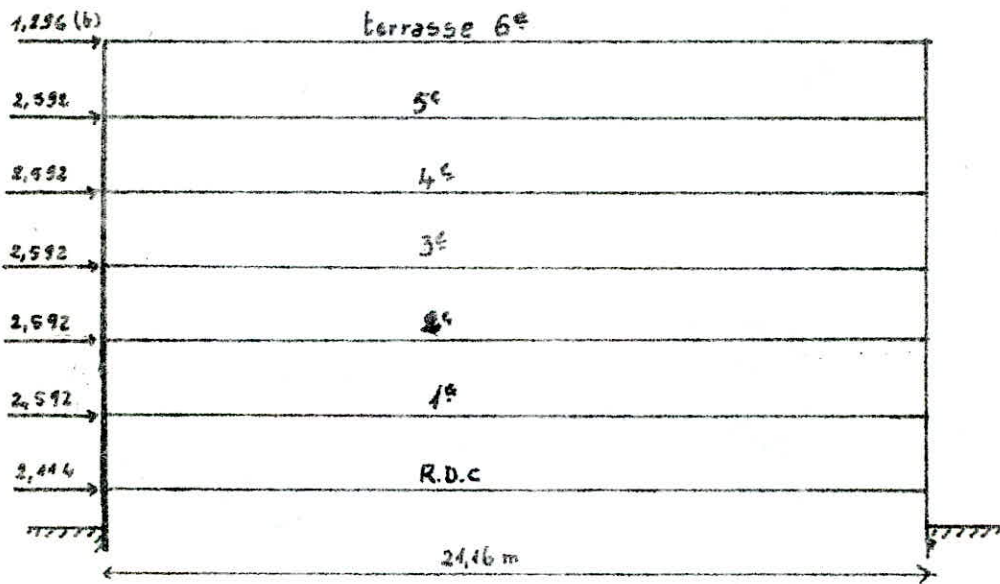
pour avoir les forces dues au vent extrême on multiplie celles dues au vent normal par 1,75.

Tableau résumant les forces dues au vent à chaque niveau.

Niveaux	S(m ²)	q _L (t/m ²)	F _L (t)	S _t (m ²)	F _t (t)
terrasse	15,45	83,90	1,296	30,15	2,529
5 ^e	30,90	83,90	2,592	60,30	5,059
4 ^e	30,90	83,90	2,592	60,30	5,059
3 ^e	30,90	83,90	2,592	60,30	5,059
2 ^e	30,90	83,90	2,592	60,30	5,059
1 ^e	30,90	83,90	2,592	60,30	5,059
R.D.C	25,20	83,90	2,144	49,20	4,128

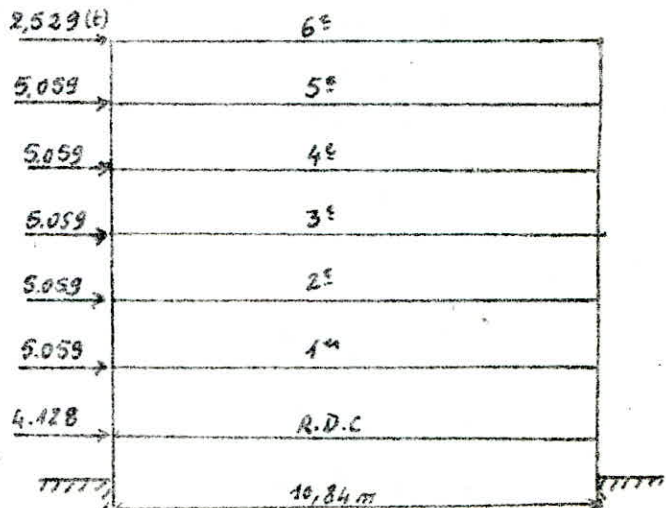
Tab (V-1)

Forces totales agissantes sur le bâtiment
- sens longitudinal



- Sens transversal

fig (V.1)



Répartition des forces dans les Voiles :

Les forces dues au vent se répartissent proportionnellement aux inerties des rez-de-chaussée.

On procède comme pour les forces sismiques (en tonnes)
voir chap. IX p. 66

Niveaux Voiles	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	R.D.C
V ₆₁	0,231	0,462	0,462	0,462	0,462	0,462	0,377
V ₆₂	0,128	0,257	0,257	0,257	0,257	0,257	0,210
V ₆₃	0,199	0,396	0,396	0,396	0,396	0,396	0,323
V ₆₄	0,279	0,558	0,558	0,558	0,558	0,558	0,456
V ₆₅	0,599	1,199	1,199	1,199	1,199	1,199	0,978
V ₆₆	0,454	0,909	0,909	0,909	0,909	0,909	0,742
V ₆₇	0,296	0,592	0,592	0,592	0,592	0,592	0,418
V ₆₈	0,398	0,796	0,796	0,796	0,796	0,796	0,650
V ₆₉	0,220	0,440	0,440	0,440	0,440	0,440	0,359
V ₆₁₀	0,220	0,440	0,440	0,440	0,440	0,440	0,359
V ₆₁₁	0,855	1,711	1,711	1,711	1,711	1,711	1,395

(Tableau 2,2)

Exemple de calcul :

Les calculs ont été menés de la même manière que pour le séisme :

pour la voile V₆₁ :
$$H_v = \frac{H \cdot H_{61}}{H_0} = \frac{2,529 \times 9,126}{100} = 0,231 (t)$$

En comparant le tableau des forces dans les voiles dues au vent à celles dues au séisme.

On remarque que l'effet du vent est négligeable devant l'effet du séisme.

Ce qui nous amène dans la suite de nos calculs à ne pas tenir compte de l'effet du vent.

CHAP. 3

ETUDE DES VOILES

I. CHARGES HORIZONTALES

Distribution des efforts horizontaux dans les éléments de refends

1- Généralités:

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de (A. Fuentez) « calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé »

Ainsi par cette méthode, on peut déterminer les efforts T et M dans les éléments du refend considéré sous l'action des forces sismiques, ou sous l'action du vent.

Dans notre cas l'effet du vent n'est pas prépondérant devant l'effet sismique, donc l'effet du vent sur le bâtiment ne peut être pris en considération vu les petites valeurs des efforts résultants.

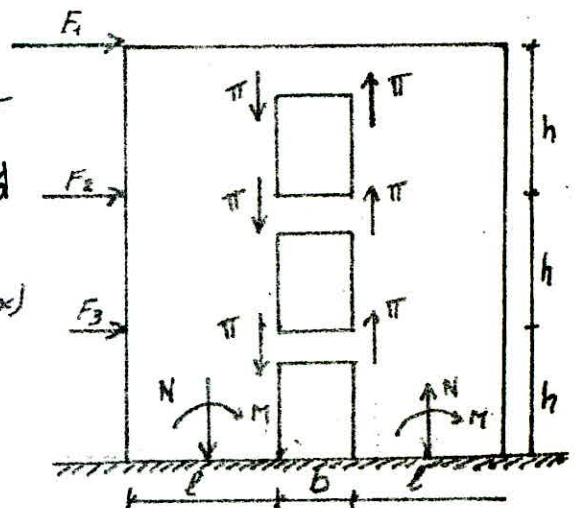
Chaque refend sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données.

2- Exposé de la méthode:

a. Refend à une seule file d'ouverture:

Le refend en maçonnerie ou en béton armé, présentant des ouvertures superposées sur toute sa hauteur, situées dans l'axe du refend, le fait que les ouvertures soient superposées crée un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend. Une telle disposition est incompatible avec l'hypothèse du voile indéformable.

Soit le voile présenté dans la figure (VII.1) sollicité aux forces horizontales F_i à chaque niveau i , le refend composé de demi-refends de largeur égale, relié par des éléments horizontaux (linteaux) de faible rigidité relative, encastree dans les demi-refends à leurs extrémités pour effectuer un tel calcul, nous devons écrire:

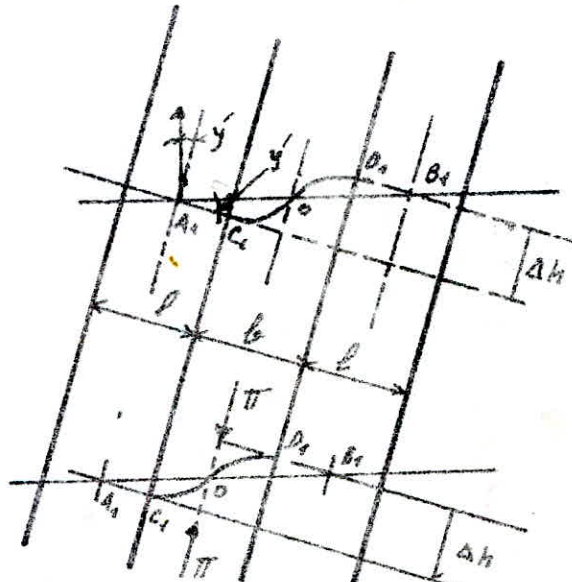


(figure VII.1)

Etude des Voiles

- a. que deux points A_1 et B_1 (figure 2) des fibres moyennes des demi-repends situées dans un même plan horizontal, restent dans un même plan horizontal et ont même déplacement après déformation,
- b. qu'une section plane A_1C_1 ou B_1D_1 perpendiculaire à la fibre moyenne sous sollicitation, reste plane et perpendiculaire à la déformée après déformation

En supposant que le point d'inflexion du linteau se situe au milieu de (b) le moment d'encastrement des linteaux est tel que si (bh) est le déplacement qu'on constate entre les points C_1 et D_1 sous l'effet de la rotation (y') des demi-repends reliés par le linteau, ce linteau subit une déformation telle qu'au point (O), milieu de (b), deux efforts (π) égaux et opposés, sont créés de sorte que la flèche du linteau s'écrit :



(figure VI. 2)

$$f = \frac{\pi \left(\frac{b}{2}\right)^3}{3Ei} = \frac{bh}{2} \Rightarrow \pi = \frac{3Ei bh}{2 \frac{b^3}{8}} = \frac{12Ei bh}{b^3}$$

avec : f : la flèche
 i : inertie du linteau
 π : effort tranchant dans le linteau

Le moment d'encastrement du linteau en C_1 ou D_1 est donc :

$$M_{C_1} = M_{D_1} = \pi \frac{b}{2} = \frac{6Ei bh}{b^2}$$

En admettant un point de moment nul en (O), milieu de CD,

Etude des Voiles

Δh s'exprime par rapport à y'_A (qui est égale à

$$y'_A = \Delta h / (l + b) \text{ par l'égalité suivante}$$

$$\Delta h = (b + l) / y'_A \text{ d'où } M_{CA} = 6EI(b + l) y'_A / b^2$$

- Le moment par rapport au fibre neutre des demi-refends est:

$$M_{A1} = \frac{\pi(l+b)}{2} = \frac{12EI \Delta h}{b^3} \cdot \frac{l+b}{2} = \frac{6EI \Delta h (b+l)}{b^3}$$

$$= \frac{6EI(b+l)^2}{b^3} \cdot y'_A$$

c'est le moment dû au linteau, à chaque niveau, exprimé en fonction de la rotation du demi-refend à ce niveau

On peut donc écrire le moment à chaque niveau en partant du haut du refend, de la façon suivante (voir figure VI, 3)

Si P = charge horizontale concentrée à chaque niveau
 I = inertie de chaque demi-refend
 h = hauteur d'étage

$$\text{On a } M_B = Ph - \frac{6EI(l+b)^2}{b^3} y'_A = Ph - K y'_A$$

$$\text{avec } K = \frac{6EI(l+b)^2}{b^3}$$

et

$$y'_A = y'_B + \frac{Ph^2}{2EI} - K y'_A \frac{h}{EI}$$

d'où y'_B en fonction de y'_A

$$M_C = (2Ph + Ph) - K (y'_A + y'_B)$$

$2Ph + Ph$ = moment de console enc

On calculera de proche en proche la rotation à chaque niveau en fonction de y'_i , en fin en écrivant que la rotation au niveau de l'encastrement (c.à.d. noe) égale à zéro.

Puisque le moment dû au linteau, à chaque niveau s'exprime en fonction de la rotation à ce niveau, et qu'une rotation à un niveau quelconque peut s'exprimer en fonction de la rotation y'_n en tête, nous avons d'une façon générale, à l'étape n en partant du sommet et après avoir calculé $y'_1, y'_2, \dots, y'_{n-1}$ la valeur de y'_n en écrivant

$$y'_{n-1} = y'_n + \text{moment console en } (n-1) \frac{h}{EI} + \text{effet tranchant en } (n-1) \frac{h}{2EI}$$

$$- K (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) \times \frac{h}{EI}$$

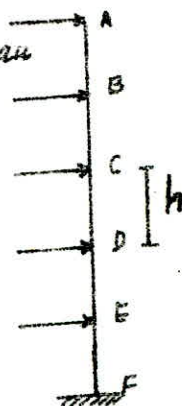


figure (VI 3)

et la valeur du moment à l'étage (n) en écrivant:

$$M_n = M_{n-1} + T_{n-1} h - K(y_1' + y_2' + \dots + y_{n-1}')$$

T_{n-1} : effort tranchant en (n-1)
 M_{n-1} : moment de console en (n-1) } Voir chp, Contreventement
 tableau (IV-19)
 $K = 6EI(l+b)^2 / b^3$

b. Refend à plusieurs files d'ouvertures:

Si tous les refends, ils ont une inertie constante sur toute la hauteur du bâtiment, et s'ils sont tous parfaitement encastés à la base, l'égalité des déplacements, dans ce même plan horizontal, entraîne l'égalité des rotations dans ce même plan.

Par suite de l'égalité des pentes des linteaux, au droit des refends, le point de moment nul dans ces linteaux se situe au milieu.

Le partage des efforts horizontaux est proportionnel aux inerties des refends, puis correction des moments fléchissants qui en résultent compte tenu des réactions dues aux linteaux.

- Cas de trois files d'ouvertures:

Soit le voile à 3 files d'ouvertures présenté ci-dessous figure (II-4) sollicitant par des forces horizontales F_i à chaque niveau i , le refend est composé de 4 trisemeaux I, II, III et IV liés entre eux par des linteaux.

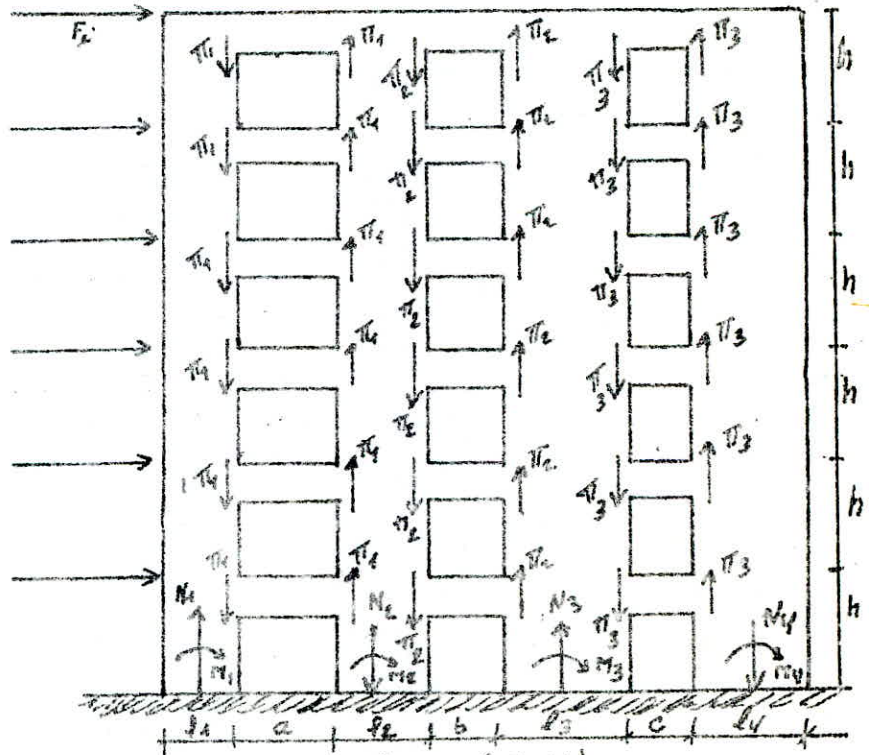


figure (II-4)

Etude des Voies

Le déplacement du repend entraine la creation des effets dans le trumeaux (effets internes) et les linteaux (voir figure (N 5))

En supposant que les points d'inflexion des linteaux se situent au milieu de a, b et c, le moment d'encastrement des linteaux et tel que les linteaux subissent des deformations Δh_1 et Δh_2 , Δh_3 , 3 effets π_1 , π_2 et π_3 sont creés de sorte que la flèche du linteau s'écrite.

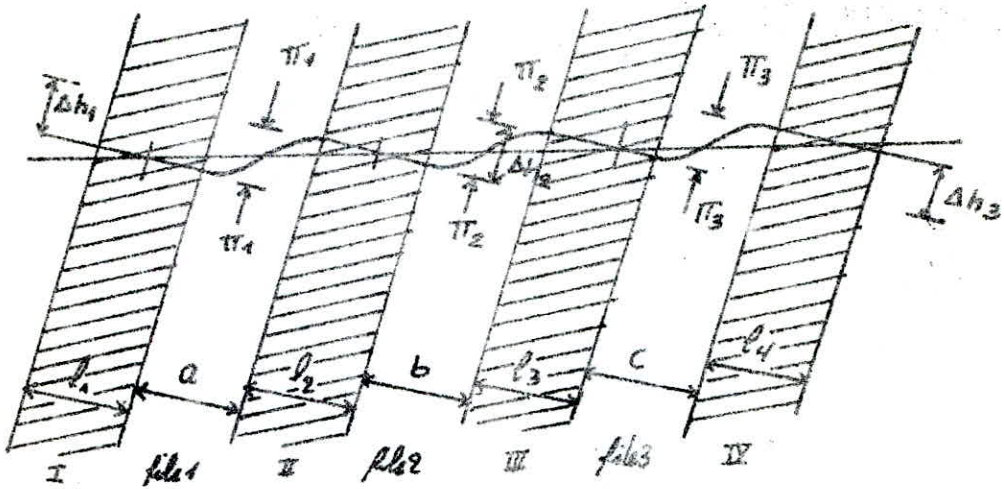


figure (N 5)

$$\frac{\pi_1 \left(\frac{a}{2}\right)^3}{3EI_1} = \frac{\Delta h_1}{2}, \quad \frac{\pi_2 \left(\frac{b}{2}\right)^3}{3EI_2} = \frac{\Delta h_2}{2}, \quad \frac{\pi_3 \left(\frac{c}{2}\right)^3}{3EI_3} = \frac{\Delta h_3}{2}$$

avec :

$$\pi_1 = \frac{12EI_1 \Delta h_1}{a^3}, \quad \pi_2 = \frac{12EI_2 \Delta h_2}{b^3}, \quad \pi_3 = \frac{12EI_3 \Delta h_3}{c^3}$$

$$I_1 = I_2 = I_3 = I$$

par ailleurs nous pouvons exprimer Δh_1 , Δh_2 , Δh_3 en fonction de y'

$$\Delta h_1 = \frac{(l_1 + 2a + l_2)}{2} y'$$

$$\Delta h_2 = \frac{(l_2 + 2b + l_3)}{2} y'$$

$$\Delta h_3 = \frac{(l_3 + 2c + l_4)}{2} y'$$

Ce qui nous donne pour π_1 , π_2 et π_3

$$\left. \begin{aligned} \pi_1 &= \frac{6EI}{a^3} (l_1 + 2a + l_2) y' \\ \pi_2 &= \frac{6EI}{b^3} (l_2 + 2b + l_3) y' \\ \pi_3 &= \frac{6EI}{c^3} (l_3 + 2c + l_4) y' \end{aligned} \right\}$$

→ Les effets tranchants dans les linteaux

d'où les valeurs des moments de correction dans les différents refends en fonction de la rotation y' du niveau considéré :

Dans le refend I $M_1 = \pi_1 \left(\frac{a+l_1}{2} \right) = \frac{3EI}{a^3} (l_1+2a+l_2)(a+l_1)y'$

Dans le refend II $M_2 = \pi_1 \left(\frac{a+l_2}{2} \right) + \pi_2 \left(\frac{b+l_2}{2} \right)$

$$M_2 = \frac{3EI}{a^3} (l_1+2a+l_2)(a+l_2)y' + \frac{3EI}{b^3} (l_2+2b+l_3)(b+l_2)y'$$

dans le refend III $M_3 = \pi_2 \left(\frac{b+l_3}{2} \right) + \pi_3 \left(\frac{c+l_3}{2} \right)$

$$M_3 = \frac{3EI}{b^3} (l_2+2b+l_3)(b+l_3)y' + \frac{3EI}{c^3} (l_3+2c+l_4)(c+l_3)y'$$

Dans le refend IV

$$M_4 = \pi_3 \left(\frac{c+l_4}{2} \right) = \frac{3EI}{c^3} (l_3+2c+l_4)(c+l_4)y'$$

Le calcul peut donc être effectué comme dans le cas du refend à une seule file d'auvent, (voir figure II-3) on posant :

$$K_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1+2a+l_2)(a+l_1)$$

$$K'_1 = \frac{3EI}{a^3} (l_1+2a+l_2)(a+l_2)$$

$$K_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2+2b+l_3)(b+l_2)$$

$$K'_2 = \frac{3EI}{b^3} (l_2+2b+l_3)(b+l_3)$$

$$K_3 = \frac{3EI}{c^3} (l_3+2c+l_4)(c+l_3)$$

$$K'_3 = \frac{3EI}{c^3} (l_3+2c+l_4)(c+l_4)$$

L'égalité des déplacements et des rotations, à tous les étages de hauteur h , impose le partage de la somme des moments de correction d'un même niveau, proportionnellement aux inerties des refends, d'où la possibilité de déterminer les moments dans chaque refend en fonction de la rotation de l'étage considéré.

On calculera par récurrence la rotation du refend d'inertie ΣI , à un niveau quelconque, en partant du Sommet :

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

avec h = hauteur d'étage.
et de même.

$$M_n = M_{n-1} + (T_{n-1})h - \Sigma K' (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1}) - \Sigma K (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

avec : M_{n-1} = Moment de Console en $(n-1)$ (sous effet ext. total)

Etude des voiles

T_{n-1} = Effort tranchant en $(n-1)$ (Sous effort ent-total)
 M_n = Moment corrigé au dessus du linteau de rang n .

alors le moment pour chaque élément est donné par

$$M_{ij} = \frac{M_n I_i}{\sum I_i} \quad \text{moment de l'élément } i \text{ pour le niveau } j$$

et les efforts normaux dans les éléments I, II, III, IV sont donnés par (voir figure. 4):

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum \Pi_1 \\ N_2 &= \sum \Pi_2 - \sum \Pi_1 \\ N_3 &= \sum \Pi_3 - \sum \Pi_2 \\ N_4 &= \sum \Pi_4 \end{aligned}$$

3. Applications:

a) Refends pleins:

Les voiles pleins ne posent pas de problème, ils seront calculés comme une poutre encastree a la base (console) soumise aux forces sismiques. (effets horizontaux).

Il sont sollicités aux moments fléchissants et efforts tranchants seulement qu'ils sont calculés dans le chap (Etude au contreventement) voir tableau (V. 19) Vt_1 et Vt_8 .

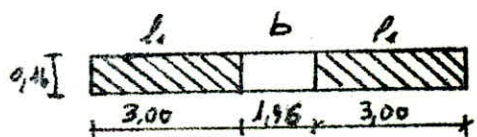
b. Refend avec une file d'ouvertures

on examine en detail la distribution des efforts horizontaux pour chaque type des voiles, en prenant comme exemple l'un d'eux, pour les autres les seuils des résultats seront inscrits dans des tableaux.

