

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **Génie civil**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

BATIMENT TOUR R₊9

OSSATURE VOILES

Proposé par :
SONATIBA

Etudié par :
Y. MEDJADJ
O. BENKESSIRAT

Dirigé par :
MM. CHIKH

PROMOTION : JUIN 1986



- DEDICACES -

Je dedie ce modeste travail à :

- mon père
- ma mère
- mes frères et sœurs
- mes oncles
- tous mes amis



Medjadj youcef

Je dedie ce modeste travail à :

- mon père
- ma mère
- mes frères et sœurs
- tous mes amis

Benkessirat Omar

REMERCIEMENTS

nos remerciements vont à M^{me} CHIKH notre promotrice
à M^e Kocolescu (ingénieur au C.T.C.)
à tous les professeurs de L'E.N.P
Ainsi à tous ceux qui nous ont aidé

M et B

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- chap 1 introduction 1-4
- chap 2 descente de charge 5-11
- chap 3 inerties équivalentes 12-15
- chap 4 calcul des centres de masses et d'inerties 16-22
- chap 5 calcul de la période 23-25
- chap 6 étude au séisme 26-30
- chap 7 étude au vent 31-35
- chap 8 contreventement 36-44
- chap 9 étude des voiles 45-56
- chap 10 ferrailage des voiles 57-78
- chap 11 calcul des éléments 79-101
- chap 12 calcul des fondations 102-111

CHAPITRE 1.
INTRODUCTION

Presentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment tour à usage d'habitation, qui sera implanté dans la région d'Alger. Le bâtiment comporte une dissymétrie en plan et comporte : un vide sanitaire, un rez de chaussée, neuf (9) étages, une cage d'escalier, une cage d'ascenseur. Le RDC est à usage d'habitation.

Caractéristiques géométriques

L'ossature du bâtiment est constituée uniquement de voiles porteurs d'épaisseur (16 cm) et assurant le contreventement de la construction dans les deux sens.

distances entre les points extrêmes :