En prenant comme exemple Vt_2 .

$$K = \frac{6.3,45.10^6.0,005(1,96+3,00)^2}{(1,96)^3}$$

$$= 378750,8$$



(figure VI 6)

$$\begin{aligned} \sum IE &= E(I_1 + I_2) = 3,45.10^6.0,36.2 = 2484.10^3 \\ \sum 2EI &= 4968.10^3 \end{aligned}$$

$$A = h / \sum EI = 2,85 / 2484.10^3 = 1,147.10^{-6}$$

$$B = h^2 / \sum 2EI = (2,85)^2 / 4968.10^3 = 1,635.10^{-6}$$

$$\alpha = Kh / \sum EI = 378750,8.2,85 / 2484.10^3 = 0,434$$

$$Y'_{n-1} = Y'_n + M_{n-1}.A + B.T_{n-1} - \alpha(Y'_1 + Y'_2 + \dots + Y'_{n-1})$$

$$\text{on pose } M_{n-1}.A + T_{n-1}.B = H_{n-1} \rightarrow Y'_{n-1} = Y'_n + H_{n-1} - \alpha(Y'_1 + Y'_2 + \dots + Y'_{n-1})$$

Etude des Voiles

$$\text{d'où } y'_n = y'_{n-1} - H_{n-1} + \alpha (y'_1 + y'_2 + \dots + y'_{n-1})$$

$$\text{partécorrence} \rightarrow y'_2 = y'_1 - H_1 + \alpha y'_1$$

$$y'_3 = y'_2 - H_2 + \alpha (y'_1 + y'_2)$$

$$y'_4 = y'_3 - H_3 + \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3)$$

$$y'_5 = y'_4 - H_4 + \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4)$$

$$y'_6 = y'_5 - H_5 + \alpha (y'_1 + y'_2 + y'_3 + y'_4 + y'_5)$$

dans notre cas $n = 6$ (6 niveaux)
et d'après ces équations on tire la valeur de H_i en fonction de y'_i

$$H_1 = (1+\alpha) y'_1 - y'_2$$

$$H_2 = \alpha y'_1 + (1+\alpha) y'_2 - y'_3$$

$$H_3 = \alpha y'_1 + \alpha y'_2 + (1+\alpha) y'_3 - y'_4$$

$$H_4 = \alpha y'_1 + \alpha y'_2 + \alpha y'_3 + (1+\alpha) y'_4 - y'_5$$

$$H_5 = \alpha y'_1 + \alpha y'_2 + \alpha y'_3 + \alpha y'_4 + (1+\alpha) y'_5 - y'_6$$

$$H_6 = \alpha y'_1 + \alpha y'_2 + \alpha y'_3 + \alpha y'_4 + \alpha y'_5 + (1+\alpha) y'_6$$

ainsi on pose les équations sous la forme d'un système matriciel

$$\begin{bmatrix} \alpha+1 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha & \alpha+1 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha & \alpha & \alpha+1 & -1 & 0 & 0 \\ \alpha & \alpha & \alpha & \alpha+1 & -1 & 0 \\ \alpha & \alpha & \alpha & \alpha & \alpha+1 & -1 \\ \alpha & \alpha & \alpha & \alpha & \alpha & \alpha+1 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \\ y'_5 \\ y'_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ H_5 \\ H_6 \end{bmatrix}$$

$$\text{avec } H_i = M_{i-1} A + T_{i-1} B$$

d'où :

$$\begin{aligned} H_1 &= 0 + 1,66 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 2,714 \cdot 10^{-6} \\ H_2 &= 4,623 \cdot 1,47 \cdot 10^{-6} + 3,282 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 10,669 \cdot 10^{-6} \\ H_3 &= 13,971 \cdot 1,47 \cdot 10^{-6} + 4,85 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 23,520 \cdot 10^{-6} \\ H_4 &= 27,03 \cdot 1,47 \cdot 10^{-6} + 5,553 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 40,083 \cdot 10^{-6} \\ H_5 &= 42,856 \cdot 1,47 \cdot 10^{-6} + 6,201 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 59,243 \cdot 10^{-6} \\ H_6 &= 60,529 \cdot 1,47 \cdot 10^{-6} + 6,525 \cdot 1,635 \cdot 10^{-6} = 80,095 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

d'où la valeur de y'_i

$$\begin{bmatrix} 1,434 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0,434 & 1,434 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 0,434 & 0,434 & 1,434 & -1 & 0 & 0 \\ 0,434 & 0,434 & 0,434 & 1,434 & -1 & 0 \\ 0,434 & 0,434 & 0,434 & 0,434 & 1,434 & -1 \\ 0,434 & 0,434 & 0,434 & 0,434 & 0,434 & 1,434 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} y'_1 \\ y'_2 \\ y'_3 \\ y'_4 \\ y'_5 \\ y'_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2,714 \cdot 10^{-6} \\ 10,669 \cdot 10^{-6} \\ 23,520 \cdot 10^{-6} \\ 40,083 \cdot 10^{-6} \\ 59,243 \cdot 10^{-6} \\ 80,095 \cdot 10^{-6} \end{bmatrix}$$

d'ou

$$\begin{aligned}
 y_1' &= 10,055 \cdot 10^{-6} \\
 y_2' &= 20,309 \cdot 10^{-6} \\
 y_3' &= 25,466 \cdot 10^{-6} \\
 y_4' &= 28,725 \cdot 10^{-6} \\
 y_5' &= 27,913 \cdot 10^{-6} \\
 y_6' &= 20,013 \cdot 10^{-6}
 \end{aligned}$$

determination des effets.

niveau	T	N	M _n	M _{n'}	M _n
T	0,452	2,452	0	0	0
5 ^e	3,102	5,554	-1,350	-0,675	0,675
4 ^e	3,699	9,443	0,204	0,102	0,102
3 ^e	4,387	13,830	3,612	1,806	1,806
2 ^e	4,263	18,093	8,558	4,279	4,279
1 ^e	3,056	21,149	15,556	7,828	7,828
RDC	0,000	21,149	26,675	13,337	13,337

Verification:

(tableau 21 1)

M_n: au droit du parement superieur du linteau.

$$M_n = \frac{1}{k(n-1)} T_{(n-1)} - k(y_1' + y_2' + \dots + y_{n-1}') \rightarrow \text{calculé dans le tableau (1)}$$

M_{n'}: au droit du parement inferieur du linteau.

$$M_n' = \text{Moment exterieur} - k(y_1' + y_2' + \dots + y_n')$$

$$\begin{aligned}
 M_1' &= -6,084 \quad (\text{Terrasse}) \\
 M_2' &= -9,042 \quad (5^e) \\
 M_3' &= -9,444 \quad (4^e) \\
 M_4' &= -7,268 \quad (3^e) \\
 M_5' &= -2,074 \quad (2^e) \\
 M_6' &= 8,076 \quad (1^e) \\
 M_7' &= 26,675 \quad (\text{RDC})
 \end{aligned}$$

M_L: moment de correction à chaque étage = M_n - M_{n'}

T	m _{L1} = 6,084	} → Σ M _L = 52,45
5 ^e	m _{L2} = 7,642	
4 ^e	m _{L3} = 9,645	
3 ^e	m _{L4} = 10,880	
2 ^e	m _{L5} = 7,58	
1 ^e	m _{L6} = 7,58	
RDC	m _{L7} = 0	

Il faut que:

$$M_{\text{ext}} - \Sigma M_L = M_n(\text{RDC})$$

$$79,125 - 52,45 = 26,675 \text{ Verifié}$$

M_{ext} → (chap: Etude au Contraintement tableau (2, 19))

diagramme de moment flechissant et effort tranchant

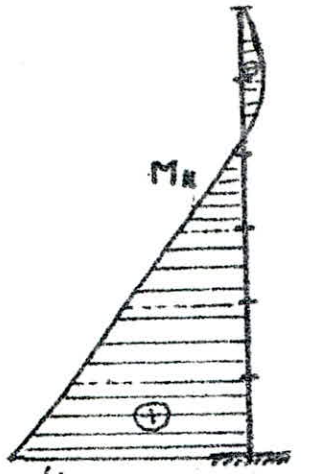
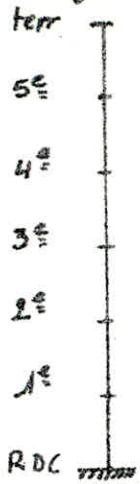


diagramme de moment de flexion de les refends.

(figure VI 7)

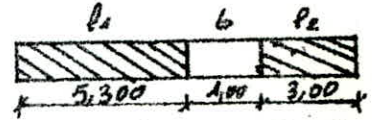


diagramme d'effort tranchant dans les linteaux.

- determinations des efforts dans Vt5

$K = 3761024,4$
 $K' = 2387952$
 $\Sigma K = 6148976,4$
 $A = 0,29 \cdot 10^{-6}$
 $B = 0,686 \cdot 10^{-6}$

$\alpha = 1,782$



(figure III 8)

	$H_i \cdot 10^6$	$Y_i \cdot 10^6$	$T_i (t)$	$N_i (t)$	$N_{ei} (t)$	$M_{xi} (tm)$	$M_{ei} (tm)$	$M_{zi} (tm)$	$M'_{xi} (tm)$	$m_i (tm)$
T	5,314	4,267	5,039	5,039	5,039	0	0	0	-25,949	25,949
5e	16,764	6,557	7,749	12,788	12,788	-3,873	-2,66	-1,27	-43,780	39,907
4e	33,577	9,083	10,794	23,582	23,582	-0,630	-0,433	-0,197	-56,217	55,587
3e	54,356	10,984	13,170	36,752	36,752	4,694	3,228	1,466	-63,129	67,823
2e	77,852	11,678	14,435	51,187	51,187	10,725	7,376	3,349	-63,616	74,341
1e	102,811	9,687	13,627	64,814	64,814	18,869	12,979	5,892	-51,309	70,178
RDC	/	0	0	64,814	64,814	35,491	24,408	11,083	35,491	0

(tableau VI 2)

Vérification:

$\Sigma m_t = 333,785 \text{ t.m.}$

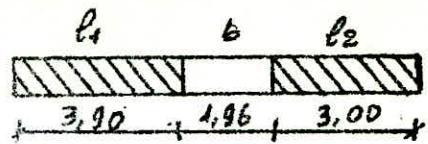
$M_{ext} = 369,276 \text{ t.m.}$ (voir contreventé tableau (VI 79))

$M_{ext} - \Sigma m_t = 369,276 - 333,785 = 35,491 \text{ t.m.} = M_x(RDC)$

→ Vérifié

Voile V₇:

$K = 438073,3$
 $K' = 413142,23$
 $\Sigma K = 901186,65$
 $A = 0,7184 \cdot 10^{-6}$
 $B = 1,0236 \cdot 10^{-6}$
 $\alpha = 0,65$



(figure VI 9)

États	$H \cdot 10^6$	$y' \cdot 10^6$	$N_{max} (t)$	$T (t)$	$M_m (t \cdot m)$	$M_a (t \cdot m)$	$M_{el} (t \cdot m)$	$M_{ext} (t \cdot m)$	$m t_{cm}$
Terrasse	3,385	12,205	2,033	2,053	-10,999	0	0	0	10,999
5 ^e	13,322	16,750	4,823	2,790	-16,661	-0,490	-1,075	-1,565	15,096
4 ^e	29,366	22,255	8,630	3,707	-18,271	0,557	1,226	1,785	20,056
3 ^e	50,044	26,423	12,932	4,402	-16,051	2,429	5,331	7,760	23,811
2 ^e	74,032	26,414	17,332	4,400	-8,297	4,853	10,653	15,506	23,803
1 ^e	100,004	20,352	20,727	3,395	8,585	8,437	18,517	26,954	18,369
PDC	/	0	20,727	0	46,680	14,298	31,382	45,680	0

tableau (VI 3)

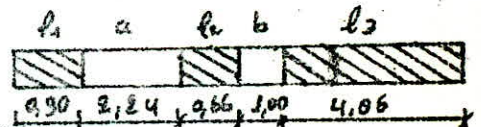
Verification:

$\Sigma mt = 112,134 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $M_{ext} = 157,821 \text{ t} \cdot \text{m}$

$M_{ext} - \Sigma mt = 112,134 + 157,821 = 45,687 \approx M_{RDC} \rightarrow \text{Verifie}$

c - Refond a deux files d'ouvertures:

Voile V₄



$$K_1 = \frac{3,345 \cdot 10^6 \cdot 0,0056 \cdot (0,9 + 4,48 + 0,66)}{(2,24)^3 / (2,24 + 0,9)}$$

(figure VI 10)

$\approx 97802,72$

$K_2 = K_1 \cdot (0,66 + 2,24) / (2,24 + 0,9) = 90327,35$

$$K_3 = \frac{3,345 \cdot 10^6 \cdot 0,0056 \cdot (0,66 + 2 + 4,06) \cdot (1 + 0,66)}{(1)^3} = 64655,54$$

$K_4 = K_3 \cdot (1 + 0,66) / (1 + 0,66) = 1970825,47$

$\Sigma IE = 3,45 \cdot 10^6 (0,0097 + 0,0039 + 0,89) = 3,117 \cdot 10^6$

Etude des Voiles

$$\Sigma 2EI = 6,234 \cdot 10^6$$

$$\Sigma K = 2223611,08$$

$$A = \frac{h}{\Sigma IE} = 0,914 \cdot 10^{-6}, \quad B = \frac{h^2}{\Sigma 2EI} = 1,303 \cdot 10^{-6}$$

$$d = \frac{\Sigma K \cdot h}{\Sigma IE} = 2,033$$

$$\begin{aligned} H_1 &= 0 + 3,607 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 4,70 \cdot 10^{-6} \\ H_2 &= 10,046 \cdot 0,914 \cdot 10^{-6} + 7,132 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 18,475 \cdot 10^{-6} \\ H_3 &= 30,372 \cdot 0,914 \cdot 10^{-6} + 9,452 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 40,725 \cdot 10^{-6} \\ H_4 &= 58,735 \cdot 0,914 \cdot 10^{-6} + 12,066 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 69,406 \cdot 10^{-6} \\ H_5 &= 93,123 \cdot 0,914 \cdot 10^{-6} + 13,476 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 102,674 \cdot 10^{-6} \\ H_6 &= 131,53 \cdot 0,914 \cdot 10^{-6} + 14,187 \cdot 1,303 \cdot 10^{-6} = 138,696 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

d'où:

$$\begin{bmatrix} 3,033 & -1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 2,033 & 3,033 & -1 & 0 & 0 & 0 \\ 2,033 & 2,033 & 3,033 & -1 & 0 & 0 \\ 2,033 & 2,033 & 2,033 & 3,033 & -1 & 0 \\ 2,033 & 2,033 & 2,033 & 2,033 & 3,033 & -1 \\ 2,033 & 2,033 & 2,033 & 2,033 & 2,033 & 3,033 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ Y_3 \\ Y_4 \\ Y_5 \\ Y_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 4,70 \\ 18,475 \\ 40,725 \\ 69,406 \\ 102,674 \\ 138,696 \end{bmatrix} \times 10^{-6}$$

$$\Rightarrow \begin{aligned} Y_1 &= 3,855 \cdot 10^{-6} \\ Y_2 &= 6,992 \cdot 10^{-6} \\ Y_3 &= 13,383 \cdot 10^{-6} \\ Y_4 &= 10,563 \cdot 10^{-6} \\ Y_5 &= 14,728 \cdot 10^{-6} \\ Y_6 &= 12,736 \cdot 10^{-6} \end{aligned}$$

Distribution des efforts sur les éléments de V4

	Ferrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
TE4	0,240	0,436	0,658	0,834	0,917	0,793	0
TE	3,00	5,45	8,233	10,425	11,473	9,921	0
NA	0,240	0,676	1,324	2,168	3,025	3,878	3,878
NE	2,76	7,774	15,309	24,94	35,496	43,913	43,913
ME	3	9,450	16,683	27,108	38,581	47,791	47,791
MA	0	4,708	6,253	11,114	15,744	21,401	33,497
MA	0	0,083	67 \cdot 10^3	119 \cdot 10^3	0,169	0,230	0,360
ME	0	7,183 \cdot 10^3	26,3 \cdot 10^3	48 \cdot 10^3	0,066	0,09	0,141
MA	0	1,682	6,160	10,948	15,509	21,081	32,996
MA'	-8,572	-13,832	-17,839	-18,645	-17,005	-6,919	33,497
ME	8,572	15,547	23,501	29,759	32,749	25,83	33,497

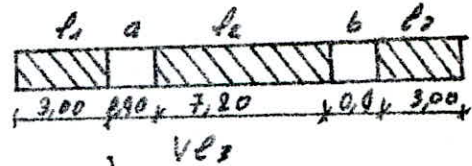
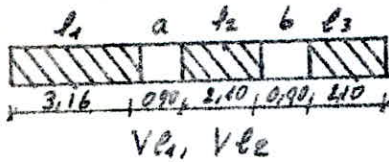
(feuille VI 4)

Vérification

$\Sigma m_t = 138,449 \text{ t.m}$, $M_{ext} = 171,946 \text{ t.m}$

$M_{ext} - \Sigma m_t = 171,946 - 138,449 = 33,497 = M_n(RDC)$ - Vérifié

- Voiles. V_{e1} , V_{e2} , V_{e3} .



(Figure VI. 11)

On pose les Caractéristiques des Voiles qu'on aura besoin sous forme de tableau.

	$K_1.10^6$	$K'_1.10^6$	$K_2.10^6$	$K'_2.10^6$	$\Sigma K.10^6$	$A.10^6$	$B.10^6$	α
V_{e1}, V_{e2}	2,2789	4,6039	1,431	1,431	5,393	1,238	1,765	6,576
V_{e3}	3,7209	7,728	7,728	3,7209	22,898	0,145	0,207	3,32

(Tableau VI. 5)

Distribution des efforts sur les éléments de V_{e1} , V_{e2} .

	terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$H.10^6$	12,489	49,091	108,221	184,230	272,837	368,565	/
$\gamma.10^6$	2,143	5,489	8,681	10,694	12,031	6,413	0
π_1	2,130	6,162	9,746	11,938	13,435	7,159	0
π_2	2,135	5,237	8,282	10,203	11,482	6,118	0
N_1	2,530	8,792	18,538	30,476	43,911	51,070	51,070
N_2	-1,345	-1,32	-2,784	-4,519	-6,472	-7,513	-7,513
N_3	2,235	7,472	15,754	25,457	37,439	43,557	43,557
M_n	0	7,531	17,343	26,170	35,965	46,411	91,120
M_1	1	4,753	10,947	16,518	22,701	29,294	57,514
M_2	0	1,389	3,198	4,826	6,632	8,559	16,803
M_3	0	1,389	3,198	4,826	6,632	8,559	16,803
M'_n	-1,635	-22,071	-29,473	-31,503	-28,940	11,826	91,120
m_t	1,635	29,602	46,816	57,673	64,905	34,585	0

(Tableau VI. 6)

Vérification:

$\Sigma m = 246,216 \text{ t.m}$. $M_{ext} = 337,336 \text{ t.m}$
 $M_{ext} - \Sigma m = 337,336 - 246,216 = 91,12 \text{ t.m} = M_{n(RDC)}$ - Vérifié

Distribution des effets sur les éléments de V_{E3}

	terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$H \cdot 10^6$	5,688	22,781	49,682	84,351	124,313	167,596	/
$\psi \cdot 10^6$	2,515	5,177	7,932	10,125	11,267	9,822	0
π_1	4,799	9,878	15,135	19,32	21,499	18,742	0
π_2	4,799	9,878	15,135	19,32	21,499	18,742	0
N_1	4,799	13,677	28,812	48,132	69,631	88,373	88,373
N_2	0	0	0	0	0	0	0
N_3	4,799	13,677	28,812	48,132	69,631	88,373	88,373
M_n	0	20,730	58,266	92,729	122,901	154,892	236,135
M_1	0	1,309	3,680	5,857	7,761	9,783	14,914
M_2	0	18,111	50,906	81,016	107,376	135,327	206,308
M_3	0	1,309	3,680	5,857	7,761	9,783	14,914
M'_n	-57,588	-97,813	-129,361	-139,113	-135,003	-70,012	236,135
m_t	57,588	118,543	181,627	231,842	257,994	224,904	0

(tableau VI 7)

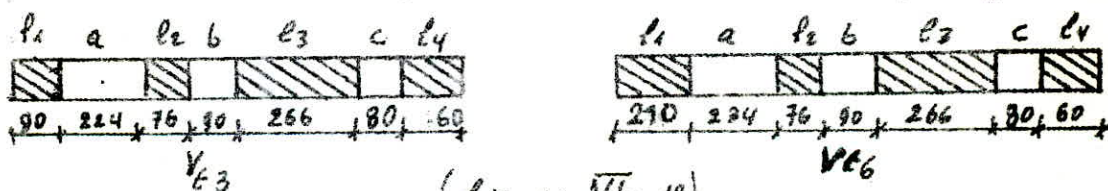
Vérification:

$\Sigma m_t = 1072,498 \text{ t.m.}$

$M_{ext} = 1308,632 \text{ t.m.}$

$M_{ext} - \Sigma m_t = 1308,632 - 1072,498 = 236,134 \text{ t.m.} = M_{nRDC} \rightarrow \text{Vérifié}$

d: Refend à trois filas d'ouvertures: (V_{E3}, V_{E6})



(figure VI-12)

Caractéristiques des Voiles.

	$K_1 \cdot 10^3$	$K'_1 \cdot 10^3$	$K_2 \cdot 10^3$	$K'_2 \cdot 10^3$	$K_3 \cdot 10^3$	$K'_3 \cdot 10^3$	$\Sigma K \cdot 10^3$	$A \cdot 10^6$	$B \cdot 10^6$	α
V_{E3}	99,422	94,989	688,899	1477,478	1903,57	770,234	5034,59	3,077	4,386	15,491
V_{E6}	151,438	105,734	688,937	1477,479	1903,58	770,234	5097,40	2,164	3,084	11,03

(tableau VI 8)

Distribution des efforts sur les éléments des V_{E3} et V_{E6}

	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC		
V_{E3}	H.10 ⁶	11,264	44,293	97,653	163,337	246,207	332,331	/	
	y.10 ⁶	0,812	2,130	3,414	4,253	5,282	5,292	0	
	π_1	0,1576	0,4134	0,6627	0,8255	1,0253	1,0272	0	
	π_2	2,0659	5,4192	8,6861	10,8207	13,4388	13,4642	0	
	π_3	2,7387	7,1839	11,5116	14,3443	17,8149	17,8486	0	
	N ₁	0,1576	0,5710	1,2337	2,0592	3,0845	4,117	4,117	
	N ₂	1,9083	6,974	14,9373	24,9327	37,3462	49,7832	49,7832	
	N ₃	0,6728	2,4375	5,2660	8,7896	13,1657	17,5501	17,5501	
	N ₄	2,7387	9,9226	21,4372	35,7815	53,5964	71,445	71,445	
	M ₂	0	3,2079	6,7459	9,6905	11,6882	13,3583	15,2325	
	M ₁	0	0,1159	0,2438	0,3502	0,4224	0,4828	0,5505	
	M ₂	0	0,0693	0,1458	0,2094	0,2526	0,2886	0,3292	
	M ₃	0	2,9880	6,2834	9,0262	10,8869	12,4425	14,1880	
	M ₄	0	0,03466	0,0729	0,1047	0,1263	0,1443	0,1646	
	M ₂	-4,0881	-7,5157	-10,4421	-11,7826	-14,9045	-13,2807	15,2325	
	mt	4,0881	10,7236	17,1881	21,4721	26,5927	26,6430	15,2325	
	V_{E6}	H.10 ⁶	18,119	71,241	156,716	267,315	395,620	534,546	/
		y.10 ⁶	1,9063	4,8138	7,7280	9,6716	10,5552	12,4116	0
		π_1	0,1300	0,3284	0,5272	0,6598	0,7200	0,8470	0
π_2		1,5823	3,9957	6,4146	8,0279	8,7613	10,3022	0	
π_3		2,0976	5,2968	8,5034	10,6420	11,6142	13,6569	0	
π_4		0,1300	0,4584	0,9856	1,6454	2,3654	3,2121	3,2121	
N ₂		1,4523	5,1196	11,007	18,3751	26,4164	35,8719	35,8719	
N ₃		0,5153	1,8164	3,9052	6,5193	9,3722	12,7269	12,7269	
N ₄		2,0976	7,3944	15,8978	26,5398	38,1540	51,8109	51,8109	
M ₂		0	7,0266	15,2185	21,8741	28,5913	37,3507	39,9187	
M ₁		0	2,2643	4,9040	7,0488	9,2133	12,0360	12,8635	
M ₂		0	0,1068	0,2312	0,3324	0,4345	0,5676	0,6066	
M ₃		0	4,6022	9,9676	14,3268	18,7263	24,4634	26,1453	
M ₄		0	0,0534	0,1156	0,1662	0,2172	0,28378	0,3033	
M ₂		-9,7171	-17,6050	-24,1690	-27,4259	-29,2127	-29,9161	39,9187	
mt		9,7171	24,6326	39,3927	49,300	53,8040	63,2668	0	

(Tableau VI 9)

Verification.

V_{E3} : $\sum mt = 106,6477$, $M_{ext} = 121,88 \rightarrow M_{ext} - \sum mt = 15,2327$
 V_{E6} : $\sum mt = 240,113$, $M_{ext} = 279,932 \rightarrow M_{ext} - \sum mt = 39,819$ } - Vérifié

II. CHARGES VERTICALES

1- Introduction:

Les sollicitations Verticales proviennent des charges permanentes (G) et surcharges d'exploitation (P). Elles sont distribuées selon les surfaces des planchers correspondant à chaque voile prise en considération.

On remarque que pour les voiles avec fûts d'ouvertures que les charges verticales ne sont pas centrées ce qui provoque l'apparition des moments dans les trumeaux dus à l'excentrement de la charge verticale de la ligne moyenne du trumeau, cet excentrement est dû à la participation des linteaux au transport de ces charges jusqu'aux fondations.

L'examen de ces excentrement ne provoque que des moments négligeables. C'est pourquoi qu'on suppose que les charges verticales sont centrées dans la suite de nos calculs.

Les moments

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= N_1 \cdot e_1 \\ M_2 &= N_2 \cdot e_2 \end{aligned} \right\}$$

Sont négligeables

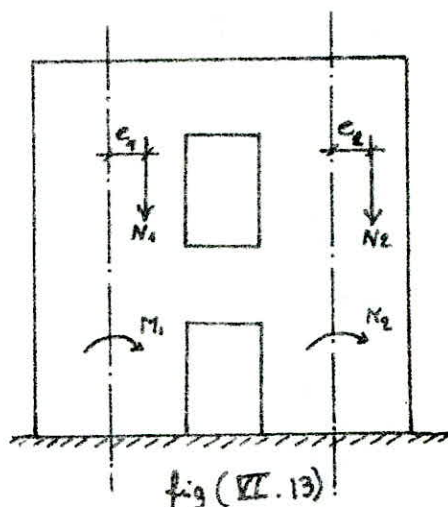


fig (VI.13)

- 2 - Étude sous la charge permanente G:

Pour évaluer la charge permanente (G) revenant à un voile (i) sachant la surface qui lui revient "Si" et la charge permanente par unité d'aire.

- terrasse : $G = 716 \text{ kg/m}^2$
- plancher courant : $G = 598 \text{ kg/m}^2$
- plancher RDC : $G = 523 \text{ kg/m}^2$

Donc la charge permanente est évaluée en ajoutant au poids propre du fond la charge qui lui revient des planchers et éventuellement l'acrotère, et les panneaux

Évaluation de la charge permanent (Gi) revenant au voile (i)

- Niveau terrasse : $G_i = G_R + G_V + G_F + G_P.$

- Niveau étage courant : $G_i = G_V + G_F + G_P.$

- avec:
- G_R : poids de l'acrotère revenant au voile.
 - G_V : poids propre du voile.
 - G_F : poids propre des façades (panneaux) revenant au voile.
 - G_P : poids propre du plancher revenant au voile.

3. Etude sous la charge d'exploitation P:

La surcharge d'exploitation (P_i) provenant d'un voile est évaluée comme suit

- Niveau terrasse : $P_i = 0,1 S_i$
- Niveau Couvrant : $P_i = 0,175 S_i$ (en tonnes)
- Niveau RDC : $P_i = 0,4 S_i$

avec (S_i) la surface revenant au voile (i)

D'où on obtient les charges permanentes et les surcharges d'exploitations pour chaque voile et au niveau de chaque étage sous forme de tableau. (tableau)

4. Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux

Pour les voiles avec files d'ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les différents trumeaux suivant leurs longueurs. Soit

$$F_i = \frac{F \cdot l_i}{l}$$

avec: F : charge verticale revenant à tout le voile

l : longueur total du voile.

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

F_i : charge vertical revenant au trumeau "i".

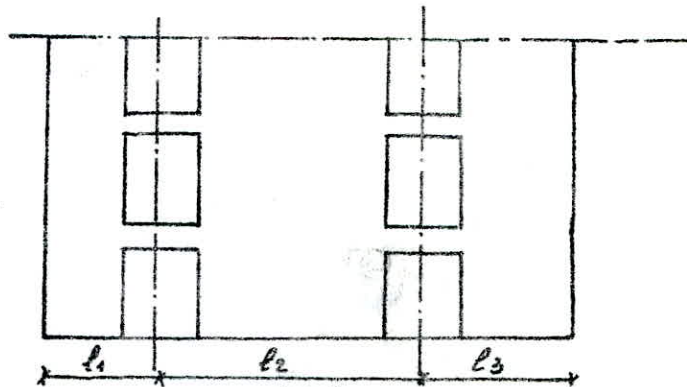


Fig (VI-14)

Après avoir déterminé les forces " F_i " agissant dans chaque voile et au niveau de chaque étage, l'effort normale à un niveau "j" dû à ces forces dans un trumeau est la somme de toutes les forces " F_i " du sommet du bâtiment jusqu'à l'étage considéré.

$$N_j = \sum_{k=0}^j F_k$$

Pour chaque voile, nous présenterons sous forme de tableau les charges verticales (G et P).

Pour chacun de ces trumeaux, les forces (F_i) et les efforts normaux (N_i) à chaque niveau.

On résume ci-dessous les formules appliquées:

$$F_i = F \cdot \frac{l_i}{l}$$

$$N_j = \sum_{k=0}^j F_k$$

Tableau d'évaluation de la charge permanente et la surcharge d'exploitation revenant à chaque Voile (en tonnes) (Tableau VI, 10)

Voiles	cher	Terrasse	E. courant	RDC
Vt1	G	22,749	18,669	17,932
	P	0,969	1,696	1,696
Vt2	G	26,703	23,029	24,026
	P	1,751	3,064	3,064
Vt3	G	24,135	22,124	22,575
	P	1,615	2,826	2,826
Vt4	G	30,105	29,082	23,619
	P	1,911	3,344	3,344
Vt5	G	34,816	29,488	30,519
	P	2,136	3,738	3,738
Vt6	G	33,221	28,702	28,136
	P	1,975	3,456	3,456
Vt7	G	30,786	27,847	26,844
	P	1,886	3,301	3,301
Vt8	G	22,749	18,669	17,932
	P	0,696	1,696	1,696
Vl1	G	17,750	16,327	15,399
	P	1,237	2,165	2,165
Vl2	G	17,750	16,327	15,399
	P	1,237	2,165	2,165
Vl3	G	25,138	23,326	22,145
	P	1,575	2,756	2,756

(Tableau VI 10)

- Efforts normaux et charges verticales dans Vt1 ; Vt8 (pleins)

Voile	cher	EF	Terrasse	5 ^{es}	4 ^{es}	3 ^{es}	2 ^{es}	1 ^{er}	RDC
Vt1	P	Fi	22,749	18,669	18,669	18,669	18,669	18,669	17,932
		Ni	22,749	41,418	60,087	78,756	97,425	116,094	134,026
Vt8	G	Fi	0,969	1,696	1,696	1,696	1,696	1,696	1,696
		Ni	0,969	2,665	4,361	6,057	7,753	9,449	11,145

(Tableau VI.11)

charges verticales (voiles à une file d'ouvertures
 V_{t2}, V_{t5}, V_{t7})

Elements		charg	eff	terrasse	5°	4°	3°	2°	1°	RDC
V _{t2}	trameau 1,2	G	Fi	11,375	9,335	9,335	9,335	9,335	9,335	8,966
			Ni	11,375	20,710	30,045	39,380	48,715	58,050	67,016
		P	Fi	0,485	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848	0,848
			Ni	0,485	1,333	2,181	3,029	3,877	4,725	5,209
V _{t5}	trameau 1	G	Fi	19,496	16,509	16,509	16,509	16,509	16,509	17,086
			Ni	19,496	36,005	52,514	69,023	85,532	102,041	119,127
		P	Fi	1,196	2,092	2,092	2,092	2,092	2,092	2,092
			Ni	1,196	3,288	5,380	7,472	9,564	11,656	13,748
	trameau 2	G	Fi	15,319	12,975	12,975	12,975	12,975	12,975	12,975
			Ni	15,319	28,294	41,269	54,244	67,219	80,194	93,622
		P	Fi	0,940	1,645	1,645	1,645	1,645	1,645	1,645
			Ni	0,940	2,585	4,230	5,875	7,520	9,165	10,81
V _{t7}	trameau 1	G	Fi	16,956	15,338	15,338	15,338	15,338	15,338	14,785
			Ni	16,956	32,294	47,632	62,97	78,308	93,646	109,431
		P	Fi	1,039	1,818	1,818	1,818	1,818	1,818	1,818
			Ni	1,039	2,857	4,675	6,493	8,311	10,129	11,947
	trameau 2	G	Fi	13,829	12,509	12,509	12,509	12,509	12,509	12,059
			Ni	13,829	26,338	38,847	51,356	63,865	76,374	88,432
		P	Fi	0,847	1,483	1,483	1,483	1,483	1,483	1,483
			Ni	0,847	2,330	3,813	5,296	6,779	8,262	9,745

(Tableau VI.12)

Etude des Voiles

charges Verticales (Voiles à 2 files d'ouverture) $V_{e1}, V_{e2}, V_{e3}, V_{e4}$

Elements	cheg	eff	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC		
V_{e1} et V_{e2}	trumeau 1	G	F _i	6,995	6,434	6,334	6,434	6,434	6,434	6,045	
			N _i	6,995	13,429	19,863	26,297	32,731	39,165	45,210	
		P	F _i	0,487	0,853	0,853	0,853	0,853	0,853	0,853	0,853
			N _i	0,487	1,340	2,193	3,046	3,899	4,752	5,605	
	trumeau 2	G	F _i	5,813	5,347	5,347	5,347	5,347	5,347	5,023	
			N _i	5,813	11,160	16,507	21,854	27,201	32,548	37,571	
		P	F _i	0,405	0,709	0,709	0,709	0,709	0,709	0,709	
			N _i	0,405	1,114	1,823	2,532	3,241	3,950	4,659	
	trumeau 3	G	F _i	4,944	4,545	4,545	4,545	4,545	4,545	4,270	
			N _i	4,944	9,486	14,031	18,576	23,121	27,666	31,936	
		P	F _i	0,347	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	0,603	
			N _i	0,347	0,947	1,550	2,153	2,756	3,359	3,962	
V_{e3}	trumeau 1 et 2	G	F _i	5,782	5,365	5,365	5,365	5,365	5,365	5,093	
			N _i	5,782	11,147	16,512	21,877	27,242	32,607	37,700	
		P	F _i	0,362	0,634	0,634	0,634	0,634	0,634	0,634	
			N _i	0,362	0,996	1,630	2,264	2,898	3,532	4,166	
	trumeau 2	G	F _i	13,774	12,596	12,596	12,596	12,596	12,596	11,958	
			N _i	13,774	26,170	38,766	51,362	63,958	76,554	89,512	
		P	F _i	0,851	1,488	1,488	1,488	1,488	1,488	1,408	
			N _i	0,851	2,339	3,827	5,315	6,803	8,291	9,779	
V_{e4}	trumeau 1	G	F _i	7,271	7,024	7,024	7,024	7,024	7,024	5,705	
			N _i	7,271	14,245	21,319	28,343	35,367	42,391	48,096	
		P	F _i	0,461	0,808	0,808	0,808	0,808	0,808	0,808	
			N _i	0,461	1,269	2,077	2,885	3,693	4,501	5,309	
	trumeau 2	G	F _i	7,747	7,484	7,484	7,484	7,484	7,484	6,078	
			N _i	7,747	15,231	22,715	30,199	37,683	45,167	52,245	
		P	F _i	0,492	0,861	0,861	0,861	0,861	0,861	0,861	
			N _i	0,492	1,353	2,214	3,075	3,936	4,797	5,658	
	trumeau 3	G	F _i	15,494	14,968	14,968	14,968	14,968	14,968	12,156	
			N _i	15,494	30,462	45,430	60,398	75,366	90,334	104,490	
		P	F _i	0,983	1,721	1,721	1,721	1,721	1,721	1,721	
			N _i	0,983	2,704	4,425	6,146	7,867	9,588	11,309	

(tableau VI-13)

Etude des Voiles
charges Verticales (Voiles à 3 files d'ouvertures) V63, V66

Element	char	eff	ferrasse	5%	4%	3%	2%	1%	RDC		
V63	trumeau 1	G	Fi	5,05	5,044	5,044	5,044	5,044	5,044	5,147	
			Ni	5,502	10,546	15,590	20,634	25,678	30,722	35,869	
		P	Fi	0,368	0,644	0,644	0,644	0,644	0,644	0,644	0,644
			Ni	0,368	1,012	1,656	2,300	2,944	3,588	4,232	
	trumeau 2	G	Fi	6,347	5,818	5,818	5,818	5,818	5,818	5,818	
			Ni	6,347	12,165	17,983	23,801	29,619	35,437	41,275	
		P	Fi	0,425	0,743	0,743	0,743	0,743	0,743	0,743	
			Ni	0,425	1,168	1,911	2,654	3,397	4,140	4,883	
	trumeau 3	G	Fi	9,561	8,763	8,763	8,763	8,763	8,763	8,942	
			Ni	9,561	18,324	27,087	35,850	44,613	53,376	62,138	
		P	Fi	0,640	1,119	1,119	1,119	1,119	1,119	1,119	
			Ni	0,640	1,759	2,878	3,997	5,116	6,235	7,354	
	trumeau 4	G	Fi	2,724	2,497	2,497	2,497	2,497	2,497	2,548	
			Ni	2,724	5,221	7,718	10,215	12,712	15,209	17,757	
		P	Fi	0,182	0,319	0,319	0,319	0,319	0,319	0,319	
			Ni	0,182	0,509	0,820	1,139	1,458	1,777	2,096	
V66	trumeau 1	G	Fi	10,806	9,336	9,336	9,336	9,336	9,336	9,752	
			Ni	10,806	20,742	29,479	38,814	48,150	57,486	66,638	
		P	Fi	0,642	1,124	1,124	1,124	1,124	1,124	1,124	
			Ni	0,642	1,766	2,890	4,014	5,138	6,262	7,386	
	trumeau 2	G	Fi	7,952	6,871	6,871	6,871	6,871	6,871	6,871	
			Ni	7,952	14,823	21,694	28,565	35,436	42,307	49,042	
		P	Fi	0,473	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	0,827	
			Ni	0,473	1,300	2,127	2,954	3,781	4,608	5,435	
	trumeau 3	G	Fi	11,255	9,724	9,724	9,724	9,724	9,724	9,695	
			Ni	11,255	20,979	30,703	40,427	50,151	59,875	69,570	
		P	Fi	0,669	1,171	1,171	1,171	1,171	1,171	1,171	
			Ni	0,669	1,84	3,011	4,182	5,353	6,524	7,695	
	trumeau 4	G	Fi	3,207	2,770	2,770	2,770	2,770	2,770	2,716	
			Ni	3,207	5,977	8,447	11,517	14,287	17,057	19,773	
		P	Fi	0,491	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	0,333	
			Ni	0,491	0,524	0,857	1,190	1,523	1,856	2,189	

(Tableau VA.14)

III. SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

1. Principe de calcul:

Le calcul sera mené conformément aux règles du (R.P.A. 81) et aux recommandations du C.T.C

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte admissible de traction des aciers au plus égale à f_{en}

2. base de calcul des éléments structuraux:

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiques sont données ci-dessous.

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour ces combinaisons des charges sur la base des règlements du (P.R.A. 81)

$$(I): G + \varphi + E$$

$$(II): 0,8G \mp E$$

avec: G : charge permanente
 φ : surcharge d'exploitation non pondérée
 E : effets des séismes.

La combinaison (I) comprend la totalité de la charge de l'exploitation ainsi que la charge sismique. Du fait que (φ) est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des séismes

Mais la combinaison (II) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur $\mp E$ prend en compte la réversibilité des charges sismiques, créant des efforts de traction et de compression dans les poteaux (voiles)

On examine en détail la superposition des charges et surcharges pour chaque type de voiles, on prenant comme exemple l'un d'eux, pour les autres les seuils des résultats seront inscrits dans des tableaux.

a. Voiles pleins:

On prend comme exemple le voile V_{t1}

1. Efforts normaux

- sollicitation (I)

Niveau effort	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
G	22,749	41,418	60,087	78,756	97,425	116,094	134,763
P=Q	0,969	2,565	4,361	6,057	7,753	9,449	11,145

(tableau VI.15)

NE: effort normale dû au séisme pour les Voiles pleins $E=0$
 Alors La sollicitation (I) est donnée par La Simple opération
 $G + P + E = G + P$ ce qui donne pour chaque niveau

Niveau effort	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
G+P	23,718	44,114	64,448	84,813	105,178	125,543	145,911

(tableau VI.16)

- Sollicitation (II)

La Valeurs de G et P à chaque Niveau sont données dans le tableau (VI.14).

La Combinaison à examiner est.

$$0,8G + E = 0,8G$$

ce qui donne pour chaque Niveau.

Niveau effort	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
0,8G	18,199	33,134	48,069	63,005	77,940	92,875	107,821

(tableau VI.17)

- 2 - Moments fléchissants :

- Seuls les efforts sismiques horizontaux provoquent des moment fléchissants dans la Voile.

Les moments sont donnés dans le tableau (VI.18)

On reproduit - ci dessous les Valeurs des moments.

Niveau effort	Terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
S _H (M)	0	8,498	25,302	48,749	77,178	108,930	142,343

(tableau VI.18)

Remarque: pour les autres Voiles (pleins ou avec ouvertures) nous donnerons les résultats sous forme de tableau, les étapes de calcul étant les mêmes que pour la Voile V₁

Voiles pleins V_{t1} - V_{t9} . tableau récapitulatif.

élé	niveau	effet	terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
V_{t1} et V_{t9}	effets normaux	G	22,749	41,418	60,087	78,756	97,425	116,094	134,026
		P	0,969	2,665	4,361	6,057	7,753	9,449	11,145
		G+P	23,718	44,114	64,448	84,813	105,178	125,543	145,171
		q	9,89	18,119	33,134	48,069	63,005	77,940	92,875
V_{t1}	M	SH	0	8,498	25,302	48,749	77,178	108,930	142,343
V_{t8}	M	SH	0	14,333	43,331	83,795	132,886	187,711	245,404

(tableau VI.19)

b. Voiles avec files d'ouvertures :

1. effort normale : voiles

Pour les cas des files d'ouvertures chaque des trumeaux constituant la Vole sera étudié à part :

Le séisme horizontal provoque des effets normaux dans les trumeaux.

2. moments flechissants

Seuls les effets horizontaux sismiques provoquant des moments dans les trumeaux :

a) voiles à une file d'ouverture : V_{t2} V_{t5} V_{t7} .

élément	niveau	effet	terrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC	
V_{t5}	trumeau 1	G	14,496	36,005	58,514	69,023	85,532	102,041	119,127	
		P	1,196	3,288	5,380	7,472	9,564	11,656	13,748	
		E	5,039	12,788	23,582	36,762	51,187	64,814	64,814	
		G+P+E	20,731	52,081	87,476	113,257	146,283	178,511	197,689	
		q	9,89+E	16,636	41,542	70,393	91,980	119,613	146,447	160,116
		q	9,89-E	6,556	16,016	23,229	18,456	17,239	16,819	30,488
	M	SH	0	-2,66	-0,433	3,228	7,376	12,979	24,408	
	trumeau 2	G	15,319	28,294	41,269	54,244	67,219	80,194	93,622	
		P	0,940	2,585	4,230	5,875	7,520	9,165	10,811	
		E	5,039	12,788	23,582	36,762	51,187	64,814	64,814	
		G+P+E	21,298	43,667	69,081	96,881	125,926	154,173	169,246	
		q	9,89+E	17,294	35,423	56,547	80,157	104,962	128,969	139,712
q		9,89-E	7,216	9,847	9,433	6,633	2,588	-0,659	10,084	
M	SH	0	-1,21	-0,147	1,466	3,349	5,892	11,083		

(tableau VI.20)

Étude des voiles
Voiles à une file d'ouvertures. V_{62} V_{67}

P étage	niveau effort	terrace	5°	4°	3°	2°	1°	PDC	
V ₆₂	frum eau 2 et 2	G	11,375	20,710	30,045	39,380	48,715	58,050	67,016
		P	0,485	4,333	2,181	3,029	3,877	4,725	5,206
		E	2,452	6,554	9,443	13,830	18,093	21,149	21,149
		G+P+E	14,312	27,597	41,669	56,239	70,685	83,924	93,574
		0,8G+E	11,552	22,730	33,479	45,334	57,065	67,589	74,742
		0,8G-E	6,648	11,022	14,595	17,674	20,879	25,291	32,464
	M	S _H	0	4,623	13,977	27,030	42,856	60,529	79,125
	frum eau 1	G	16,956	32,294	47,632	62,970	78,308	93,646	108,431
		P	1,039	2,857	4,675	6,493	8,311	10,129	11,947
		E	2,033	4,823	8,530	12,432	17,332	20,727	20,727
G+P+E		20,029	39,974	60,837	82,395	103,951	124,502	144,107	
0,8G+E		15,598	30,658	46,636	63,308	79,978	95,644	107,472	
0,8G-E		11,532	21,012	29,576	37,444	45,314	54,190	66,018	
M		S _H	0	-0,440	0,557	2,429	4,853	8,437	14,298
frum eau 2	G	13,829	26,338	38,847	51,356	63,865	76,374	88,432	
	P	0,847	2,330	3,813	5,296	6,779	8,262	9,745	
	E	2,033	4,823	8,530	12,432	17,332	20,727	20,727	
	G+E+P	16,709	33,491	51,190	69,584	87,976	105,363	118,904	
	0,8G+E	13,096	25,893	39,608	54,017	68,424	81,826	91,473	
	0,8G-E	9,030	16,247	22,545	28,753	33,760	40,372	50,019	
	M	S _H	0	-1,075	1,226	5,331	10,653	18,517	31,382

(Tableau VI-21)

Etude des Voiles

b. Voiles à deux files d'ouvertures V_1, V_2, V_3, V_4

- 1. V_1, V_2 .