Sens Longitudinal : 22,36 m

Sens Transversal : 18,30 m

hauteur totale du bâtiment $H_t = 28,90$ m y compris l'acrotère

hauteur d'étage 2,82 m

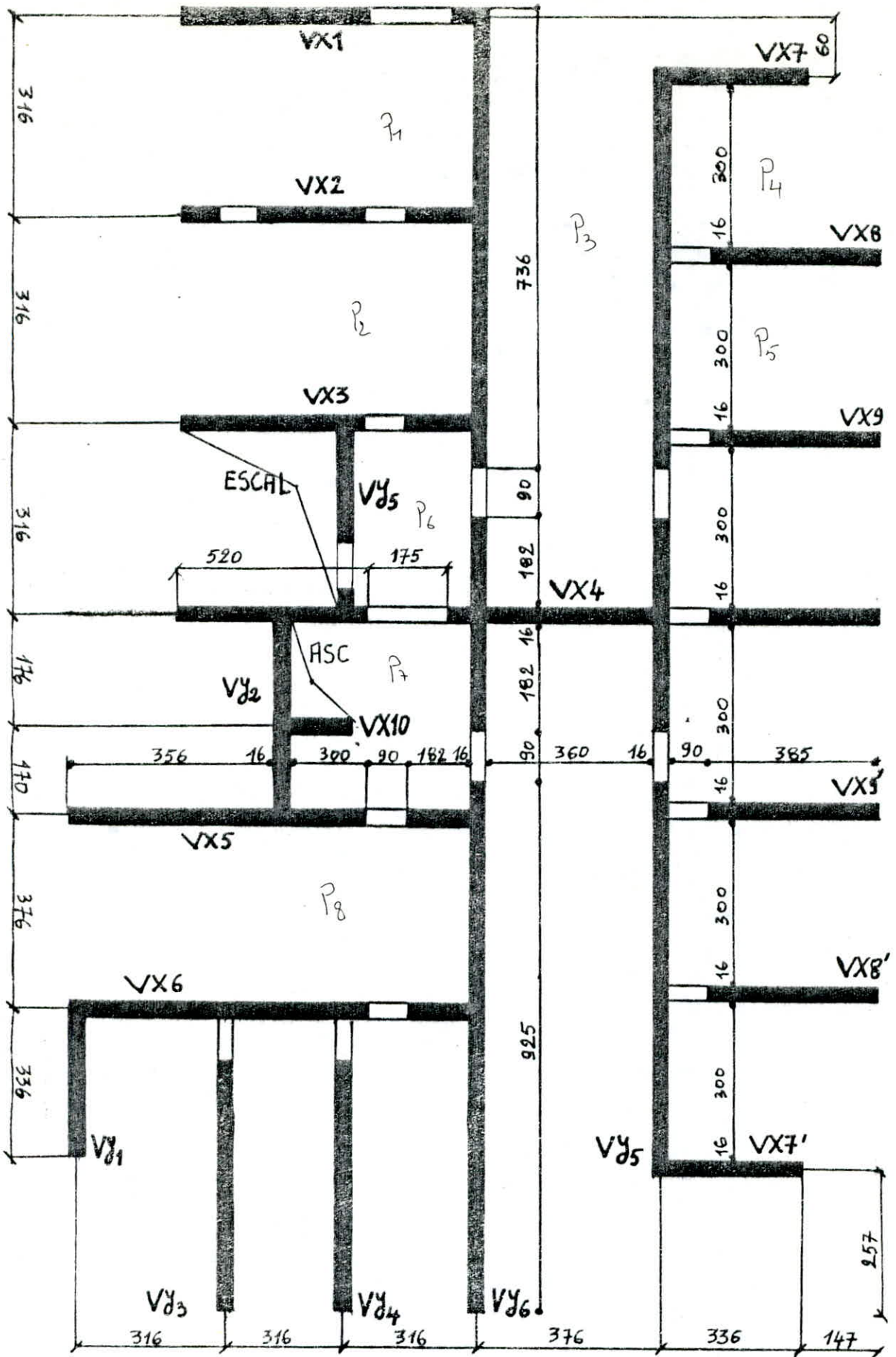
Plancher

Notre bâtiment présente deux (2) types de planchers :

— Le plancher du RDC qui sera formé de poutrelles qui associent du béton coulé sur place.

— Le plancher de l'étage courant et de la terrasse sera constitué de dalles pleines de (16 cm) d'épaisseur.

Coffrage : on utilise le coffrage tables et bandes -



CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Béton :

Le béton est dosé à 350 Kg/m^3 de CPA 325 contrôle strict

Résistance nominale à 28 jours :

— A la compression : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

— A la traction : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

Contraintes de compression admissibles (Art 94. CCBA 68)

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma'_{28} \quad (\alpha = 1; \beta = 1, \delta = 1, \epsilon = 0,3)$$

β : dépend de l'efficacité de contrôle

α : dépend de la classe de ciment utilisé

δ : dépend des épaisseurs et des dimensions des granulats utilisés ($C_g = 2,5 \rightarrow \delta = 1$)

ϵ : dépend de la nature des sollicitations

compression simple : $\epsilon = 0,3$

flexion simple : $\epsilon = 0,6$

flexion composée :

si l'effort est une traction $\epsilon = 0,6$

si l'effort est une compression :

$$\epsilon = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) & \text{si } 0 < e_0 < 0,50ht \\ 0,6 & \text{si } e_0 \geq 0,50ht \end{cases}$$

pour une section rectangulaire
de hauteur ht

avec : e_0 = excentricité de la Résultante des forces extérieures par rapport au C.d.g. du béton seul

e_1 = distance à la limite du noyau central au C.d.g. de la section du

béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression ($e_1 = \frac{ht}{6}$)

pour les sollicitations du 2^e genre, les valeurs de ϵ sont multipliées par 1,5

ϵ : dépend de la forme des sections et la position de l'axe neutre

$\epsilon = 1$ en compression simple quelque soit la forme de la section ; et pour les sections rectangulaires en flexion simple ou flexion composée avec traction.

Dans les autres cas ϵ sera déterminé par la condition $F_b'/B' \leq \bar{\sigma}'_{b0}$

F'_b : résultante des forces de compression

B' : section du béton comprimé

$\bar{\sigma}'_{b0}$: contrainte admissible en compression simple

— compression simple: $\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \delta \epsilon \sigma'_{28} = 81 \text{ bars}$

— Flexion simple ou composée: $\bar{\sigma}'_b = 162 \text{ bars}$ SP_1

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 162 = 243 \text{ bars } SP_2$$

— Traction:

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

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,02578$$

$$\bar{\sigma}'_b = 7 \text{ bars } SP_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 10,5 \text{ bars } SP_2$$

Aciers

aciers doux (lisse): $F_e 24$ $\sigma_{cm} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_a = 2/3 \sigma_{cm} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ } SP_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{cm} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ } SP_2$$

Aciers HA $F_e E 40$

$$\phi \leq 20 \quad \sigma_{cm} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi > 20 \quad \sigma_{cm} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \leq 20 \quad \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right.$$

DEFORMATIONS

Module de déformation instantané E_i

$$E_i = 21000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 378000 \text{ Kg/cm}^2$$

Module de déformation différé E_v

$$E_v = 7000 \sqrt{1,2 \sigma'_{28}} = 126000 \text{ Kg/cm}^2$$

CHAPITRE 2.

DESCENTE DE CHARGE

DESCENTE DE CHARGE

Surfaces Revenants aux éléments

Voiles	voiles (m ²)	Loggia sechoir (m ²)	Plancher (m ²)	voilée (m ²)	Paviez (m ²)	Acrotère (ml)	façades (ml)
VX ₁	1,282	2,100	8,850	/	/	9,55	1,50
VX ₂	1,282	2,100	21,720	/	/	3,30	3,30
VX ₃	1,282	/	15,120	2,835	3,656	3,30	3,30
VX ₄	2,675	3,600	19,471	2,835	3,656	6,50	4,50
VX ₅	1,491	2,520	18,983	/	/	5,35	1,80
VX ₆	1,491	2,520	19,386	/	/	1,80	1,80
VX7, VX7'	0,525	/	3,795	/	/	6,47	1,50
VX8, VX8'	0,760	/	9,795	/	/	4,47	3,00
VX9, VX9'	0,760	1,800	10,200	/	/	3,16	3,00
VX10	0,432	/	1,486	/	/	/	/
VY ₁	0,525	/	3,795	/	/	4,94	1,50
VY ₂	0,528	/	0,593	/	/	3,30	/
VY ₃	0,760	/	9,795	/	/	4,47	3,00
VY ₄	0,760	1,800	10,200	/	/	3,16	3,00
VY ₅	0,428	/	3,937	/	1,687	/	/
VY ₆	3,528	6,840	43,736	/	/	8,34	9,60
VY ₇	3,059	5,040	39,348	/	/	3,60	3,60

Plancher terrasse (non accessible)

$$\text{Poids Propre : } G = 676 \text{ Kg/m}^2$$

Plancher courant :

$$\text{Poids Propre : } G = 598 \text{ Kg/m}^2 = \text{Plancher RDC}$$

Ascenseur 1 t/m^2

Escalier

Volée : Dalle inclinée d'épaisseur $12 \text{ cm} = e$

$$\alpha = 35^\circ \quad R = 18 \text{ cm}$$

$$\text{Poids Propre de la Paillasse en B.A.} = \frac{2500 \times e}{\cos \alpha} = 367 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Poids Propre des marches} \quad \frac{1}{2} \times 2200 \times 0,18 = 198 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{mortier (2cm)} \quad 0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Revetement (3cm)} \quad 0,03 \times 2200 = 66 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{garde corps} \quad = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$G = 771 \text{ Kg/m}^2$$

Paliers

$$\text{Carrelage (2cm)} \quad 0,02 \times 2200 = 44 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{mortier déposé} \quad 0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Sable (2cm)} \quad 0,02 \times 1800 = 36 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Dalle (16cm)} \quad 0,16 \times 2500 = 400 \text{ Kg/m}^2$$

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

Façades en briques creuses

$$G = 1400 \times 0,15 \times 2,66 = 558,6 \text{ Kg/ml}$$

Alcôve $e = 12 \text{ cm}$, $h = 70 \text{ cm}$

$$G = 0,12 \times 0,70 \times 2500 = 210 \text{ Kg/ml}$$

Surcharges d'exploitations dynamiques

- | | |
|---------------------------------------|-----------------------|
| 1) Planches terrasse (non accessible) | 100 Kg/m ² |
| 2) Planches Courant (Habitation) | 175 Kg/m ² |
| 3) Planches RDC | 175 Kg/m ² |
| 4) Loggia, sechoir | 350 Kg/m ² |
| 5) Escalier | 250 Kg/m ² |
| 6) Acrotère (main courante) | 100 Kg/m ² |