élément	Niveau effort	Niveau							
		terrass	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC	
V_1 et V_2	trumeau 1	G	6,995	13,429	19,863	26,297	32,731	39,165	45,599
		P	0,487	1,340	2,193	3,046	3,899	4,752	5,605
		E	2,630	8,792	18,538	30,476	43,911	51,070	51,070
		G+P+E	10,112	23,561	40,594	59,819	80,541	94,887	101,885
		0,8G+E	8,226	19,535	34,428	51,514	70,096	82,402	87,238
		0,8G-E	2,966	1,951	-2,648	-9,439	-17,726	-19,738	-14,902
	M	SH	0	4,753	10,947	16,518	22,701	29,294	57,514
	trumeau 2	G	5,813	11,160	16,507	21,854	27,201	32,548	37,571
		P	0,405	1,114	1,823	2,532	3,241	3,950	4,659
		E	-0,395	-7,220	-2,784	4,519	6,472	-7,513	-7,513
		G+P+E	5,023	10,954	15,546	19,867	23,970	28,985	34,717
		0,8G+E	4,255	7,608	10,422	12,964	15,289	18,525	22,544
0,8G-E		5,045	10,248	15,989	22,002	28,233	33,551	37,570	
M	SH	0	1,389	3,198	4,826	6,632	8,559	16,803	
trumeau 3	G	4,941	9,486	14,031	18,576	23,121	27,666	31,936	
	P	0,344	0,947	1,550	2,153	2,756	3,359	3,962	
	E	2,235	7,472	15,754	25,957	37,439	43,357	43,357	
	G+P+E	7,520	17,905	31,335	46,685	63,316	74,382	79,455	
	0,8G+E	6,188	15,061	26,979	40,818	55,936	65,490	69,106	
	0,8G-E	1,718	0,117	-4,529	-11,096	-18,942	-21,224	-18,008	
M	SH	0	1,389	3,198	4,826	6,632	8,559	16,803	

(tableau 22)

Etude des Voiles

Voile à deux files d'ouvertures V_{e3}

élément		Niveau efforts	terrace	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC	
V_{e3}	trumeau 1	G	5,782	11,147	16,512	21,877	27,242	32,607	37,700	
		P	0,362	0,996	1,630	2,264	2,898	3,532	4,166	
		E	4,799	13,677	28,812	48,132	69,631	88,373	88,373	
		G+E+P	10,943	25,820	46,954	72,273	99,771	124,592	130,239	
		N	0,8G+E	9,425	22,595	42,022	65,634	91,425	114,458	118,533
		0,8G-E	-0,173	-4,759	-15,602	-30,630	-47,837	-62,287	-58,213	
		M	S _H	0	1,309	3,680	5,857	7,762	9,783	14,914
		trumeau 2	G	13,574	26,770	38,766	51,362	63,958	76,554	88,572
			P	0,351	2,339	3,827	5,315	6,803	8,291	9,779
	E		0	0	0	0	0	0	0	
	N		G+E	14,425	28,509	42,593	56,677	70,761	84,845	98,291
	0,8G+E		10,859	26,170	31,013	41,090	51,166	61,243	70,810	
	0,8G-E		10,859	26,170	31,013	41,090	51,166	61,243	70,810	
	M	S _H	0	18,111	50,906	81,016	107,376	135,327	206,308	
	trumeau 3	G	5,782	11,147	16,512	21,877	27,242	32,607	37,700	
P		0,362	0,996	1,630	2,264	2,898	3,532	4,166		
E		4,799	13,677	28,812	48,132	69,631	88,373	88,373		
N		G+E+P	10,943	25,820	46,954	72,273	99,771	124,592	130,239	
0,8G+E		9,425	22,595	42,022	65,634	91,425	114,458	118,533		
0,8G-E		-0,173	-4,759	-15,602	-30,630	-47,837	-62,287	-58,213		
M		S _H	0	1,309	3,680	5,857	7,762	9,783	14,914	

(tableau VII 23.)

Étude des Voies

V₁ : à 2 files d'ouvertures V₂

Élé.	ifs	niveau		5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC	
		efforts	terrassé							
V ₁	N	G	7,271	14,295	21,319	28,343	35,367	42,391	48,096	
		P	0,461	1,289	2,077	2,885	3,693	4,501	5,309	
		E	0,240	0,676	1,334	2,168	3,085	3,878	3,878	
		G+P+E	7,972	16,240	24,730	33,396	42,145	50,770	57,273	
		0,8G+E	6,278	12,112	18,389	24,842	31,379	37,791	42,355	
		0,8G-E	5,356	10,760	15,721	20,506	25,209	30,035	34,599	
	M	S _H	0	0,018	0,067	0,119	0,169	0,230	0,360	
	V ₂	N	G	7,747	15,231	22,715	30,199	37,683	45,167	51,245
			P	0,492	1,353	2,214	3,075	3,936	4,797	5,658
			E	2,76	7,774	15,349	24,94	35,406	43,913	43,913
		N	G+P+E	10,999	24,358	40,278	58,214	77,115	93,877	100,816
			0,8G+E	8,958	19,959	33,521	49,099	65,642	80,047	84,909
0,8G-E			3,438	4,411	2,823	-0,781	-5,349	-7,779	-2,917	
M	S _H	0	0,0072	0,026	0,048	0,066	0,090	0,141		
V ₃	N	G	15,494	30,462	45,430	60,398	75,366	90,334	104,490	
		P	0,983	2,704	4,425	6,146	7,867	9,588	11,309	
		E	3,00	8,450	16,683	27,108	38,581	47,791	47,791	
	N	G+P+E	19,932	41,616	66,538	93,652	121,815	147,713	163,59	
		0,8G+E	15,759	32,819	53,027	75,426	98,874	120,058	131,383	
		0,8G-E	9,759	15,919	19,661	21,212	21,712	24,476	35,801	
M	S _H	0	1,682	6,160	10,948	15,509	21,081	32,996		

(Tableau 22.24)

C. Voiles à trois files d'ouvertures. Vt₃. Vt₆

eloment		niveau effets	Ferrasse	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	R.D.C	
V ₅	trumeau 1	G	5,502	10,546	15,590	20,634	25,678	30,722	35,869	
		P	0,368	1,012	1,656	2,300	2,944	3,588	4,232	
		E	0,1576	0,5710	1,2337	2,0592	3,0345	4,1117	4,1117	
	N	G+P+E	6,028	12,129	18,479	24,993	31,707	38,422	44,213	
		0,89+E	4,559	9,008	13,706	18,566	23,627	28,690	32,807	
		0,89-E	4,244	7,866	11,238	14,448	17,458	20,467	24,534	
	M	SH	0	0,116	0,244	0,350	0,422	0,483	0,551	
	trumeau 2	G	G	6,347	12,165	17,983	23,801	29,619	35,437	41,255
			P	0,425	1,168	1,911	2,654	3,397	4,140	4,883
E			1,9083	6,914	14,937	24,933	37,346	49,753	49,753	
N		G+P+E	8,680	20,247	34,831	51,388	70,362	89,360	96,041	
		0,89+E	6,986	16,646	29,324	43,974	61,041	78,134	82,883	
		0,89-E	3,169	2,818	-0,551	-5,892	-13,651	-20,588	-16,683	
M		SH	0	0,069	0,146	0,209	0,253	0,289	0,329	
trumeau 4		G	G	2,724	5,221	7,718	10,215	12,712	15,209	17,757
			P	0,182	0,501	0,820	1,139	1,458	1,777	2,096
	E		2,739	9,923	21,437	35,782	53,546	71,445	71,445	
	N	G+P+E	5,645	15,645	29,975	47,136	67,716	88,431	91,298	
		0,89+E	4,918	14,099	27,613	43,954	63,716	83,612	85,651	
		0,89-E	-0,560	-5,746	-15,263	-27,610	-43,377	-59,278	-57,139	
	M	SH	0	0,035	0,073	0,105	0,126	0,144	0,165	
	trumeau 3	G	G	9,581	18,324	27,077	35,850	44,613	53,376	62,319
			P	0,640	1,759	2,877	3,997	5,116	6,235	7,354
E			0,173	2,438	5,266	8,790	13,165	17,550	17,550	
N		G+P+E	10,874	22,521	35,231	48,637	62,894	77,161	87,222	
		0,89+E	8,322	22,098	29,936	37,469	48,856	66,251	67,405	
		0,89-E	6,976	12,223	16,404	19,891	22,525	25,929	32,304	
M		SH	0	2,988	6,283	9,026	10,887	12,442	14,188	

(Tableau VI-25)

Voile à 3 piles d'ouvertures

VE6

élément	niveau effort	Ferres	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	R.D.C		
		VE6								
trumeau 1	G	G	10,806	20,142	29,478	38,814	48,150	57,486	66,638	
		P	0,642	1,766	2,890	4,014	5,138	6,262	7,386	
		E	0,130	0,458	0,986	1,645	2,365	3,212	3,212	
	N	G+P+E	11,578	22,366	33,354	44,473	55,653	66,960	77,236	
		0,8G+E	8,775	16,572	24,568	32,697	40,985	49,201	56,523	
		0,8G-E	8,515	15,655	22,597	29,406	36,155	42,777	50,098	
	M	SH	0	2,264	4,904	7,049	9,213	12,036	12,864	
	trumeau 2	G	G	7,952	14,823	21,694	28,565	35,436	42,307	49,042
			P	0,473	1,300	2,127	2,954	3,781	4,608	5,435
			E	1,452	5,119	11,007	18,375	26,416	35,872	35,872
N		G+P+E	9,877	21,243	34,828	49,894	65,633	82,787	90,349	
		0,8G+E	7,814	16,978	28,362	41,227	54,765	69,718	75,106	
		0,8G-E	4,909	6,739	6,348	4,477	28,349	-2,026	3,362	
M		SH	0	0,107	0,231	0,332	0,435	0,568	0,607	
trumeau 3		G	G	11,255	20,979	30,703	40,427	50,151	59,875	69,570
			P	0,669	1,84	3,011	4,182	5,353	6,524	7,695
			E	0,515	1,816	3,905	6,519	9,372	12,727	12,727
	N	G+E+P	12,439	24,635	37,619	51,128	64,876	79,126	89,992	
		0,8G+E	9,519	18,599	28,478	38,861	49,493	60,627	68,373	
		0,8G-E	8,489	14,967	20,657	25,822	30,749	35,173	42,939	
	M	SH	0	4,602	9,968	14,327	18,726	24,463	26,145	
	trumeau 4	G	G	3,207	5,977	8,747	11,517	14,287	17,057	19,773
			P	0,191	0,524	0,857	1,190	1,523	1,856	2,189
			E	2,098	7,394	15,898	26,539	38,154	51,811	51,811
N		P+G+E	5,496	13,895	25,502	39,247	53,964	70,724	73,773	
		0,8G+E	4,663	12,176	22,895	35,753	49,584	65,457	67,629	
		0,8G-E	0,468	-2,613	-8,900	-17,326	-26,724	-38,165	-35,993	
M		SH	0	0,053	0,116	0,166	0,217	0,284	0,303	

(Caisseau VII-26)

CALCUL DES DEFORMATIONS

pour le calcul des déformations on utilise la méthode de M^r "Albert Fuentes" exposée dans son ouvrage "Calcul pratique des ossatures en béton armé"

Exposé de la méthode:

Méthode des moments des aires.

soit un voile soumis à une série de forces horizontales R_1, R_2, \dots, R_n dont le diagramme des moments est ci après:

et soient $f_1, f_2, f_3, f_4, f_5, f_6$ les flèches correspondant respectivement aux niveaux 1, 2, 3, 4, 5, 6.

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{6 EI}$$

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^6 S_i d_i}{EI}$$

$$f_3 = \frac{\sum_{i=3}^{15} S_i d_i}{EI}$$

$$f_5 = \frac{\sum_{i=17}^{20} S_i d_i}{EI}$$

$$f_2 = \frac{\sum_{i=7}^{11} S_i d_i}{EI}$$

$$f_4 = \frac{\sum_{i=13}^{16} S_i d_i}{EI}$$

$$f_6 = \frac{\sum_{i=21}^{21} S_i d_i}{EI}$$

avec d_i : la distance entre le centre de gravité de la portion de surface et le niveau considéré

I : moment d'inertie du voile

l : hauteur d'étage ($l = 2,85 \text{ m}$)

E : module d'élasticité

$$E = 21000 \sqrt{f_{28}} = 34,5 \cdot 10^4 \text{ bars} = 34,5 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{CCBA 68})$$

$$\text{d'où } E = 34,8 \cdot 10^4 \text{ kg/cm}^2 = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

Les déplacements seront donnés par la formule:

$$s_i = \frac{f_i - f_{i-1}}{l} \quad \text{avec } i = 1, 2, 3, 4, 5, 6$$

le déplacement calculé doit rester inférieur au déplacement admissible donné par le complément aux règles paramétriques

$$s \leq \Delta = \frac{1,3 \cdot l}{1000}$$

$$\Delta = \frac{1,3 \cdot 2,85}{1000} = 3,705 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

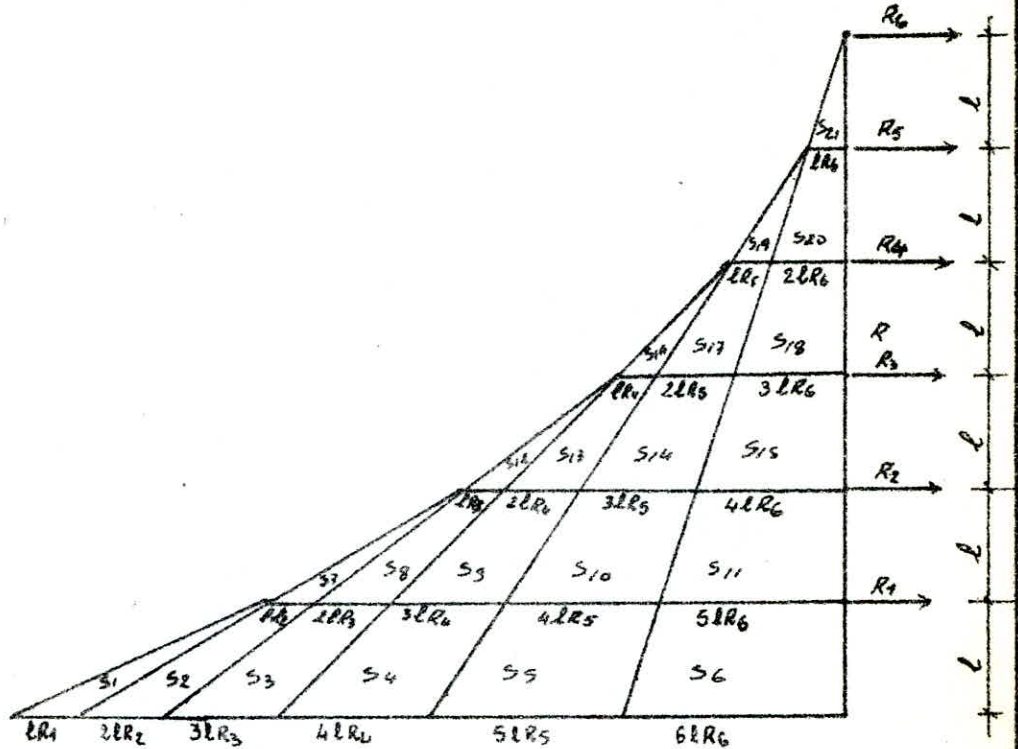
s_i : déplacement relatif évalué à partir des forces de calcul dans l'hypothèse d'un comportement linéaire

Rigidité \rightarrow non fissuration dans le cas du B.A.

La rigidité est donnée par: $R = \frac{12EI}{l^3}$

pour notre cas. tous les refends ont la même hauteur l et le même module d'élasticité E donc $(\frac{12E}{l^3} = \text{constante.})$

Diagramme des moments:



Applications:

Voiles V_{b1} et V_{b8}

ces voiles sont géométriquement identiques

$I = 6,72 \text{ m}^4$

$l = 2,85 \text{ m}$

$R_1 = 1,006 \text{ t}$, $R_2 = 2,012 \text{ t}$, $R_3 = 3,016 \text{ t}$, $R_4 = 4,023 \text{ t}$, $R_5 = 5,029 \text{ t}$, $R_6 = 6,035 \text{ t}$

$1R_6$	$2R_6$	$3R_6$	$4R_6$	$5R_6$	$6R_6$
16,744	33,487	50,231	66,975	83,719	100,462
$1R_5$	$2R_5$	$3R_5$	$4R_5$	$5R_5$	
14,333	28,665	42,998	57,331	71,663	
$1R_4$	$2R_4$	$3R_4$	$4R_4$		
11,465	22,931	34,396	45,862		
$1R_3$	$2R_3$	$3R_3$			
8,596	17,191	25,787			
$1R_2$	$2R_2$				
5,734	11,468				
$1R_1$					
2,867					

calcul des flèches:

$$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^6 S_i d_i}{EI} = \frac{952,849}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 0,407 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_1 = \frac{0,407}{2,85} = 0,144 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_2 = \frac{\sum_{i=1}^{11} S_i d_i}{EI} = \frac{3598,849}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 1,517 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_2 = \frac{f_2 - f_1}{2} = 0,389 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_3 = \frac{\sum_{i=1}^{15} S_i d_i}{EI} = \frac{7249,833}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 3,110 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_3 = \frac{f_3 - f_2}{2} = 0,560 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^{18} S_i d_i}{EI} = \frac{11658,845}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 5,020 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_4 = \frac{f_4 - f_3}{2} = 0,670 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{20} S_i d_i}{EI} = \frac{16663,871}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 7,297 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_5 = \frac{f_5 - f_4}{2} = 0,758 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$f_6 = \frac{\sum_{i=1}^{21} S_i d_i}{EI} = \frac{21708,410}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 6,72} = 9,363 \cdot 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad \delta_6 = \frac{f_6 - f_5}{2} = 0,728 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

On remarque que les déplacements sont vérifiés à tous les étages: ils sont bien inférieurs à $\Delta = 37,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ pour les raste des voiles les résultats sont présentés sous forme tableaux.

Voile Vt2

$$I = 3,39 \text{ m}^4, \quad l = 2,85 \text{ m}$$

Niveau	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (k)	0,324	0,369	0,973	1,298	1,622	1,660
$\Sigma S_i d_i$	296,629	1087,035	2228,934	3595,018	5080,489	6665,326
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,253	0,929	1,905	3,073	4,343	5,699
$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)	0,088	0,237	0,342	0,409	0,445	0,475

Les déplacements sont vérifiés car ils sont inférieurs à $\Delta = 37,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

VOILE VT3.

$$I = 4,78 \text{ m}^4 \quad l = 2,85 \text{ m}$$

Niveau	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (k)	0,501	1,001	1,501	2,002	2,502	2,561
$\Sigma S_i d_i$	457,537	1676,900	3438,406	5545,759	7837,295	10197,774
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,274	1,016	2,085	3,362	4,752	6,183
$\delta_i \cdot 10^{-4}$	0,097	0,453	0,374	0,448	0,488	0,502

Les déplacements sont vérifiés.

VOILE Vt4

$$I = 6,20 \text{ m}^4 \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2 \quad l = 2,85 \text{ m}$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	0,705	1,410	2,115	2,820	3,524	3,606
$\Sigma Sidi$	644,469	2361,726	4842,587	7810,418	10225,498	14363,108
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,301	2,104	2,263	3,651	4,780	6,714
$s_i \cdot 10^{-4}$	0,105	0,281	0,406	0,486	0,396	0,678

ces déplacements (s_i) sont bien inférieurs à $\Delta = 37,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

VOILE Vt5

$$I = 12,34 \text{ m}^4 \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2 \quad l = 2,85 \text{ m}$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	1,510	3,028	4,540	6,055	7,569	7,745
$\Sigma Sidi$	1384,024	5101,523	10399,883	16373,746 25667,115	25667,115	30804,285
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,325	1,198	2,442	3,939	5,568	7,245
$s_i \cdot 10^{-4}$	0,114	0,306	0,436	0,525	0,571	0,588

Les déplacements sont vérifiés.

VOILE Vt6

$$I = 8,72 \text{ m}^4 \quad l = 2,85 \text{ m} \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	1,148	2,268	3,444	4,593	5,741	5,875
$\Sigma Sidi$	1048,154	3845,426	7885,461	12718,819	17974,856	23389,018
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,348	1,278	2,624	4,232	5,981	7,783
$s_i \cdot 10^{-4}$	0,122	0,326	0,472	0,564	0,613	0,638

Les déplacements sont vérifiés car ils sont inférieurs à Δ .

VOILE VL7

$$I = 4,60 \text{ m}^4 \quad l = 2,85 \text{ m} \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	0,647	1,294	1,941	2,588	3,235	3,882
Σ Sidi	591,536	2167,782	4444,947	7214,062	10131,422	13182,857
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,372	1,365	2,800	4,545	6,384	8,306
$S_i \cdot 10^{-4}$	0,130	0,348	0,503	0,618	0,645	0,674

Les déplacements sont bien vérifiés.

VOILES VL1 - VL2

Ces deux voiles sont identiques géométriquement.

$$I = 7,61 \text{ m}^4 \quad l = 2,85 \text{ m} \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	1,383	2,766	4,149	5,532	6,915	7,076
Σ Sidi	1264,481	5041,918	10323,583	15824,931	23006,903	34643,866
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,481	1,920	3,932	5,837	8,763	13,214
$S_i \cdot 10^{-4}$	0,169	0,504	0,705	0,668	1,026	1,561

Les déplacements sont inférieurs à $\Delta = 37,05 \cdot 10^{-4} \text{ m}$ (Vérifiés)

VOILE VL3

$$I = 30,62 \text{ m}^4 \quad l = 2,85 \text{ m} \quad E = 34,8 \cdot 10^5 \text{ t/m}^2$$

Niveaux	1 ^e	2 ^e	3 ^e	4 ^e	5 ^e	6 ^e
Efforts (t)	5,371	10,742	16,113	21,485	26,855	27,479
Σ Sidi	4940,313	17996,163	36900,209	59516,345	84106,900	109442,420
$f_i \cdot 10^{-4}$	0,468	1,703	3,493	5,633	7,961	10,360
$S_i \cdot 10^{-4}$	0,164	0,433	0,627	0,751	0,816	0,841

On remarque que tous les déplacements sont vérifiés

Ferraillage des voiles

Sous l'effet des forces verticales et horizontales telles que Seisme, charges permanentes, surcharges, un refend est sollicité en flexion composée.

Pour le calcul des sections d'acières nécessaires, les efforts à prendre en considération sont les résultats de la superposition des forces verticales et horizontales.

On distingue 2 combinaisons plus défavorables (M, N_{max}) et (M, N_{min}) . Les éléments de refend seront ferraillés avec des armatures verticales, horizontales et transversales conformément aux règles du R.P.A 81 et aux recommandations du C.T.C.

Extrémités des voiles:

Les extrémités des voiles pleins ou des trumeaux doivent comporter des armatures verticales de renforcement sous forme de potelets incorporés de dimensions $(b \times 1,5b)$ soit $(16 \times 24 \text{ cm})$, b étant l'épaisseur du voile.

Les dispositions de ferraillage de ces potelets doivent être au moins égales à celles fixées pour des poteaux des ossatures auto-stables en zone I.

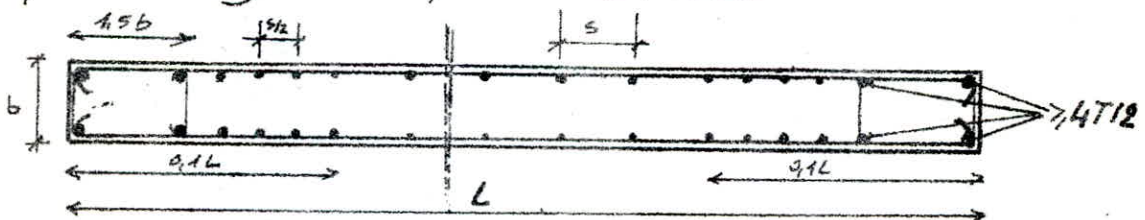
- Le pourcentage minimum des armatures longitudinales: 0,8%
- Diamètre minimum 12mm.
- Armatures transversales calculées selon Art. 4.2.31 R.P.A.

Espace ment:

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs $(1,5.t, 30 \text{ cm})$

$$s \leq (24 \text{ cm}, 30 \text{ cm}) \quad t: \text{épaisseur du voile} \quad t = 16 \text{ cm}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la longueur du voile. Les barres verticales des zones tendues doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement doit être inférieur ou égale à l'épaisseur du voile.



Dispositions des armatures

Les armatures de la section transversales résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule:

$$\bar{\omega} = \frac{\tau - \tau_0}{\tau_{en}} \cdot 100 \quad \text{et} \quad \tau = \frac{\bar{T}}{t \cdot z} \quad (\tau: \text{contrainte de cisaillement})$$

$\bar{\omega}(\%)$ est calculé par rapport à la section totale du béton.

Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage

d'armatures (au moins 4 épingles $\phi 6 / m^2$) en 2 nappes et dans chaque direction.

Le pourcentage minimum est le suivant :

$$\bar{\omega} = 0,15\% \quad \text{pour } \bar{\sigma}_b \leq 0,025 \bar{\sigma}_{28} = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\omega} = 0,25\% \quad \text{pour } 0,025 \bar{\sigma}_{28}' \leq \bar{\sigma}_b \leq 0,12 \bar{\sigma}_{28}' = 33 \text{ kg/cm}^2$$

Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Si une partie du voile est tendue sous l'action des forces horizontales et verticales de traction, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures tendues, le pourcentage des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%

Élément de calcul du ferrailage des voiles.
pour des conditions économiques on calculera les voiles sur deux (2) niveaux :

Niveau I (R.D.C, 1^{er} étage, 2^{es} étage).

Niveau II (3^{es} étage, 4^{es} étage, 5^{es} étage)

pour chaque voile on détermine. M , N_{\min} , N_{\max} .
 $e_{0\max} = \frac{M}{N_{\min}}$, $e_{0\min} = \frac{M}{N_{\max}}$, $e_1 = \frac{h}{6}$

Les calculs seront présentés dans des tableaux.

si $e_0 < e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée (S.E.C).
N effort de compression.

si $e_0 > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée (S.P.C)
N effort de compression

si $0 < e_0 < \frac{h}{2}$ section entièrement tendue (S.E.T)
avec N effort de traction.

Contraintes admissibles.

$\bar{\sigma}'_b$ est majorée de 50% (préconisée par le RPA)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot (\text{d.B.} \cdot \delta \cdot \sigma_{28}) = 1,5 \cdot (1,5 \cdot 1,1) \cdot \sigma_{28}$$

$$\bar{\sigma}'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{et } \delta = \min \begin{cases} 0,6 \\ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 343,75 \cdot \delta \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

contraintes admissible de cisaillement.

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \bar{\sigma}'_{28} = 0,12 \cdot 270 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{bc} = 5 \text{ cm}$$

contraintes de béton (sans l'intervention des armatures)

$$\text{à la contrainte: } \bar{\sigma}_{12} = \frac{N}{b h t} \pm \frac{M}{I} v = \frac{N}{b h t} \left(1 \pm 6 \frac{e_0}{h t}\right)$$

Voiles pleins. $V_{E3} - V_{E1}$

Ces 2 voiles ont même caractéristique géométrique $\rightarrow h_2 = 796 \text{ cm}$, $e_1 = 12'$
 $e_1 = \frac{h_2}{6} = 132,667 \text{ cm}$

(tableau IV.1)

Voiles	T (t)	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	δ	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	Nature
V_{E1}	11,724	142,343	145,171	98,052	0,374	128,56	S.E.C
			107,221	132,757	0,400	137,52	S.P.C
V_{E3}	20,243	245,404	145,171	169,045	0,427	146,92	S.P.C
			107,221	228,877	0,473	162,42	S.P.C

Voiles à une seule file d'ouvertures: $V_{E2} - V_{E5} - V_{E7}$

Ces voiles sont constituées de 2 trameaux qui seront considérés comme des voiles pleins. L'effort tranchant sera calculé par la formule $T_i = T \cdot \frac{I_i}{\sum I_i}$

(tableau IV.2)

Voiles	Trameaux	h_f (cm)	e_0 (cm)	T (t)	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	δ	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	Nature
V_{E2}	1	300	50,00	3,262	79,125	93,374	84,740	0,170	58,437	S.P.C
						32,464	243,731	0,600	206,25	S.P.C
	2	300	50,00	3,262	79,125	93,374	84,740	0,170	58,437	S.P.C
						32,464	243,731	0,600	206,25	S.P.C
V_{E5}	1	530	80,33	20,945	14,083	197,689	12,346	0,374	107,929	S.E.C
						30,488	80,057	0,391	134,249	S.E.C
	2	406	67,67	9,511	14,083	169,246	6,548	0,310	106,452	S.E.C
						10,084	109,906	0,462	158,958	S.P.C
V_{E7}	1	390	65,00	8,941	31,382	141,107	22,240	0,334	114,886	S.E.C
						66,018	47,536	0,373	128,264	S.E.C
	2	300	50,00	4,074	14,298	118,904	12,024	0,324	111,392	S.E.C
						50,019	28,585	0,357	122,777	S.E.C

Voiles à 2 filtres d'ouvertures: $V_{14} - V_{11} - V_{12} - V_{13}$

(tableau 3-VI)

Voiles	Transverse	h_t (cm)	e_g (cm)	T (t)	M (t.m)	N (t)	e_o (cm)	S	\bar{e}_b (kg/cm ²)	Nature
V_{14}	1	90,00	15,00	0,15	0,36	57,28	0,28	0,304	104,56	S.E.C
						34,60	104,05	0,307	105,51	S.E.C
	2	66,00	4,00	0,06	0,19	100,86	0,38	0,301	103,46	S.E.C
						-2,92	4,80	0,344	118,23	S.E.T
	3	406,00	67,67	13,97	32,99	163,59	20,17	0,330	113,37	S.E.C
						35,80	92,16	0,436	149,97	S.P.C
$V_{11} - V_{12}$	1	316	52,67	17,56	57,51	101,88	56,45	0,407	139,97	S.P.C
						-14,90	385,95	0,6	206,25	S.P.T
	2	210	35,00	5,13	16,80	37,57	24,32	0,438	143,76	S.P.C
						-18,04	94,34	0,6	206,25	S.P.C
	3	210	35,00	5,13	16,80	37,57	24,32	0,438	143,76	S.E.C
						-18,04	94,34	0,6	206,25	S.P.C
V_{13}	1	300	50,00	6,78	14,94	130,24	10,71	0,323	110,99	S.E.C
						-58,21	25,62	0,351	120,74	S.E.T
	2	720	120,00	93,85	206,31	98,28	209,91	0,475	163,25	S.P.C
						70,81	219,45	0,534	180,61	S.P.C
	3	300	50,00	6,78	14,94	130,24	10,71	0,323	110,99	S.E.C
						-58,21	25,62	0,351	120,74	S.E.T

Voiles à 3 files d'ouvertures: $V_{t3} - V_{t6}$

(tableau 4)

Voiles	Traverse	h_t (cm)	e_q (cm)	T (t)	M (t.m)	N (t)	e_o (cm)	σ_b (kg/cm ²)	Nature
V_{t3}	1	90	15,00	0,36	0,55	44,21	1,24	105,98	S.E.C
						24,58	2,34	108,25	S.E.C
	2	76	12,67	0,21	0,33	94,04	0,34	104,05	S.E.C
						-16,68	2,97	108,49	S.E.T
	3	266	44,33	9,32	14,19	87,22	16,26	115,73	S.E.C
						32,30	45,91	133,79	S.E.C
	4	60	10,00	0,11	0,16	91,29	0,18	103,74	S.E.C
						-57,24	0,29	104,11	S.E.T
V_{t6}	1	210	35,00	7,44	12,86	77,23	16,65	119,48	S.E.C
						50,09	26,67	128,34	S.E.C
	2	76	12,67	0,35	0,61	90,35	0,67	104,94	S.E.C
						3,36	18,04	152,09	S.P.C
	3	266	44,33	15,13	26,14	89,99	29,05	125,65	S.E.C
						42,94	60,89	150,33	S.P.C
	4	60	10,00	0,18	0,30	73,77	0,41	104,33	S.E.C
						-35,99	0,84	106,02	S.E.T

Etude détaillée du Voile plein V_{ts} .

D'après le tableau 1:

- 1^{re} Combinaison (M, N_{min}) → S.P.C
 2^e Combinaison (M, N_{max}) → S.P.C
 N: effort de traction

on considère aux extrémités du voile un poteau de section $16 \times 24 \text{ cm}$
 enrobage $d = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}$.

- Armatures Verticales:

Calcul du moment fictif

$$M_f = N_{\min} \left(\frac{h_e}{2} - d + e_0 \right) = 107,221 \left(\frac{796}{2} - 12 + 228,877 \right) = 659,277 \text{ k.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{E_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 659,277 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 784^2} = 0,0238 \rightarrow \begin{cases} k = 59,3 \\ \alpha = 0,9326 \end{cases}$$

$$\bar{E}'_b = \frac{E_a}{k} = \frac{4200}{59,3} = 70,83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{E}'_b = 162 \text{ kg/cm}^2$$

⇒ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires ($A' = 0$)

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{E}_a \cdot \alpha \cdot h} = \frac{659,277 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9326 \cdot 784} = 21,47 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en flexion simple}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{E}_a} = 21,47 - \frac{107,221 \cdot 10^3}{4200} < 0$$

on procédera donc à un ferrailage minimum.

$$\text{Zone tendue: } A \geq \frac{0,5 \cdot 16 \cdot 100}{100} = 8 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on met dans chaque extrémité du voile 4T12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)
 et dans la zone courante: le % minimum résistant à l'effort tranchant est fonction de la contrainte tangentielle.

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 20,243 \cdot 10^3}{16 \cdot 7/8 \cdot 784} = 2,58 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \cdot 528 = 6,875 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{d'où } \omega = 0,45\% \quad A \geq \frac{0,45 \cdot 16 \cdot 100}{100} = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ pour une bande de } 1 \text{ ml}$$

$$\text{soit } \omega = 10T8 / \text{ml pour les 2 faces. } (A = 5,02 \text{ cm}^2 / \text{ml})$$

Vérification des contraintes:

methode de l'équation du 3^e degré (P. Charon)

$$|c| = e_0 - \frac{h_e}{2} = 228,877 - \frac{796}{2} = -169,123 \text{ cm}$$

$$p = -3c^2 + \frac{6 \cdot \eta \cdot A}{b} (b - c) = -3(-169,123)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 4,52}{16} (784 + 169,123) =$$

$$q = -2|c|^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot A}{b} (h - c)^2 = -3(-169,123)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 4,52}{16} (784 + 169,123)^2 =$$

$$p = -61574,616$$

$$q = -13422463$$

$$y_2^3 - 61574,616 y_2 - 13422463 = 0$$

$$y_2 = 321,45 \text{ cm} \Rightarrow y_1 = y_2 + c = 152,327 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(y_1)^3}{3} + 15 \cdot A (y_1 - d)^2 + 15 \cdot A (h - y_1)^2$$

$$I = \frac{16(490,573)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 (490,573 - 12)^2 + 15 \cdot 4,52 (784 - 490,573)^2 = 65,10^8$$

$$k = \frac{N \cdot y_2}{I} = \frac{107221 \cdot 321,45}{65,10^8} = 0,052$$

d'où les contraintes:

$$\sigma_b = k y_1 = 0,052 \cdot 490,573 = 25,5 \text{ kg/cm}^2$$

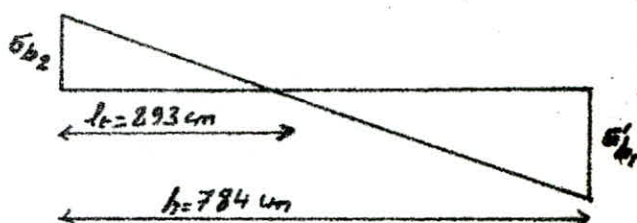
$$\sigma_a = 15 \cdot k (y_1 - d) = 15 \cdot 0,052 (490,573 - 12) = 373,28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_c = 15 \cdot k (h - y_1) = 15 \cdot 0,052 (784 - 490,573) = 228,87 \text{ kg/cm}^2$$

ces contraintes sont inférieures aux contraintes admissibles

Longueur de la zone tendue: l_t

$$l_t = \frac{\sigma_{b2} \cdot h}{\sigma_{b2} + \sigma_{b1}} = \frac{15,25 \cdot 784}{15,25 + 25,5} = 293 \text{ cm}$$



- Armatures horizontales:

$$\omega = \frac{\sigma_b - \sigma}{\sigma_{en}} = \frac{2,58 - 8}{4200} < 0$$

donc le % minimum et $\omega = 0,15\%$

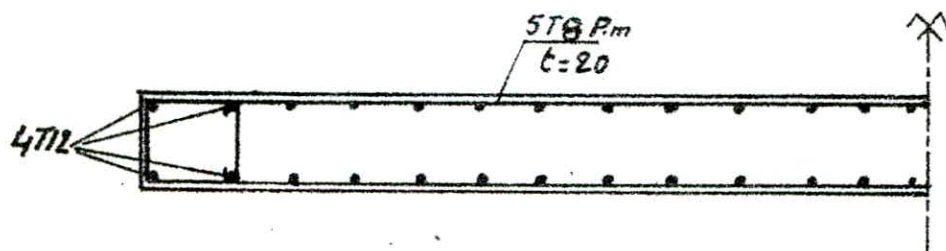
$$A_H = A_V = 2,4 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1078/\text{ml pour 2 faces.}$$

$$A = 5,02 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

L'espacement: $t \leq \begin{cases} 24 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$ on choisit $t = 20 \text{ cm}$

- Armatures transversales

on adopte des épingles et des cadres $\phi 6$. soit $4\phi 6/\text{m}^2$.



ferrailage adopté pour le voile V_{t8} - V_{t1} :

* Armatures verticales:

- potelet: 4T12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$)

- zone courante 1078/ml.

* Armatures horizontales:

1078/ml avec $t = 20 \text{ cm}$

* Armatures transversales: 4 épingles/m²

Etude du voile à 2 files d'ouvertures V_3 .

trumeaux 1 et 3. (niveau I)

Du tableau N°3 on tire : 1^{re} combinaison (M, N_{max}) → S.E.C

2^e combinaison (M, N_{min}) → S.E.T

ferraillage avec (M, N_{min})

S.E.T avec N effort de traction

Armatures Verticales :

$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{58,213 \cdot 10^3 \cdot 163,62}{276 \cdot 4200} = 9,216 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{58,213 \cdot 10^3 \cdot 112,38}{276 \cdot 4200} = 5,643 \text{ cm}^2$$

$$l_1 = \frac{h_t}{2} \cdot d - e_0 = \frac{300}{2} \cdot 12 - 25,62 = 112,38 \text{ cm}$$

$$l_2 = \frac{h_t}{2} \cdot d + e_0 = \frac{300}{2} \cdot 12 + 25,62 = 163,62 \text{ cm}$$

$$\text{on } z = l_1 + l_2 = 276 \text{ cm}$$

on adopte $A_1 = A_2 = A = 9,23 \text{ cm}^2$ soit 6T14.

Vérification des contraintes :

$$\bar{\sigma}_{a1} = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot A_2} = \frac{58,213 \cdot 10^3 \cdot 163,62}{276 \cdot 9,23} = 3738,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{a2} = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot A} = \frac{58,213 \cdot 10^3 \cdot 112,38}{276 \cdot 9,23} = 2568,02 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

pourcentage minimum résistant à l'effort tranchant dans la zone courante est fonction de la contrainte tangentielle :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \cdot 6,784 \cdot 10^3}{16 \cdot 7/8 \cdot 288} = 2,36 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}_2' \Rightarrow \bar{\omega} = 0,15\%$$

pour une bande de 1 mètre linéaire $A \geq \frac{0,15 \cdot 16 \cdot 100}{100} = 2,4 \text{ cm}^2$

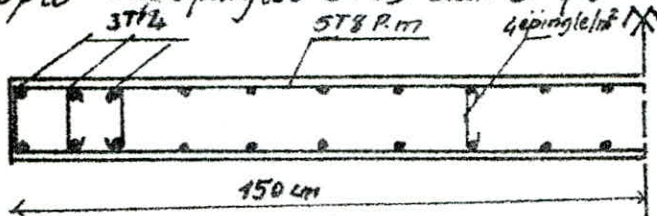
on adopte 10T8/ml $A = 5,02 \text{ cm}^2$ pour les deux faces.

Armatures horizontales

$A'_h = A'_v = 5,02 \text{ cm}^2$ on prendra de même 5T8/ml sur chaque face.

Armatures transversales

on adopte des épingles et ds cadre $\phi 6$ 4 $\phi 6$ / m²



Niveau II (Voile VL3 - trumeau 1,3)
 $M = 5,857 t.m$, $N_{max} = 72,273 t$ $N_{min} = -30,630 t$
 $h_f = 300 cm$, $T = 6,784 t$.

$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 19,18 cm$
 $e_1 = \frac{h_f}{6} = 50 cm$ } $e_1 > e_0 \rightarrow$ S.E.T
 Neffort de traction.

en procédant de la même manière que celui du Niveau I :
 on s'est trouvé à un ferrailage minimum :

- Armatures verticales :
 potelets : 6T12 sur chaque extrémité du voile
 zone courante : 10T8/m².
- Armatures horizontales :
 5T8/m² sur chaque face.
- Armatures transversales :
 4 épingles par m². 4 Ø6 / m².

pour le calcul des autres voiles, nous le présentons sous
 forme de tableaux récapitulatif :

- Voiles longitudinales : VL1-VL2, VL3
 (tableau 5.II)

Voiles	Trumeaux	Niveaux	Armatures Verticales		Armatures horizontales	Armatures transversales	
			Extrémités	zone courante		Extrémités	zone courante
VL1-VL2	1	I	4T14	10T8/m ² e=15cm	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
		II	4T12	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
	2	I	4T14	10T8/m ² e=15cm	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
		II	4T14	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingle/m ²
	3	I	4T14	10T8/m ² e=15cm	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
		II	4T14	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
VL3	1	I	6T14	10T8/m ²	10T8/m ²	2cadres Ø6	4 épingles/m ²
		II	6T12	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
	2	I	4T12	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
		II	4T12	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingles/m ²
	3	I	6T14	10T8/m ²	10T8/m ²	2cadres Ø6	4 épingles/m ²
		II	6T12	10T8/m ²	10T8/m ²	1cadre Ø6	4 épingle/m ²

Tableau récapitulatif des voiles transversaux :

(tableau : 6, VI)

Voiles	Croupeaux	Niveaux	Armatures Verticales		Armatures horizontales	Armatures transversales	
			Extrémités	Zone Courante		Extrémités	Zone Courante
$V_{t1} - V_{t9}$		I et II	4 T12	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
V_{t2}	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$		4 épingles/m ²
V_{t5}	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
V_{t3}	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
V_{t4}	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t =$	2 cadres $\phi 6$	—
	3	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml $t = 20 \text{ cm}$	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
V_{t3}	4	I	4 T16	10 T8/ml	10 T8/ml	2 cadres $\phi 6$ (10/5)	—
		II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	2 cadres $\phi 6$	—
	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	2 cadres $\phi 6$ $t = 18 \text{ cm}$	—
	3	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
V_{t6}	1	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	2	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	2 cadres $\phi 6$ $t = 15 \text{ cm}$	—
	3	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles/m ²
	4	I et II	4 T12	10 T8/ml	10 T8/ml	2 cadres $\phi 6$ $t = 12 \text{ cm}$	—

D'après ce tableau on peut remarquer que les voiles transversaux (sauf V_{t3}) sont ferrillés par un ferrillage minimum sur toute leur élévation. On explique cela par le fait que le nombre de voiles transversaux est très important (9 voiles).

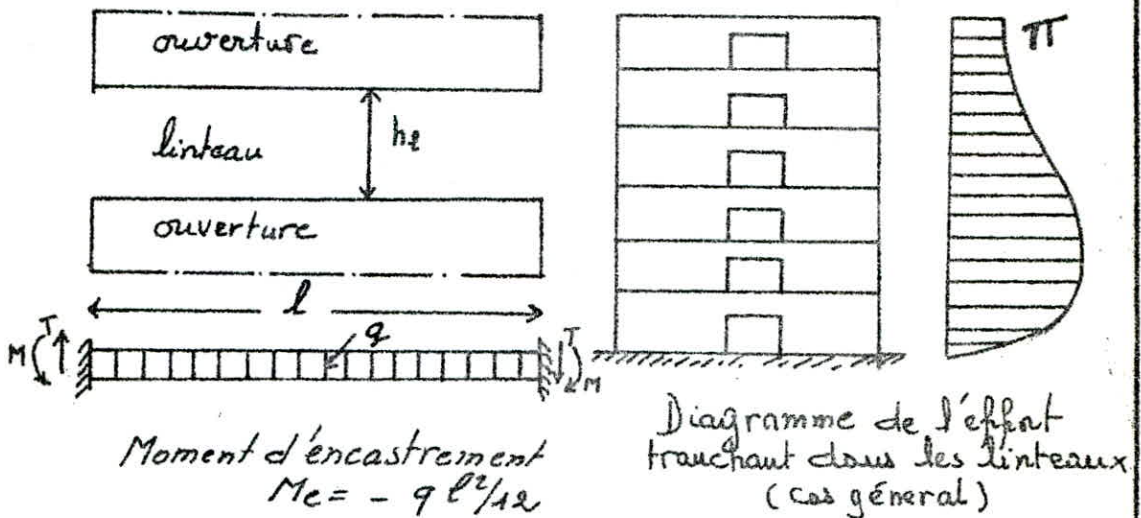
II. FERRAILLAGE DES LINTEAUX

1. Introduction:

Les linteaux sont les éléments entre ouvertures en élévation du voile, et lient les trumeaux.

Le linteau se calcule comme une poutre encastrée à ses deux extrémités, chargée par :

- la charge permanente $q_g = q_1 + q_2$
 q_1 : poids propre du linteau
 q_2 : poids propre du plancher
- la charge d'exploitation q_p
- la charge due au séisme horizontal q_{SH}



Moment d'encastrement
 $M_e = - q l^2 / 12$

Moment entravée
 $M_t = q l^2 / 24$

On remarque que la section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

2. Effort tranchant dans les linteaux:

- dû au séisme horizontal: $T_{SH} = 1.4 T_f$ (1.4 préconisé par R.P.A)
- dû au charge permanente $T_g = q_g l / 2$
- dû au surcharge d'exploitation: $T_p = q_p l / 2$

Le linteau sera ferraillé d'après la combinaison:

$$T = T_g + T_p + T_{SH}$$

3. Moment fléchissant dans les linteaux:

- dû au séisme horizontale: $M_{SH} = T h_2$
- dû au surcharge (P) $M_p = q_p l^2 / 12$
- dû au charge permanente: $M_g = q_g l^2 / 12$

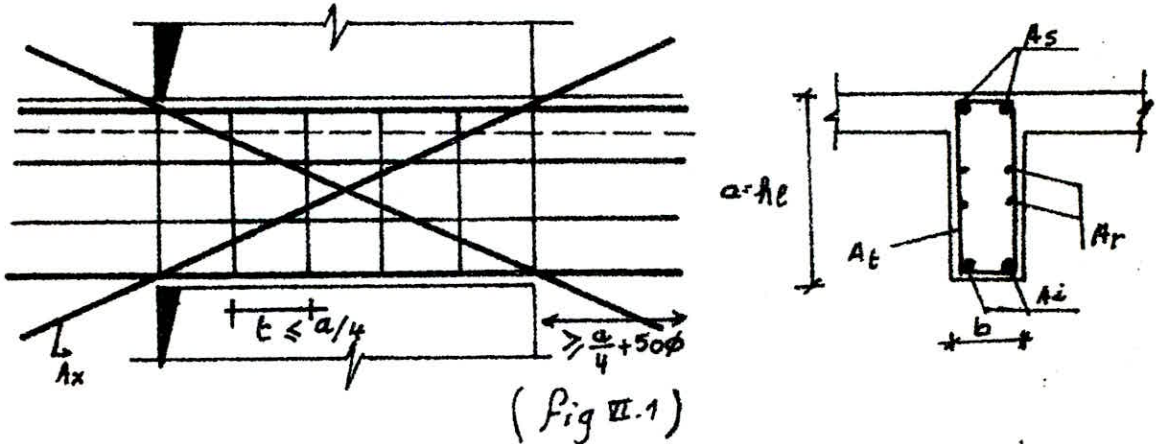
Le moment fléchissant total sollicitant le linteau résulte de la combinaison total des actions citées.

$$M = M_g + M_p + M_{SH} = \frac{(q_g + q_p) \times l^2}{12} + 1.4 T_f \frac{l}{2}$$

D'après le diagramme de l'effort tranchant dans les linteaux on remarque que les linteaux les plus sollicités se trouvent entre le niveau de RDC jusqu'au niveau du 3^{em} étage

- 4. Prescriptions relatives au ferraillage des linteaux (R.P.A.81)

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant le croquis dans la figure (VII.1) donnée ci-dessous.



$$A_i, A_s \geq 0,0015 b h_e \quad A_r \geq 0,0020 b h_e \quad A_t \geq 0,0025 b t$$

$$A_x \geq 0,0015 b h_e \text{ si } \bar{\sigma} \geq 0,06 \bar{\sigma}_{28} \text{ avec } l_d \geq 100 \phi \text{ pour } \frac{1}{2} \text{ barre}$$

5. Ferraillage des linteaux :

Il existe dans notre cas 6 types de linteaux à ferrailer

L ₁	l = 1,96 m	$\Pi_{max} = 4,387t$	h _e = 0,75 m	Type de Vale	Vt ₂
L ₂	l = 0,9 m	$\Pi_{max} = 2,499t$	h _e = 0,75 m	"	Vt ₃
L ₃	l = 0,8 m	$\Pi_{max} = 17,845t$	h _e = 0,75 m	"	Vt ₃
L ₄	l = 1,00 m	$\Pi_{max} = 14,435t$	h _e = 0,75 m	"	Vt ₅
L ₅	l = 2,24 m	$\Pi_{max} = 1,027t$	h _e = 0,75 m	"	Vt ₃
L ₆	l = 2,34 m	$\Pi_{max} = 0,847t$	h _e = 0,75 m	"	Vt ₅

5.1. Effort dans les linteaux.

a) Effort tranchant:

on résume les efforts des linteaux sous forme des tableaux.