Surcharge d'exploitation fixe

Cloison (Planches courant et RDC) 75 Kg/m²

Voiles	Plancher (t)	Acrotère (t)	Surcharge (P=0,100t/m ²) 210kg/m ²
VX ₁	7,042	0,315	1,095
VX ₂	16,102	0,693	2,382
VX ₃	14,609	0,693	2,161
VX ₄	21,011	0,945	3,108
VX ₅	14,536	0,378	2,150
VX ₆	14,808	0,378	2,190
VX ₇ , VX ₇ '	2,565	0,315	0,379
VX ₈ , VX ₈ '	6,621	0,930	0,979
VX ₉ , VX ₉ '	8,112	0,930	1,200
VX ₁₀	2,032	/	0,700
VY ₁	2,565	0,315	0,379
VY ₂	0,833	/	0,123
VY ₃	6,621	0,930	0,979
VY ₄	8,112	0,930	1,200
VY ₅	2,661	/	0,394
VY ₆	34,189	2,016	5,057
VY ₇	30,006	0,756	4,438

Poids propre d'un Plancher Courant

Plancher $G = 0,598 \text{ t/m}^2$

Volée $G = 0,771 \text{ t/m}^2$

Palier $G = 0,520 \text{ t/m}^2$

façade $G = 0,558 \text{ t/ml}$

Voiles	Plancher (t)	Volée (t)	Palier (t)	façades (t)
VX ₁	6,548	/	/	0,837
VX ₂	14,244	/	/	1,841
VX ₃	9,042	2,186	1,901	1,841
VX ₄	13,796	2,186	1,901	2,511
VX ₅	12,858	/	/	1,004
VX ₆	13,099	/	/	1,004
VX ₇ , VX _{7'}	2,269	/	/	0,837
VX ₈ , VX _{8'}	5,857	/	/	1,674
VX ₉ , VX _{9'}	7,176	/	/	1,674
VX ₁₀	0,888	/	/	/
VY ₁	2,269	/	/	0,837
VY ₂	0,354	/	/	/
VY ₃	5,857	/	/	1,674
VY ₄	7,176	/	/	1,674
VY ₅	2,354	/	0,877	/
VY ₆	30,244	/	/	5,357
VY ₇	26,544	/	/	2,008

Surcharges d'exploitation d'un Plancher courant

$P = 175 \text{ Kg/m}^2$ Plancher courant

$P = 350 \text{ Kg/m}^2$ Loggia - Sechoir

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

Voiles	Plancher courant (t)	Loggia - séchoir (t)	Escalier (t)
VX ₁	1,548	0,735	/
VX ₂	3,809	0,735	/
VX ₃	2,646	/	3,656
VX ₄	3,407	1,260	3,656
VX ₅	3,322	0,882	/
VX ₆	3,392	0,882	/
VX ₇ , VX ₇ '	0,664	/	/
VX ₈ , VX ₈ '	1,714	/	/
VX ₉ , VX ₉ '	1,785	0,630	/
VX ₁₀	0,260	/	/
VY ₁	0,664	/	/
VY ₂	0,103	/	/
VY ₃	1,714	/	/
VY ₄	1,785	0,630	/
VY ₅	0,689	/	0,422
VY ₆	7,654	2,394	/
VY ₇	6,886	1,764	/

Poids des voiles par niveau

Voiles	(a.b.e.2,5) (t)	(L.e).m ²
Voiles	ouvertures	voiles pleins
VX1	0,810	1,282
VX2	1,407	1,282
VX3	0,745	1,282
VX4	1,449	2,675
VX5	0,745	1,491
VX6	0,745	1,491
VX7 , VX7'	/	0,525
VX8 , VX8'	0,745	0,760
VX9 , VX9'	0,745	0,760
VX10	/	0,432
Vy1	/	0,525
Vy2	/	0,528
Vy3	0,745	0,760
Vy4	0,745	0,760
Vy5	0,745	0,428
Vy6	1,490	3,528
Vy7	1,490	3,059

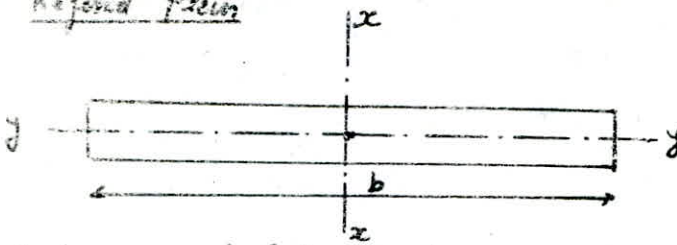
CHAPITRE 3.