(table VII.1)

	l(m)	q ₁ (t/ml)	q ₂ (t/ml)	q ₆ (t/ml)	q _d (t/ml)	T ₀ (t)	T _p (t)	T _{SH} (t)	T _E (t)	G ₀ kg/m ²
L ₁	1,96	0,300	2,148	2,448	0,525	2,399	0,515	6,142	9,056	9,241
L ₂	0,9	0,300	1,826	2,126	0,446	0,955	0,201	30,099	31,255	31,893
L ₃	0,8	0,300	2,148	2,448	0,525	0,979	0,21	24,989	26,177	26,712
L ₄	1,00	0,300	2,148	2,448	0,525	1,224	0,263	20,209	21,209	22,139
L ₅	2,24	0,300	2,148	2,448	0,525	2,742	0,588	1,438	4,768	4,865
L ₆	2,34	0,300	2,148	2,448	0,525	2,864	0,614	1,886	4,664	4,759

Avec $\tau_b = \frac{T_b}{b \cdot z} = \frac{T_b}{b \cdot \frac{7}{8} h}$

Il faut que la contrainte tangentielle τ_b calculée doit être $\leq 0,12 \sigma_{e8} = 33 \text{ kg/cm}^2$ dans notre cas d'après le tableau (VI.1 page 119) on voit que toutes les $\tau_b < 0,12 \sigma_{e8}$ donc le béton il peut résister aux efforts de cisaillement

- B. Moments fléchissants

Moment d'encastrement $M_E = (q_G + q_P) \frac{l^2}{12} + 1,4 \frac{q_P l}{2}$
 Moment en travée $M_T = (q_G + q_P) \frac{l^2}{24}$

Linteau M_i	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅	L ₆
$M_E \text{ t.m}$	6,495	13,632	10,075	10,228	2,233	2,056
$M_T \text{ t.m}$	0,476	0,88	0,079	0,124	0,622	0,678

(Tab. VI.2)

le moment fléchissant sollicitant le linteau est M_E .

- 5.2. Calcul du Ferraillage:

nous donnerons un calcul détaillé pour un linteau et le ferraillage des autres sera donné dans un tableau
 + méthode utilisée:

Celle de Pierre charon (flexion simple)
 $\mu = 15M / \bar{\sigma}_a b h^2 \rightarrow \kappa, \epsilon$ (qu'on détermine dans les tableaux en fonction de μ)

$\bar{\sigma}_b = \bar{\sigma}_a / \kappa < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h$

$\tau_b = T / b z < \bar{\tau}_b \rightarrow A_t \geq A_{min} \text{ du (R.P.A.1)}$

l'espacement $t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,2 h_e \\ h_e (1 - 0,93 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) \end{array} \right.$

et d'après le RPA $t \leq \frac{a}{4}$

Si $\tau_b \leq 0,06 \sigma_{e8}$ les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires

2. calcul des Contraintes admissibles (R.P.A)

- Contraintes de cisaillement $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{e8} = 33 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de flexion $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma_{e8} = 206,25 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de traction des aciers: $\sigma_{at} = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de traction du béton $\bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$

- 3. exemple de Calcul (Linteau L₁ Voie V₁₂)

a) armatures supérieures A_s .

$M = M_E = 6,495 \text{ t.m}$, $h = h_g - d = 75,5 = 70 \text{ cm}$, $b = 16 \text{ cm}$

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 6,495 \cdot 10^5}{4200 \cdot 16 \cdot 70^2} = 0,096 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \kappa = 52 \\ \epsilon = 0,9254 \end{array} \right.$

$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{4200}{52} = 80,769 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,25 \text{ kg/cm}^2$
 Les armatures comprimées n'est pas nécessaire
 $A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h = 6,495 \cdot 10^5 / 4200 \cdot 0,925 \cdot 70 = 2,387 \text{ cm}^2$
 $A_{\min} = 0,0015 b \cdot h = 0,0015 \cdot 16 \cdot 75 = 1,8 \text{ cm}^2$
 $A_{\text{calculée}} > A_{\min} \rightarrow A = 2,387 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

- b. armatures inférieurs A_i :

$M = M_e = 2,476 \text{ t.m.}$
 $\mu = 15M / \bar{\sigma}_a \cdot h^2 \cdot b = 15 \cdot 0,476 \cdot 10^5 / 4200 \cdot 70 \cdot 16 = 0,00277 \rightarrow \begin{cases} K = 62,5 \\ \epsilon = 0,936 \end{cases}$
 $\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 4200 / 62,5 = 67,2 \text{ kg/cm}^2 < 206,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$
 $A = M / \bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot b = 0,476 \cdot 10^5 / 4200 \cdot 0,936 \cdot 70 = 0,173 \text{ cm}^2 < A_{\min}$
 donc $A \geq A_{\min} = 1,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 2T12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- c. Armatures transversales A_t .

D'après le tableau (page)
 $\bar{\sigma}_b = 9,241 \text{ kg/cm}^2 < 0,12 \bar{\sigma}_{28} = 33 \text{ kg/cm}^2$
 donc $A_t = A_{\min} = 0,0025 b t$

$\bar{t} \leq \max \begin{cases} h_e \cdot 0,2 = 14 \text{ cm} \\ h_t (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a}) = 75 (1 - 0,3 \frac{9,241}{9,85}) = 48,076 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \bar{t} = 14 \text{ cm}$

Le RPA donne $t \leq \frac{h_t}{4} = \frac{75}{4} = 18,75 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $t = 18 \text{ cm}$

$A_t = 0,0025 \cdot 16 \cdot 18 = 0,72 \text{ cm}^2 \rightarrow$ un Cadre $\phi 10 = 0,78 \text{ cm}^2$

- d. Armatures de répartition (de peau A_r).

Sont destinées au renforcement de la section du béton et pour éviter la fissuration dans le linteau ; elles sont calculées par la formule du % min des (R.P.A. B1)

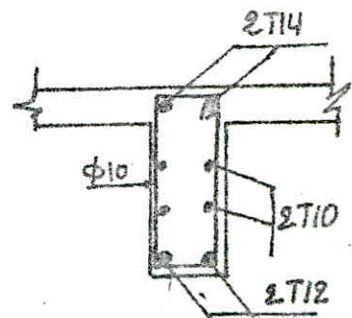
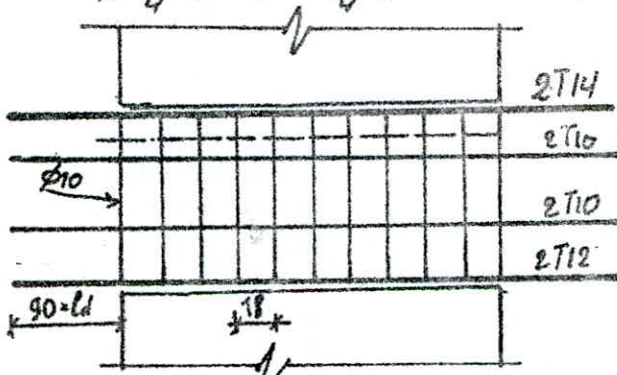
$A_r = 0,0020 b h_t = 0,0020 \cdot 16 \cdot 75 = 2,4 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

- e. Aciers supplémentaires dans les angles A_x :

$\bar{\sigma}_b = 9,241 \text{ kg/cm}^2 < 0,06 \bar{\sigma}_{28} = 16,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow A_x = 0$

- f. calcul d'ancrages des barres l_d .

$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{75}{4} + 50 \cdot 1,4 = 88,75 \text{ cm} \rightarrow l_d = 90 \text{ cm}$



(Fig II.2)

4- Tableau de Ferraillage des Linteaux.

Le ferraillage des Linteaux sera résumé dans le tableau suivant.

	L1	L2	L3	L4	L5	L6
M_e (t.m)	6,495	13,632	10,075	10,229	2,233	2,066
μ	0,0296	0,0621	0,0459	0,0466	0,0102	0,00941
K	52	33,5	40,2	39,8	95,5	99,5
E	0,9254	0,8969	0,9094	0,9088	0,9548	0,9563
$\sigma'_b = \bar{F}_a / K$	80,769	125,373	104,478	105,528	43,979	42,211
$\bar{F}'_b = 0,75 \sigma'_{bS}$	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25
$A_s = M / \epsilon h \bar{F}_a$	2,387	5,170	3,768	3,828	0,778	0,735
A_s D'après RPA	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
A_s adoptée	2T14	3T16	3T14	3T14	2T12	2T12
M_t (t.m)	0,476	0,087	0,079	0,124	0,622	0,678
μ	0,00217	0,000396	0,000359	0,000565	0,00283	0,00309
K	62,5	560	560	460	192	192
E	0,9355	0,9913	0,9913	0,9895	0,9758	0,9746
$\sigma'_b = \bar{V}_a / K$	67,2	7,5	7,5	9,130	21,875	23,077
$\bar{F}'_b = 0,75 \sigma'_{bS}$	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25	206,25
$A_i = M / \epsilon h \bar{F}_a$	0,173	0,0299	0,0271	0,0426	0,217	0,237
A_i (% RPA)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
A_i adoptée	2T12	3T10	3T10	3T10	2T12	2T12
A_r (% RPA)	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
A_r adoptée	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50\phi$	90	100	90	90	90	90
\bar{E}	48,076	14	14	17,467	58,456	58,707
$t \geq \frac{8t_c}{4}$	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
t adoptée	18	12	12	15	18	18
A_t (% RPA)	0,72	0,48	0,48	0,6	0,72	0,72
A_t adoptée	$\phi 10$	$\phi 8$	$\phi 8$	$\phi 10$	$\phi 10$	$\phi 10$
Armatures supplémentaires	Non	Oui	Oui	Oui	Non	Non
A_x (% RPA)	0	1,8	1,8	1,8	0	0
A_x adoptée	/	4.T12	4.T12	4.T12	/	/
$l \geq 100\phi$	/	120	120	1,20	/	/

(tab II 3)

Ferraillage du voile Périphérique.

Conformément aux règlements 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 $\geq 0,15 \text{ m}$. pour notre cas $e = 0,20 \text{ m} = 20 \text{ cm}$
- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures $\geq 0,20\%$ de la section du béton (section transversale) et avec un recouvrement $\geq 50 \phi$ équerre de renforcement dans les angles.
- Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml. de hauteur.

Ferraillage :

- Armatures longitudinales filantes :

$$A \rightarrow \frac{0,20}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on adopte 10 T 8 / ml . en 2 nappes l'espacement $t = 20 \text{ cm}$

- Armatures de peau

$$A \geq 2 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ T } 8 / \text{ml} \text{ sur chaque face. } (t = 20 \text{ cm})$$

(A = 2,5 cm²)

- Disposition Constructives minimales D.T.U 23.1.

Parmi, les armatures minimales de construction que définit le D.T.U. 23.1 afin de répondre aux diverses sollicitations provoqués par les phénomènes de retrait, les phénomènes thermiques et climatiques... habituellement négligés, il ya lieu de prévoir

1. chainages des planchers:

Un chainage de planchers doit être établi dans les cas suivants

- Au Croisement de chaque mur avec un plancher.
 - En Ceinturage des façades lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas des façades maçonnées.
- Ce chainage de plancher est constitué par des aciers qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que ceux qui se trouvent dans une bande de plancher inférieur à 4 fois l'épaisseur, du plancher et ce, de part et d'autre du mur (ou façades) (figure II.3).

La section d'aciers de chainage

est fixée à $1,5 \text{ cm}^2$ au minimum

- dans:
- un chainage entre un plancher et un mur de pignon
 - un chainage entre un plancher et un mur contre terre
 - un chainage entre un plancher et une façade coulée sur place
 - un chainage entre un plancher et un mur - façade façonné dans les autres cas $A \geq 0,28L$ avec: (figure II.4)

L : largeur exprimée en [m]

A : section de chainage [cm^2]

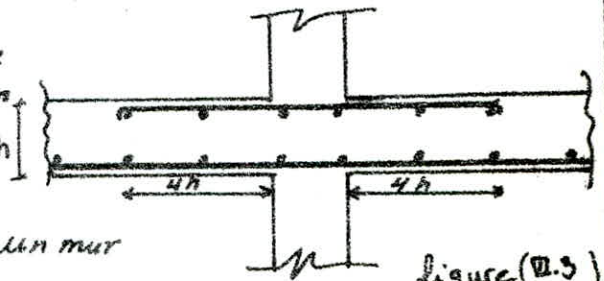


figure (II.3)

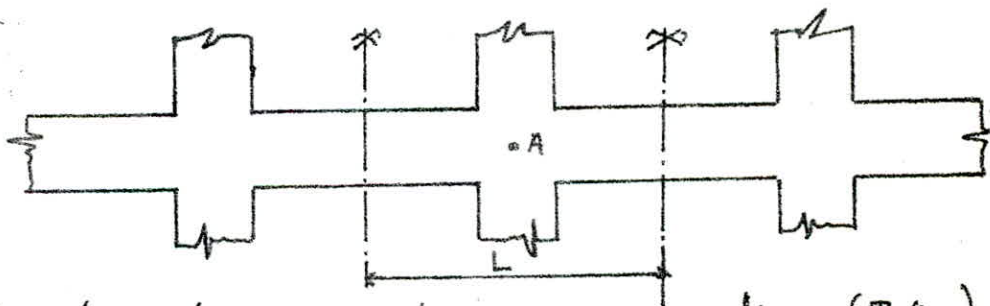


figure (II.4)

- 2. Armatures des murs intérieurs:

- R_v : renforcement vertical au voisinage des angles de baies $\geq 0,85 \text{ cm}^2$
 - R_H : renforcement horizontal sous terrasse $\geq 1,5 \text{ cm}^2$
 - C_H : chaînage horizontal de plancher $\geq 1,5 \text{ cm}^2$
 - C_V : chaînage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$.
- voir figure (II.5).

3. Armatures des mur extérieurs:

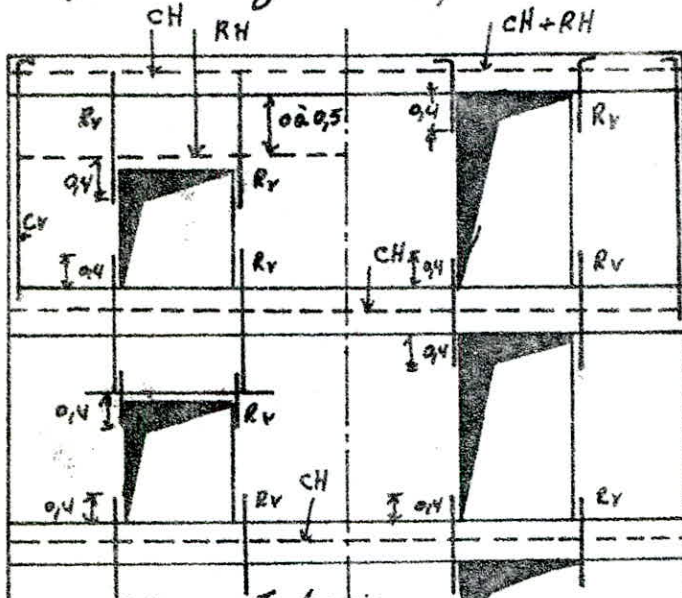
Ces murs doivent avoir une épaisseur minimale de 15 cm pour participer efficacement à la protection contre la pénétration de l'eau dans les bâtiments. figure (II, 6)

Chainage

Les murs doivent comporter une armatures Constitué par des aciers de peau enrobée d'environ 3 cm visavis de l'exteri
 Les distances entre axes des aciers doivent être inférieures à 25 cm horizontalement et verticalement.

- CV: chainage vertical $\geq 1,5 \text{ cm}^2$
- CH: chainage horizontal de plancher
- RV: Renforcement vertical au voisinage des angles de baie $\geq 0,85$
- RH: renforcement horizontal sous terrasse $\geq 2,35 \text{ cm}^2$
- RHA: renforcement horizontal au voisinage des angles de baies $\geq 1 \text{ cm}^2$

On prévoit aux i des renforts verticaux, d'extrémité des murs pour justifier l'accrochage des façades préfabriquées en fonction des forces horizontales qui les sollicitent.

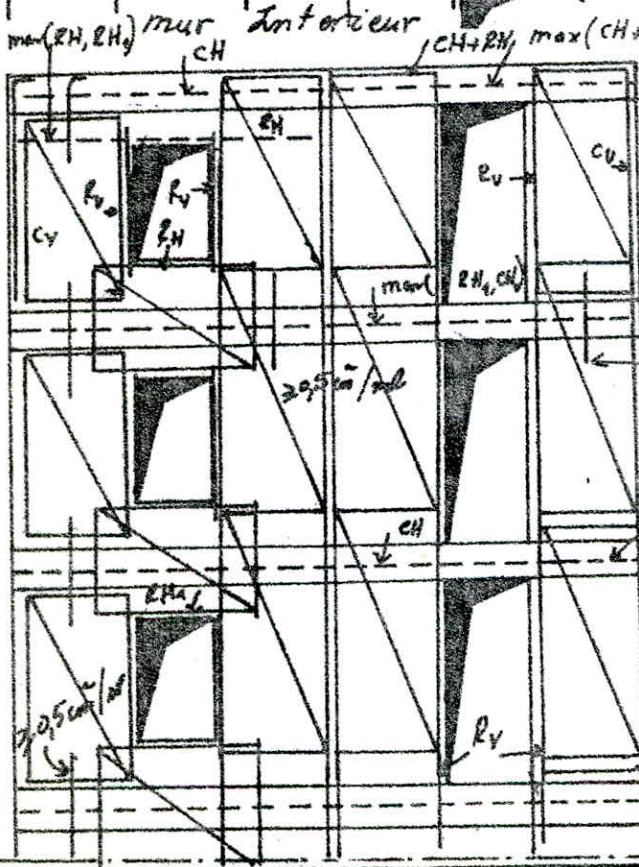


étage sous terrasse

- Rv: renforcement vertical
- Rh: " horizontal
- CH chainage horizontal
- CV " vertical

étage courant

figure (VI.5)



étage sous terrasse

épaisseur de plancher $\geq 1 \text{ cm} / \text{ml}$
 $\geq 0,5 \text{ cm} / \text{ml}$

$\max(\text{CH}, \text{RHA})$
 étages courant

Mur Extérieur.

figure (VI.6)

CHAP 7

CALCUL DES

FONDACTIONS

Charges au niveau des fondations

soient: G_i : charge permanente du vide sanitaire pour chaque voile (i). (hauteur du vide sanitaire $h=1,70m$)

G_{pi} : charge permanente du plancher revenant à chaque voile (i).

P_i : surcharge d'exploitation du plancher. revenant à chaque voile (i)

$$G_{ti} = G_i + G_{pi}$$

G : charge permanente de chaque voile revenant aux fondations

P : surcharge d'exploitation de chaque voile revenant aux fondations.

M : moment de chaque voile au niveau des fondations ($M = M_D + T \cdot h$)

Voiles charges	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}	V_{t4}	V_{t5}	V_{t6}	V_{t7}	V_{t8}	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}
G_i	6,76	5,10	6,71	6,71	7,81	8,06	5,86	6,76	6,34	6,34	9,22
G_{pi}	5,07	9,16	8,44	9,99	11,17	10,33	9,86	5,07	6,47	6,47	8,23
P_i	3,876	7,00	6,46	7,64	8,54	7,90	7,54	3,876	4,95	4,95	6,30
G_{ti}	11,83	14,25	15,16	16,71	19,97	18,39	15,73	11,83	12,81	12,81	17,46
G	127,191	157,108	150,268	218,291	203,264	194,014	184,751	127,191	111,268	111,268	163,068
P	13,325	24,071	22,205	45,84	29,37	27,605	25,937	13,325	17,01	17,012	21,655
$G+T,2P$	143,181	185,493	177,013	218,291	238,588	227,140	215,869	143,181	131,68	131,68	189,033
M	162,233	89,217	138,98	196,053	421,051	319,202	179,948	279,435	384,633	384,633	1491,033

Pour le bâtiment $G = 1712 \text{ t}$

$P = 237,35 \text{ t}$

Introduction:

L'étude des fondations d'une construction comporte deux parties importantes:

- 1) Etude du sol sur lequel va être édifîée cette construction.
 - 2) Etude de la stabilité des fondations proprement dites et leur ferrailage.
- cette stabilité permet de choisir le type de fondation qui convient le plus économiquement possible et offrant une sécurité suffisante.

3) Etude du sol:

a) Géologie: le terrain est en général rocailleux recouvert de marnes silto-sableuse parfois gravelleuse jaune blanchâtre.

b) Reconnaissance du sol:

La reconnaissance au niveau de l'étude mécanique du sol a été menée sur base de: réalisation de dix (10) sondages carottés avec prélèvement d'échantillons para-finés pour les essais de laboratoire.

- exécution de 18 essais au pénétromètre dynamique.

c) Interprétation:

2- sondage: presque sur toute la totalité des sondages carottés on rencontre une marne silto-sableuse jaune blanchâtre tendre de profondeur variant de 2 à 10 m: sondages (S₁, S₂) de rares passés de calcaire et de limon - sondages (S₃, S₇) situés sur depts élevés: on traverse un sous-sol rocheux à partir de 3,50 m - sondages (S₈, S₉): limon sableux.

2. pénétration dynamique

- les essais implantés dans les dépressions [K₁, K₂, K₄, K₈, K₁₀..... K₁₄] présentent des allures de courbes semblable et la résistance de pointe à 2 m de profondeur est de 25 bars.
- Les essais implantés dans les buttes [K₃, K₅, K₆, K₇, K₉] montrent un sol portant.
- Les essais implantés au nord [K₁₅, K₁₇, K₁₆, K₁₂] sont proches des affleurements rocheux. La résistance de pointe minimale à 2 m de profondeur est de 80 bars.

3. Essais de laboratoires:

a) Essais physiques:

- La teneur en eau naturel (w%) du sol varie de 5,84% à 21,37%
- La compacité du sol est élevée
- La densité sèche $\gamma = 1,66 \text{ t/m}^3$
- L'examen des courbes granulométrique montre que l'on est en présence d'un sol fin correspondant aux marnes silto-sableuse et aux limons finement sableux rencontrés.

Fraction fine F: $F = 67 \text{ à } 96\%$ ($F_{\text{moy}} = 81,5\%$)

Fraction Argile A: $A = 0 \text{ à } 2\%$ ($A_{\text{moy}} = 1\%$)

- plasticité:

Limite de liquidité (w_L %) = 27 à 60% } → marne

Indice de plasticité (I_p %) = 13,3 à 34,98% } → marne

(w_L %) = 34,2 à 44,9% } → limon

(I_p %) = 15,5 à 25,0% } → limon

D'après le diagramme de plasticité de Casagrande, ce type de sol est classé dans les marnes plastiques et les limons peu-plastiques.

b/ Essais mécaniques:

D'après essais de cisaillement + terrain consolidé et drainé. Les caractéristiques obtenus sont:

La cohésion est égale à $c_u = 0,40$ à $3,05$ bars. pour un angle de frottement $\varphi = 7^\circ$ à 29°

Les essais oedométriques montrent que l'on a affaire à des sols surconsolidés et non gonflants. avec l'indice de gonflement (i_c) varie de $0,007$ à $0,122$.

c/ Baux de travail

La formule de Terzaghi donne la contrainte admissible sous une semelle filante. Les charges étant verticales et concentrées:

$$Q_{adm} = \gamma D + \frac{1}{3} \left[\frac{1}{2} B \cdot \gamma N_\gamma + \gamma D (N_q - 1) + C N_c \right]$$

avec: D : ancrage des semelles

B : largeur de la semelle

γ : densité humide du sol (γ_h)

N_γ, N_q, N_c : facteur de portance fonction de l'angle de frottement φ .

C : cohésion

pour $\varphi = 7^\circ$, $C = 1,05$ bars = $10,5$ t/m² $\rightarrow N_\gamma = 0,19$, $N_q = 1,88$, $N_c = 6,5$
 $\gamma_h = 2,10$ t/m³, $D = 1,80$ m.

$$Q_{adm} = 23,5 + 0,07 B$$

D'autre part la contrainte de rupture du sol est donnée par: $q_0 = \frac{Q}{A}$

A : section transversale de la semelle: $A = L \times B$

Q : charge totale appliquée à la fondation.

on doit avoir:

$$q_0 = \frac{Q}{B \cdot L} < Q_{adm} = 23,5 + 0,07 B \quad \text{et on déduit } B \text{ connaissant } Q \text{ et } L \text{ pour chaque semelle.}$$

une fois B est connu on tire $Q_{adm} = f(B)$. (pour un B minimum)

II) Etude des fondations:

Les semelles de fondation sous les voiles sont constituées par des semelles filantes.

+ Dimensionnement des semelles sous voiles transversaux:

- semelle filante S_1 sous ($V_{t1} - V_{t2} - V_{t3}$) $L = 7,96$ m.
 soit un débordement de 1 m de chaque côté $\Rightarrow L = 9,96$ m.

- hauteur libre h_0 :

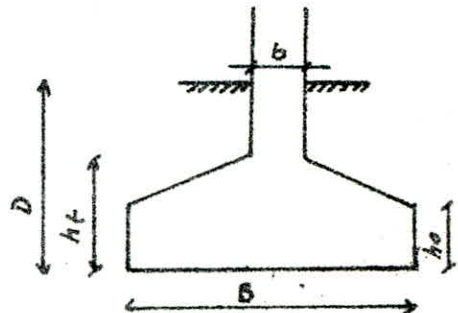
$$* h_0 \geq 6\phi + 6 \text{ cm} = 6 \times 1,4 + 6 = 14,4 \text{ cm}$$

$$h_0 = 15 \text{ cm}$$

$$* h_0 \neq \frac{h_t}{2} \div \frac{h_t}{3} \Rightarrow h_t = 30 \text{ à } 45 \text{ cm}$$

$$h_t = 40 \text{ cm.}$$

on disposera au dessous de chaque semelle un béton de propreté de 10 cm.



Le calcul se fera pour les sollicitation du 1^{er} genre ($G+1,2P$) et du 2^e genre ($G+P+E$), ainsi on mettra pour le ferrailage les efforts

les plus défavorables.

Semelle S_1 : on considère la voile la plus chargée V_{t2} . $G+1,2P=185,993t$

Poids de la semelle: $P_s = \left[(B \times h_0 + \frac{1}{2} \cdot (h_t - h_0) \cdot (B + a_2)) \cdot 2,5 + 1,4 \cdot b \times 7,96 \right] \cdot 2,5$

$$P_s = 6,85B + 6,19$$

Poids des terres sur la fondation:

$$P_t = 8 \left[(B - b) \cdot 9,96 + \left(D - h_t + \frac{h_t - h_0}{2} \right) + b \times (D - h_t) \times 2 \right] = 31,9B - 5,2$$

$$Q = 185,993 + 6,85B + 6,19 + 31,9B - 5,2 = 38,75B + 186,98$$

$$\frac{Q}{BL} \leq Q_{ad} = 23,5 + 0,07B \Leftrightarrow \frac{38,75B + 186,98}{B \cdot 9,96} \leq 23,5 + 0,07B$$

$$B_{min} = 1,00m \Rightarrow Q_{ad} = \bar{\sigma}_s = 2,35 \text{ bars}$$

Semelle S_2 (sous V_{t3}, V_{t4}, V_{t7}). $L = 2,86 + 2 \times 1 = 10,86m$
après calcul on trouve:

$$Q = 48,235B + 217,393 \Rightarrow B_{min} = 1,10m \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,35 \text{ bars}$$

Semelle S_3 (sous $V_{t5} - V_{t6}$). $L = 10,36 + 2 \times 1 = 12,36m$

$$Q = 48,08B + 239,79 \Rightarrow B_{min} = 1,00m \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,357 \text{ bars}$$

pour plus de sécurité le taux de travail du sol est $\bar{\sigma}_s = 2,3 \text{ bars}$

2. stabilité des semelles sous voiles transversaux.

- Semelle S_1

$B = 1,20m$ (la semelle est instable avec $B = 1,00$, $B = 1,10m$ sous S_{P2})

1^{er} genre: $N_{t1} = G + 1,2P + P_t + P_s = 190,667t$ (Voile V_{t2})

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{N_{t1}}{A} = \frac{190,667}{1,20 \cdot 9,96} = 15,96 \text{ t/m}^2 = 1,59 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

2^{es} genre: $N_{t2} = G + P + P_t + P_s = 188,011t$ (d'après charges verticales)

$$E = M = T \cdot h + M_0 = 20,243 \cdot 1,7 + 245,404 = 279,817 \text{ t} \cdot m$$

$$e = \frac{M}{N_{t2}} = 1,488 < \frac{L}{6} = 1,66 \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = \frac{N_{t2}}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) = \frac{188,011}{1,20 \cdot 9,96} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 1,488}{9,96} \right) = 29,6 \text{ t/m}^2 = 2,96 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06$$

donc la semelle S_1 est stable. $\bar{\sigma}_2 = 1,63 \text{ t/m}^2 > 0$

Semelle S_2 .

$B = 1,20m$ (la semelle est instable avec $B = 1,10m$ sous S_{P2})

1^{er} genre: $N_{t1} = 218,291 + 15,84 + 35,955 = 270t$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{N_{t1}}{A} = \frac{270}{1,2 \cdot 10,86} = 20,7 \text{ t/m}^2 = 2,07 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

2^{es} genre: $N_{t2} = 186,76 + 26,275 + 15,84 + 35,955 = 264,83t$

$$M = 171,946 + 14,181 \cdot 1,7 = 196,053 \text{ t} \cdot m$$

$$\bar{\sigma}_2 = e = \frac{N_{t2}}{M} = 0,74 < \frac{L}{6} = 1,81 \rightarrow \text{S.E.C.}$$

$$\text{donc } \sigma_2 = \frac{N_{t2}}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = 28,6 \text{ t/m}^2 = 2,86 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 12,0 \text{ t/m}^2 > 0.$$

la semelle s_2 est stable.

- Semelle s_3 : $L = 12,36 \text{ m}$
 $B = 1,40 \text{ m}$ (on a essayé avec $B = 1,10, 1,20, 1,30$, la semelle a été installée)

$$1^{\text{er}} \text{ genre: } N_{t1} = 238,508 + 19,92 + 48,67 = 307,106.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{t1}}{A} = 17,7 \text{ t/m}^2 = 1,77 \text{ kg/cm}^2 < 3,06 \text{ kg/cm}^2.$$

$$2^{\text{e}} \text{ genre: } N_{t2} = 203,264 + 29,37 + 19,92 + 48,67 = 301,22 \text{ t.}$$

$$M = 369,276 + 30,456 \times 1,7 = 421,051 \text{ t. m.}$$

$$e = \frac{M}{N_{t2}} = 1,39 < \frac{L}{6} = 2,06 \rightarrow \text{S.E.C}$$

$$\sigma_{1,3} = \frac{N_{t2}}{A} \left(1 \pm 6 \frac{e}{L}\right) = 29,2 \text{ t/m}^2 = 2,92 \text{ kg/cm}^2 < 3,06 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 5,6 \text{ t/m}^2 = 0,56 \text{ kg/cm}^2 > 0$$

donc la semelle s_3 est stable.

2. Stabilité des semelle sous voiles Longitudinaux:

* Semelle s_4 sous $V(1) - V(2)$.

$$L = 9,16 + 2 \times 1 = 11,16 \text{ m}$$

- charges sous SP1 ($G + 1,2P$) $N_0 = 131,68 \text{ t.}$

- Poids de la semelle. $P_s = 7,67 B + 7,11$

- Poids de la terre sur la fondation: $3 \cdot P_t = 35,74 B - 5,97.$

$$\Rightarrow Q = 132,817 + 43,41 B.$$

$$\frac{Q}{B \cdot L} \leq Q_{ad} = 23,5 + 0,07 B \Rightarrow B_{min} = 0,80 \text{ m.}$$

avec ($B = 0,80 \text{ m}$, $L = 11,16$) la semelle est instable sous SP2.

pour $B = 0,90 \text{ m}$. $L = 11,16 \text{ m}$.

sous SP1. $N_{t1} = 171,87 \text{ t.}$

$$M_{t1} = 27,822 \cdot 1,7 + 373,366 = 384,633 \text{ t. m.}$$

$$\sigma_1 = \frac{N_{t1}}{A} = 1,71 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06.$$

sous SP2: $N_{t2} = 168,187 \text{ t}$, $e = \frac{M_t}{N_{t2}} = 2,28 > \frac{L}{6} = 1,86 \rightarrow \text{S.P.C}$

$$\sigma = 2 \frac{N_{t2}}{3 \left(\frac{L}{2} - e\right) B} = 3,78 > 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2.$$

donc la semelle est aussi instable sous SP2.

on ne peut pas encore augmenter de la largeur B de la semelle pour ne pas avoir un chevauchement avec la semelle du voile $V(3)$ (distance entre axes ($V(1) - V(3)$) est $1,50 \text{ m}$).

- on stabilise cette semelle avec la méthode de semelle en I

* Semelle s_5 sous le voile $V(3)$. $L = 15 + 2 \times 1 = 17 \text{ m}$

cette semelle elle aussi n'est pas stable avec ($B = 0,8 \text{ m}$, $B = 0,9 \text{ m}$)

et même avec la semelle en I à cause du moment important du voile $V(3)$. ($M = 1308,632 + 1071,42 \times 1,7 = 1491,246 \text{ t. m}$) $\rightarrow \text{tab.}$

pour stabiliser la semelle S_5 sous V_3 , on a essayé avec une largeur de 1,00m qu'on ne doit pas dépasser à cause du rapprochement entre les voiles V_1 ou V_2 , et V_3 ($d = 1,50m$). Ce qui nous a obligé à faire un radier simple sous les voiles longitudinales: ($V_1 - V_2$ et V_3).

Calcul du radier:

on tire du tableau (CCBA)

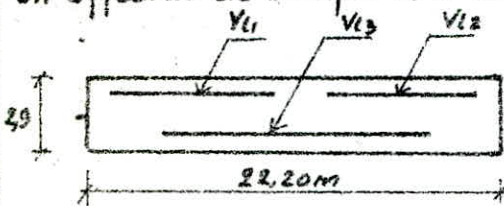
$N = 41,2P = 452,393$

$\bar{S}_5 = 23 t/m^2$

on doit avoir une section nécessaire $A \geq \frac{N}{\bar{S}_5}$

$A \geq \frac{452,393}{23} = 19,7 m^2$

on effectue de chaque côté un débordement de 0,5m.



$S = 2,9 \times 22,20 = 64,38 m^2$

$I = \frac{2,9 \times 22,20^3}{12} = 2644,09 m^4$

- pression sous le radier (sans tenir compte de son poids)

$P = \frac{N}{S} = \frac{452,393}{64,38} = 7,03 t/m^2$

b) épaisseur du radier

- condition de cisaillement: $\frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$ ($\beta = 7/8 h$)

$T = q \cdot l_2 = 7,03 \cdot \frac{3,00}{2} = 10,545 t$, $\bar{\sigma}_b = 5,9 kg/cm^2$

$h \geq \frac{8}{14} \cdot \frac{10,545 \cdot 10^3}{100 \cdot 1,15 \cdot 5,9} = 17,76 cm$ (pour une bande de 1m)

$h_t = h + d$ ($h = 35 cm$, $d = 5 cm$) $\Rightarrow h_t = 40 cm$

c) Vérification au poinçonnement:

On considère la voile la plus chargée/ml: c'est la voile V_1 avec $N = 14,266 t/ml$

La condition de non poinçonnement est donnée par la formule

$1,25 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$ (CCBA art. 39.54)

P_c : périmètre du contour cisailé

a : épaisseur du voile, $b = 100 cm$

$1,25 \cdot \frac{14,266 \cdot 10^3}{400 \cdot 40} = 1,144 kg/cm^2 \leq \bar{\sigma}_b$

$P_c = 2(a + b + 2h_t)$

$P_c = 2(0,2 + 1 + 2 \cdot 0,4) = 4 m = 400 cm$

vérifiée

d) Vérification de la stabilité du radier

Poids du radier: $P = 64,38 \cdot 0,4 \cdot 2,5 = 64,38 t$

Poids des terres sur le radier

$P_t = [64,38 \times 1,4 - 0,2(9,16 \times 2 + 15)] \cdot 2,1 = 169,68 t$

sous SP_1 : $N_{E1} = (G + 1,2P) + P_t - P_c = 452,393 + 64,38 + 169,68 = 686 t$

sous SP_2 : $N_{E2} = (G + P) + P_t - P_c = 163,047 + 21,655 + 2(111,268 + 19,0) + 64,38 + 169,68$

$$N_2 = 676 \text{ t} ; M = 2260 \text{ t.m} , I = 2644,09 \text{ m}^4 \quad r = \frac{e}{2} = 11,10 \text{ m}$$

$$① q = \frac{N_1}{A} = \frac{686}{6438} = 10,66 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_g = 23 \text{ t/m}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$② q_{12} = \frac{N_2}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot r = \frac{676}{6438} \pm \frac{2260}{2644,09} \cdot 11,10 = 10,49 \pm 9,48$$

$$\sigma_1 = 19,97 \text{ t/m}^2 = 2 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 2,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 1,01 \text{ t/m}^2 > 0$$

donc le radier est stable

a) Charges à prendre en compte pour le calcul du radier.

- charges du 1^{er} genre: $q = 7,03 \text{ t/m}^2$, $\bar{\sigma}_0 = 2800 \text{ kg/cm}^2$

- charges du 2^{es} genre: $\begin{cases} q_1 = 0,4 \times 2,5 = 20 \times 1 = 19 \text{ t/m}^2 \\ q_2 = 0,4 \times 2,5 = 1,0 \times 1 = 1,0 \text{ t/m}^2 \end{cases}$
 $q = 0,4 \times 2,5 = 1 \text{ t/m}^2$ (charge due au radier)
 $\bar{\sigma}_0 = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{q(\text{SP2})}{q(\text{SP1})} = \frac{19}{7,03} = 2,7 > \frac{\bar{\sigma}_0(\text{SP2})}{\bar{\sigma}_0(\text{SP1})} = \frac{4200}{2800} = 1,5$$

donc: les sollicitations du 2^{es} genre sont le plus défavorable

pour le ferrailage du radier on considère la charge q .

$$\begin{cases} q = 19 \text{ t/m}^2 = 1,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_0 = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Vérifications:

III Vérification du poinçonnement du sol en profondeur:

Notre sol est de moyenne compressibilité, la vérification des limites des charges agissantes sur le sol est donc nécessaire.

Le calcul de ces charges à différentes profondeurs du sol ne se fait que pour la semelle S_1 sous les voiles ($V_{11} - V_{12} - V_{13}$) puisque c'est celle qui présente des contraintes, des contraintes correspondantes aux sollicitations du second genre très grande vis-à-vis des contraintes correspondantes aux premier genre de la même semelle et des semelles avoisinantes.

Calcul des charges à différentes profondeurs:

La contrainte $\sigma(z)$ en un point M du sol est obtenue par la formule:

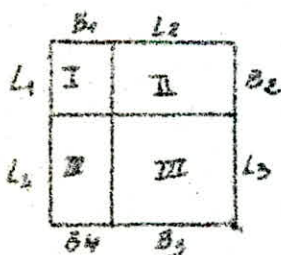
$$\sigma(z) = \int_S \frac{3q}{2\pi z^2} \cos^2 \theta \, ds \quad , \text{ la semelle étant de surface } S.$$

q : la contrainte appliquée dans la semelle.

$\sigma(z)$ est proportionnelle à q : on peut calculer le facteur d'influence $I(z) = \frac{\sigma(z)}{q}$

en un point du milieu $\sigma(z) = q \cdot I(z)$.

Les valeurs numériques de $I(z)$ obtenus à l'aplomb de l'angle d'un rectangle souple de section ($B \times L$) sont sous forme de tableaux ou d'abaques en fonction de L/B et de z/B .



pour déterminer la contrainte $\sigma(z)$ à l'aplomb d'un point quelconque A' on additionnera l'effet à l'aplomb du point A' à des quatre (4) rectangles I à IV.

$$I(z) = I_1(z) + I_2(z) + I_3(z) + I_4(z)$$

notre cas: A' est le centre de la semelle

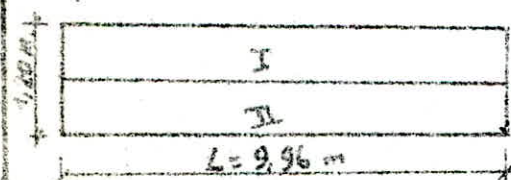
on aura ($I_1(z) = I_2(z) = I_3(z) = I_4(z)$)

$$B_1 = B_2 = B_3 = B_4 = B/2, \quad L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = L/2$$

$I_1(z)$ est donné à partir du tableau (en considérant B_1, L_1)

Cas de la semelle S_1 : $q_M = 2,98 \text{ kg/cm}^2$, $q_m = 1,63 \text{ kg/cm}^2$, $B = 1,2 \text{ m}$, $B_1 = 0,6 \text{ m}$
 $B_2 = 0,6 \text{ m}$

$$I_1(z) = I_2(z) \Rightarrow I(z) = 2I_1(z)$$



contrainte maximale $q_M = 2,98 \times 1,2 \times 3,576 \text{ kg/cm}^2 = 35,76 \text{ t/m}^2$

contrainte minimale $q_m = 1,63 \times 1,2 = 1,956 \text{ kg/cm}^2 = 19,56 \text{ t/m}^2$

$$\sigma_M(z) = q'_M \cdot I(z) \text{ et } \sigma_m(z) = q'_m \cdot I(z)$$

$$q'_M = q_M - \gamma D = 35,76 - 2,10 \times 1,8 = 31,98 \text{ t/m}$$

$$q'_m = q_m - \gamma D = 19,56 - 2,10 \cdot 1,8 = 15,78 \text{ t/m}$$

$$\Rightarrow \sigma_M(z) = 31,98 I(z)$$

$$\sigma_m(z) = 15,78 I(z)$$

pour différentes valeurs de profondeur z on dresse le tableau suivant pour le calcul de $\sigma_M(z)$ et $\sigma_m(z)$.

$z(\text{m})$	0,50	1,00	2,50	2,00	2,50	3,00	3,50
z/B	0,83	1,67	2,50	3,33	4,17	5,00	5,83
$I_f(z)$	0,230	0,165	0,115	0,09	0,076	0,064	0,058
$I(z)$	0,460	0,330	0,230	0,180	0,152	0,128	0,116
$\sigma_M(\text{t/m}^2)$	14,71	10,53	7,355	5,756	4,861	4,106	3,709
$\sigma_m(\text{t/m}^2)$	7,258	5,207	3,629	2,840	2,398	2,020	1,830

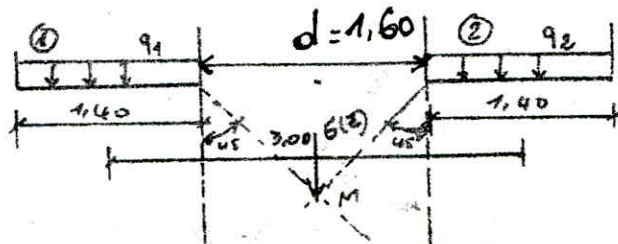
on remarque que les contraintes vont en diminuant.
donc pas de risque de poinçonnement du sol en profondeur.

IV. Vérification de l'effet radié :

L'influence en un point donné du sol de 2 ou plusieurs semelles est très considérable de sorte que la diffusion des contraintes transmise par ces différentes semelles donne lieu à une interférence de celles-ci.

En profondeur, tout se passe comme si le bâtiment est fondé sur radié général. ce phénomène est appelé "effet radié"

pour cet effet on se limite à la vérification des deux semelles : ① semelle transversale S_3 sous V_15
② semelle transversale S_3 sous V_6
dont l'entre-axe de celles-ci est de 3,00 m.



en pratique on considère que les contraintes se répartissent suivant un angle de 45° , le point d'intersection sera (M) à la profondeur $d/2$ (d: c'est la distance entre nus intérieurs des deux semelles ① et ②).

on calcul la contrainte agissant en M ($\sigma(d/2)$) provoquée par les deux semelles

$$\sigma(d/2) = \sigma_1(d/2) + \sigma_2(d/2)$$

Les 2 semelles ① et ② sont identiques $\Rightarrow q_1 = q_2$, $\sigma_1(d/2) = \sigma_2(d/2)$
 $\sigma_1(d/2) = q' I_1(z)$, $\sigma_2(d/2) = q' I_2(z)$

on doit comparer $\sigma(d/2) \leq 1,53 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$

La contrainte moyenne dans la semelle ① ou ② est q_M :

$$q_1 = q_2 = q = \frac{3q_M + q_M}{4} = \frac{3 \cdot 40,88 + 7,84}{4} = 32,62 \text{ t/m}$$

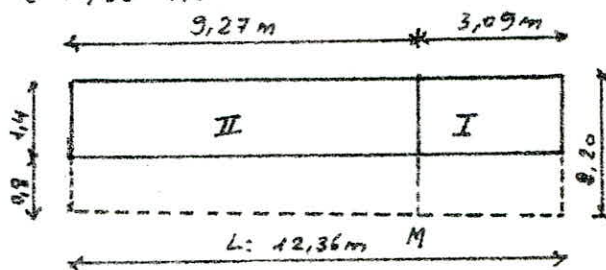
appliquée à une distance x du bord le moins chargé

$$x = \left(\frac{q_1 - q_M}{q_M - q_M} \right) L = \left(\frac{32,62 - 7,84}{40,88 - 7,84} \right) 12,36 = 9,27 \text{ m}$$

$$\frac{L_1}{B_1} = \frac{3,09}{2,2} = 1,4$$

$$\frac{L_2}{B_2} = \frac{9,27}{2,2} = 4,21$$

$$\frac{z_2}{B_2} = \frac{z_1}{B_1} = 0,36$$



$$q'_1 = q'_2 = q - \gamma D = 32,62 - 2,10 \cdot 1,80 = 28,84 \text{ t/m}$$

$$I_1(z) = f\left(\frac{L_1}{B_1}, \frac{z_1}{B_1}\right) = 0,244 \quad I_2(z) = f\left(\frac{L_2}{B_2}, \frac{z_2}{B_2}\right) = 0,245$$

$$\sigma(d/2) = q' (I_1(z) + I_2(z)) = 28,84 (0,244 + 0,245) = 14,10 \text{ t/m}$$

$$\frac{\sigma(d/2)}{B} = \frac{14,10}{1,40} = 10,07 \text{ t/m}^2 = 1,007 \text{ kg/cm}^2 < 3,06 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifié}$$

aucun risque de poinçonnement du sol par effet radier.

V. Vérification des tassements du sol:

Le calcul des tassements du sol sous les semelles est pratiquement le seul critère du choix d'une fondation.

trois méthodes pour le calcul des tassements:

- méthode d'intégration par tranches
- méthode pressiométrique
- méthode globale

1- Calcul des tassements par la méthode globale.

- hypothèse: Le sol doit être homogène
- cas de sollicitations brèves.

le tassement en un pt quelconque du sol est donné par: $s = f \cdot \frac{1-\nu'^2}{E'} B q$

La formule précédente peut être simplifiée par $q = k \cdot s$.

k : module de réaction du sol (kg/cm^2)

q : contrainte moyenne appliquée sur la semelle. (kg/cm^2)

s : tassement au point considéré (cm)

B : largeur de la semelle.

E, ν : caractéristiques intrinsèques du sol

f : coef. de forme, sans dimension, dépend des dimensions de la semelle, de sa rigidité.

On détermine la valeur du module de réaction du sol (k) par les résultats donnés par Terzaghi pour un sable peu consistant:

$\delta_d = 1,66 \text{ t/m}^3 \rightarrow$ sable humide $\Rightarrow k_0 = 40 \text{ MN/m}^3$

$$k = k_0 \cdot \left(\frac{B+30}{2B} \right)^2 ; k_0 : \text{module de Terzaghi}$$

B : largeur de la semelle.

pour les semelles S_1 et S_2 ($B = 1,20 \text{ m} = 120 \text{ cm}$)

$$k = 40 \left(\frac{120+30}{2 \times 120} \right)^2 = 15,62 \text{ MN/m}^3 = 1,56 \text{ kg/cm}^3$$

pour la semelle S_3 : $B = 140 \text{ cm}$

$$k = 40 \left(\frac{140+30}{2 \times 140} \right)^2 = 14,7 \text{ MN/m}^3 = 1,47 \text{ kg/cm}^3$$

$$q = k \cdot s \Rightarrow s = \frac{q}{k}$$

2. Tassements réels sous les semelles:

tassement sous la semelle transversale: S_1
on a trouvé: $q_M = 2,98 \text{ kg/cm}^2$, $q_m = 1,63 \text{ kg/cm}^2$

$$q_M = 2,98 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow S_M = \frac{q_M}{k} = \frac{2,98}{1,56} = 1,91 \text{ cm} < \bar{S}_{ad} = 5 \text{ cm}$$

$$q_m = 1,63 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow S_m = \frac{q_m}{k} = \frac{1,63}{1,56} = 1,04 \text{ cm} < \bar{S}$$

tassement différentiel: $\Delta S = S_M - S_m = 1,91 - 1,04 = 0,87 \text{ cm}$.

$$\delta = \frac{\Delta S}{L} = \frac{0,67}{9,96} = 0,0008 < \frac{1}{500} = 0,002$$

δ : distorsion, L : longueur du voile (distance entre appuis consécutifs)

on représente les autres semelle sous forme de tableau:

Semelle	q_M	q_m	S_M	S_m	ΔS	$\delta \cdot 10^3$
S_2	2,86	1,2	1,83	0,77	1,06	0,9
S_3	2,96	0,6	2,01	0,41	1,6	1,2
S_1	2,98	1,63	1,91	1,04	0,87	0,8

3. Tassement différentiel entre les semelles.

- entre S_1 et S_2 .

$$\Delta S = S_1 - S_2 = \frac{3S_{M1} + S_{M2}}{4} - \frac{3S_{M2} + S_{M1}}{4} = 1,692 - 1,565 = 0,127$$

$$s = \frac{\Delta S}{l} = \frac{0,127}{300} = 0,0004 < \frac{1}{500} = 0,002 \quad \text{vérifié}$$

- entre S_2 et S_3

$$\Delta S = S_3 - S_2 = 1,69 - 1,565 = 0,125$$

$$s = \frac{\Delta S}{l} = \frac{0,125}{300} = 0,00042 < 0,002 \quad \text{vérifié}$$

donc la vérification des tassements étant dans tous les cas satisfaisante, aucun désordre n'est à craindre.

VI. Ferrailage des Semelles.

Le ferrailage des semelles comporte :

- Les armatures transversales qui seront déterminées par la méthode des bielle si la semelle est rigide ou par la méthode de la double console si la semelle est flexible. (le calcul se fera par mètre linéaire de la semelle)
- Les armatures longitudinales ou de répartition.
- Les étriers: si l'effort tranchant est important, les étriers verticaux seront nécessaires, leur rôle est de limiter le cisaillement du béton de la semelle.

1. Semelle transversale S_1 sous V_{t1} - V_{t2} - V_{t3} .

$$B = 120 \text{ cm}$$

- a) Armatures transversales:

- avec les sollicitation du 2^e genre qui sont les plus défavorables.

$$q = 2,98 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow Q = 2,98 \times 120 \times 100 = 35760 \text{ kg/ml}$$

$$\bar{q}_a = 4200 \text{ kg/m}^2$$

L'effort de traction maximum dans l'armature est:

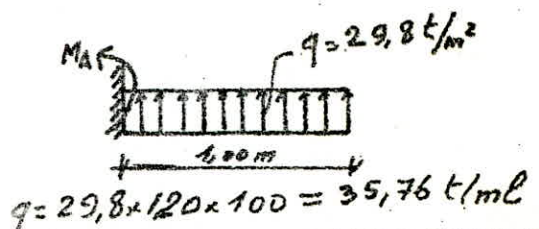
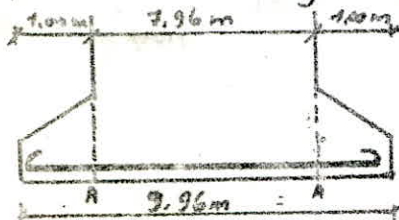
$$N = Q \cdot \frac{B-b}{8h} = 35,76 \cdot \frac{120-20}{8,35} = 12,777 \text{ kg/ml}$$

La section des armatures nécessaire pour reprendre cet effort est:

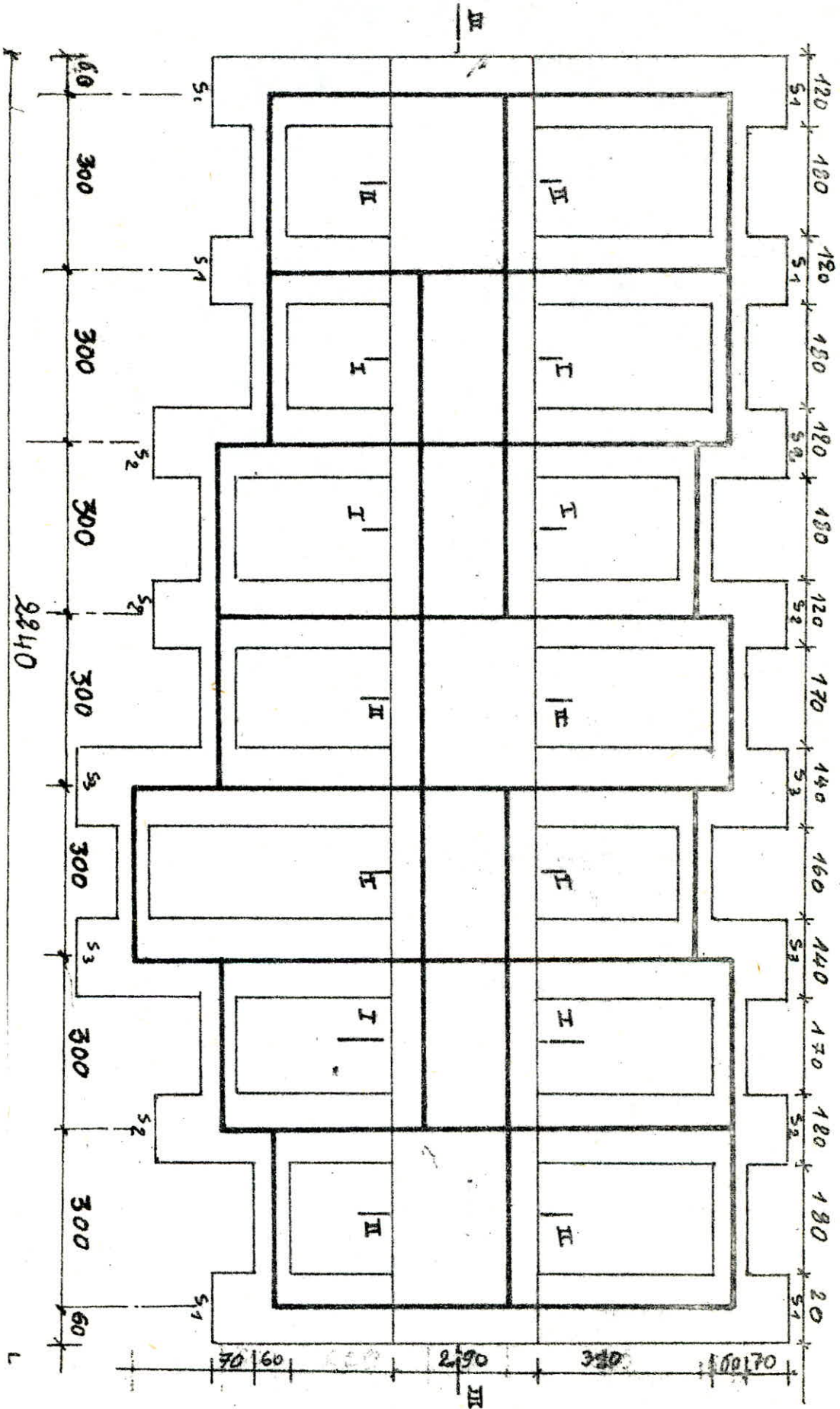
$$A = \frac{N}{\bar{q}_a} = \frac{12,777}{4200} = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 5T12/\text{ml } A = 5,65 \text{ cm}^2 \quad t = 20 \text{ cm}$$

b) Armatures longitudinale



Vue en plan des fondations



$$M_A = q \frac{l^2}{2} = 35,76 \cdot \frac{4^2}{2} = 17,88 \text{ t.m} \quad (\text{Moment à encastrement})$$

$$T_A = q l = 35,76 \text{ t.}$$

$$M = \frac{15 M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 17,88 \cdot 10^5}{4200 \cdot 120 \cdot 35^2} = 0,043 \rightarrow \begin{cases} K = 41,7 \\ \epsilon = 0,9119 \end{cases}$$

$$A_L = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{17,88 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9119 \cdot 35} = 13,33 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 2T16 + 6T16 \quad (A = 16,08 \text{ cm}^2)$$

$$A_L = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_I}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 \\ A_{ne} = 16,08 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \rightarrow A_L = 16,08 \text{ cm}^2$$

Arrêt des barres:

$$\bar{\sigma}_d = 2,8 \bar{\sigma}_b = 2,8 \cdot 5,9 = 16,52 \text{ kg/cm}^2 \quad (\psi_d = 2,8 \cdot \text{barres à N.A.})$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{q(B-b)}{2B \cdot h} \cdot \frac{1}{m \pi \phi} = \frac{35,76(120-20)}{2 \cdot 120 \cdot 35 \cdot 6 \pi \cdot 1,6} = 14,12 \text{ kg/cm}^2$$

(m = 6 pour $\phi = 1,6$)

$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d$ Les crochets aux extrémités des barres ne sont pas nécessaires. on n'a qu'à prolonger les armatures aux extrémités

- pour les étriers. on adopte des cadres $\phi 6$

2. Semelle transversale S_2 (sous $V_{t3} - V_{t4} - V_{t7}$)
on procède de la même manière que la semelle S_1

- Armatures transversales:

$$A_T = 3,16 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5T12/ml \quad (A = 5,65 \text{ cm}^2)$$

$$t = 20 \text{ cm.}$$

- Armatures longitudinales:

$$A_L = 9,65 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 6T16 \quad (A = 12,06 \text{ cm}^2)$$

3. Semelle transversale S_3 (sous $V_{t5} - V_{t6}$)

$$B = 140 \text{ cm.}$$

$$A_T = 4,17 \text{ cm}^2$$

on adopte de même pour S_1 et S_2 5T12/ml (A=5,65)

$$t = 20 \text{ cm.}$$

$$A_L = 15,89 \text{ cm}^2$$

on adopte 8T16 (A = 16,08 cm²)

Vérification d'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = 2,8 \cdot 5,9 = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{q(B-b)}{2B \cdot h \cdot m \pi \phi} = \frac{40,88(140-20)}{2 \cdot 140 \cdot 35 \cdot 6 \pi \cdot 1,6} = 16,59 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_d = 16,52 \text{ kg/cm}^2$$

donc il faut mettre des crochets aux extrémités des barres.

ferraillage des semelles sous voile périphérique

Ces semelles sont soumises à leur poids propre (poids du voile périphérique) et le poids des panneaux (façades).
donc on prend en considération que les sollicitations du premier genre - ($G + 1,2P = G$).

$G = G_{\text{voile périphérique}}: G_1 = 0,2 \times 1 \times 1,7 \times 2,5 = 0,85 \text{ t/ml}$
pour le panneau le plus sollicité $G_p = 4,63 \text{ t}$

$$G_2 = 4,63 \times \frac{1}{3} = 9,26 \text{ t/ml} \quad (\text{6 panneaux})$$

$$G_0 = 0,85 + 9,26 = 10,11 \text{ t/ml}$$

on doit avoir $\frac{G}{A} \leq \bar{\sigma}_s = 2,3 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A \geq \frac{G}{\bar{\sigma}_s} = \frac{10,11 \cdot 10^3}{2,3} = 4400 \text{ cm}^2$

pour une bande de 1m. $A = 100 \times B \Rightarrow B \geq \frac{4400}{100} = 44 \text{ cm}$
(B étant la largeur de la semelle)

on adopte $B = 60 \text{ cm}$, $h_f = h + d$, $h \geq \frac{B-b}{4} = 10 \text{ cm}$
 $h_f = 40 \text{ cm}$

Vérification de la stabilité: sous SPD:

poids de la semelle: $P_3 = (0,6 \times 0,15 + 0,2 \times 0,25 + 0,2 \times 1,63) \cdot 2,5$

$$P_3 = 1,18 \text{ t/ml}$$

poids de terre sur la semelle: $P_4 = [2,0,15 \times 1,4 + 0,1 \times 0,25] \cdot 2,1 = 1 \text{ t/ml}$

$$N_t = P_3 + P_4 + G = 1,18 + 1 + 10,11 = 12,29 \text{ t/ml}$$

$$q = \frac{N_t}{A} = \frac{12,29 \cdot 10^3}{60 \cdot 100} = 2,05 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 3,06 \text{ kg/cm}^2$$

ferraillage:

La semelle étant rigide, on utilise la méthode des bielles:

$$Q = q \cdot B \cdot 1 = 2,05 \times 60 \times 100 = 12300 \text{ kg/ml} =$$

$$A = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{Q(B-b)}{8h} \cdot \frac{1}{60} = \frac{12300(60-20)}{8 \cdot 35 \cdot 2300} = 9,63 \text{ cm}^2$$

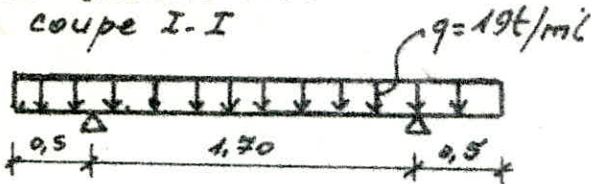
on met forfaitairement 3T90 ($A = 2,35 \text{ cm}^2$)

Dans le sens longitudinal:

on adopte 4T8 ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

Ferraillage du radier:

1) sens transversal:
coupe I-I



calcul des moments en travées et aux appuis d'après la méthode de Caquot.

aux appuis:

$$M_a = \frac{q(lw^3 + le^3)}{8.5 \cdot (lw + le)} = \frac{19(0.5^3 + 1.7^3)}{8.5(0.5 + 1.7)} = 5.12 \text{ t.m.}$$

en travée: $M_t = 1.15 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

$$\text{avec: } M_0 = \frac{q l^2}{8} = 19 \cdot \frac{1.7^2}{8} = 6.87 \text{ t.m.}$$

$$M_w = M_e = M_a = 5.12 \text{ t.m.} \quad \Rightarrow M_t = 2.78 \text{ t.m.}$$

ferraillage: (méthode de P. Charon)

aux appuis:

$$\mu_a = \frac{15 \cdot 5.12 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0.015 \rightarrow k = 77, E = 0.9457$$

$$A_a = \frac{15 \cdot 5.12 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0.9457 \cdot 35} = 3.69 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6T10/ml \quad (A = 4.71 \text{ cm}^2)$$

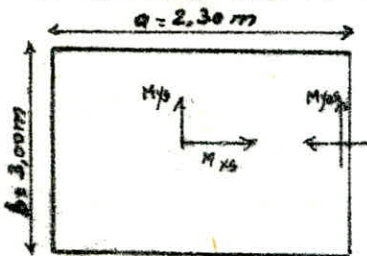
en travée:

$$M_t = 0.008, A_t = 1.97 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte: } 4T10/ml \quad (A = 3.14 \text{ cm}^2)$$

coupe II-II:

on considère une dalle appuyée sur 3 côtés soumise à une charge uniformément répartie $q = 19 \text{ t/ml}$. pour le ferraillage de cette dalle on applique la méthode de H. BARS.



$$\alpha = a/b = 0.77 \rightarrow \begin{cases} \mu_{yas} = 0.1227 \\ \mu_{yb} = 0.0177 \\ \mu_{ya} = 0.09 \end{cases}$$

$$M_{xb} = \mu_{yb} \cdot q \cdot a^2 = 0.0177 \cdot 19 \cdot 2.3^2 = 1.78 \text{ t.m.}$$

$$M_{yb} = \mu_{yb} \cdot q \cdot b^2 = 0.09 \cdot 19 \cdot 3^2 = 15.39 \text{ t.m.}$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} \cdot q \cdot b^2 = 0.1227 \cdot 19 \cdot 3^2 = 20.98 \text{ t.m.}$$

② sens répartiteur:

$$M_t = 1.78 \text{ t.m.}$$

$$\mu_t = \frac{15 \cdot 1.78 \cdot 10^5}{4200 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0.0052 \rightarrow k = 138, E = 0.93673$$

$$A_t = \frac{15 \cdot 1.78 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0.93673 \cdot 35} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{on adopte } 4T8 \quad (A = 3.14 \text{ cm}^2)$$

① Sens porteur

- Traversée de rive : $M_t = 0,85 \times 15,39 = 13,08 \text{ t.m}$

$\mu_t = 0,038 \rightarrow K=45, E=0,9167$
 $\Rightarrow A_t = 9,72 \text{ cm}^2 \quad (9T12 \quad A=10,18 \text{ cm}^2)$

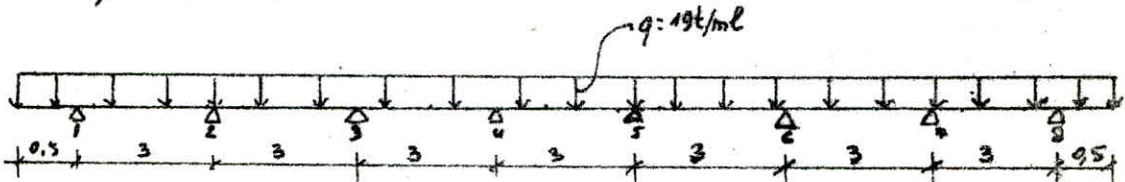
- Appui intermédiaire : $M_{ai} = 0,5 \cdot 15,39 = 7,7 \text{ t.m}$

$\mu_{ai} = 0,022, K=61,5, E=0,9346$
 $A_{ai} = 5,6 \text{ cm}^2 \quad (5T12 \quad A=5,65 \text{ cm}^2)$

- Appui de rive : $M_{ar} = 0,3 \cdot 15,39 = 4,617 \text{ t.m}$

$\mu_{ar} = 0,0134 \rightarrow K=82, E=0,9485$
 $A_{ar} = 3,31 \text{ cm}^2 \quad (5T12 \quad A=5,65 \text{ cm}^2)$

2). Sens longitudinal
 Coupe III-III.



calcul des moments par la méthode de caquot. $M_0 = q \frac{L^2}{8} = 19 \cdot \frac{3^2}{8} = 21,375 \text{ t.m}$
 tableau récapitulatif :

Appui	1	2	3	4	5	6	7	8
M_a	2,375	15,889	12,875	12,875	12,875	12,875	15,889	2,375
M_t		15,449	10,199	11,706	11,706	14,706	10,199	15,449

Les appuis (1, 2, 7, 8) et la traversée (1-2, 7-8) ont été déjà étudiés.
 (voir coupe II-II).

Etude des autres traversées et appuis :

$M_a \text{ max} = 12,875 \text{ t.m}$

$M_t \text{ max} = 11,706 \text{ t.m}$

ferraillage :

en traversée : $M_t = 11,706 \text{ t.m}$

après le même calcul : on trouve $A_a = 9,1 \text{ cm}^2$

on adopte 9T12 ($A=10,18 \text{ cm}^2$)

aux appuis : $M_a = 12,875 \text{ t.m}$

$\Rightarrow A_t = 10 \text{ cm}^2$

on adopte de même 9T12.

On remarque que dans le sens longitudinal le ferraillage adopté reste inférieur à celui adopté lors du calcul du ferraillage des semelles dans le sens transversal. ce qui nous amène à prendre le même ferraillage des semelles dans le sens transv. pour le sens longitudinal du radier :

au croisement de la semelle S_1 (sur appuis 1, 2, 8) : 5T12/ml.

au croisement de la semelle S_2 (appuis 3, 4, 7) : 5T12/ml.

au croisement de la semelle S_3 (appuis 5-6) : 5T12/ml.

CONCLUSION

Pour le calcul des éléments porteurs d'un bâtiment, il nous a fallu revoir presque tous les modules que nous avons déjà étudiés.

Ce projet nous a fait apprendre beaucoup de choses concernant les ossatures de bâtiment: Le dimensionnement, la stabilité malgré que tous les problèmes qui se posent à propos d'une ossature de bâtiment surtout à voiles sont abordés sous un angle essentiellement pragmatique.

Ce qui nous a amené à modifier certains problèmes en les simplifiant les hypothèses à cause des difficultés de calculs qui demandent des moyens puissants et dépassants notre niveau.

Tout ça reste dans le cadre du respect des règlements en vigueur en Algérie et les conseils donnés par mes enseignants de l'ENPA ou ailleurs.

Enfin il nous reste encore beaucoup à apprendre dans la vie professionnelle en profitant des personnes plus expérimentées.

BIBLIOGRAPHIE

- Regles C.C.B.A. 68
- Regles parasismique Algeriennes (BA) ... CTC.
- Compléments aux regles Parasismique ... CTC
- Regles n.v. 69.
- tables de Calcul des dalles en B et de Poutres ... (R. BARES)
- Calcul pratique des ouvrages en BA A. Fuentes
- Calcul pratique des tours en beton Armé M. DIVER.
- Calcul et Vérification des ouvrages en BA ... P. Charon
- Exercices de BA P. Charon
- Cours de B.A T III M. BELAZOUGUI
- Contreventement des Bâtimnts ... ALBIGES et Coulet
- traité de B.A Tome 4 et 3 A. Gerin
- Cours pratique de mécanique des sols tome 1 et 2.
- J. Costet, G. Sanglarat.
- Exercices de M.D.S tome 1 et 2... J. Costet et G. Sanglarat