INERTIES EQUIVALENTES

Inerties équivalentes

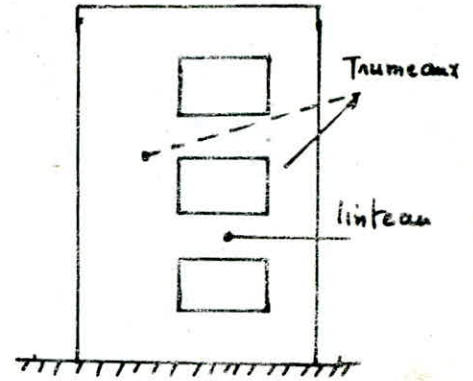
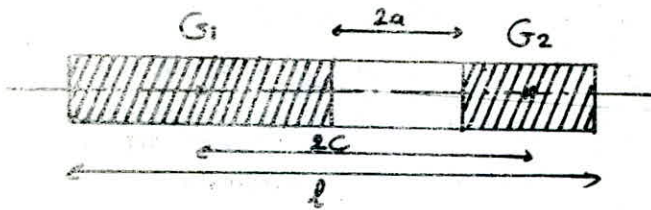
Définition: l'inertie équivalente d'un refend est égale à l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis à un même effort horizontal réparti sur la hauteur du bâtiment, présentant la même flèche que celle du refend avec ouvertures. Ces inerties sont nécessaires pour l'étude de la période du bâtiment, des efforts tranchants T dans les linteaux, les moments glissants M et les efforts normaux N dans les éléments de Refends "trumeaux".

I 1) Refend Plein



$$I_x = \frac{ab^3}{12}$$

2) Refend à une seule file d'ouverture



I = inertie du linteau

I_0 = inertie Totale du Refend à 1 file d'ouverture

E' = module de young Longitudinal du matériau constituant les linteaux

A_1, A_2 aires des Trumeaux

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

$$I_0 = I_1 + I_2$$

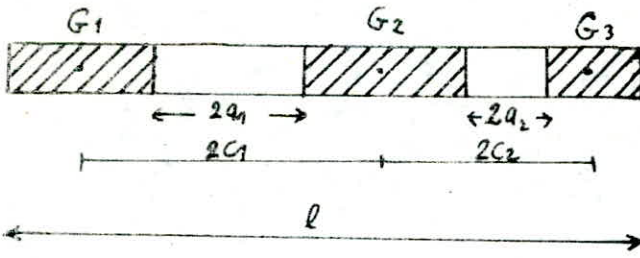
$$an = 1,2$$

$$\alpha = \bar{\omega} h$$

$$\bar{\omega}^2 = \frac{3E'I}{E(I_1 + I_2)} \frac{Ic}{m a^2 l}$$

$$I_e = \int I_e v = \frac{I}{\frac{15 m c \psi_0}{I_0 \alpha^2} + 1} ; I_e \Delta = \frac{I \cdot an}{\frac{60}{11} \frac{2 m c \psi_0}{I_0 \alpha^2} + 1}$$

3) Refend à deux files d'ouvertures



I : inertie totale du refend à 2 files d'ouvertures

I_1, I_2 : inertie des linteaux

A_1, A_2, A_3 section des Trumeaux

I_1, I_2, I_3 inerties des trumeaux

$$I_0 = \sum I, \alpha = \bar{\omega} H$$

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

$$I_{ev} = \frac{I}{\frac{8I\psi_0^2}{I_0\alpha^2} + 1}$$

$$I_{es} = \frac{0.8I}{\frac{60I\psi_0^2}{77I_0\alpha^2} + 1}$$

ψ_0 = la valeur { Fig III 10 } d'après (RPA 81)
{ Page 81 } (CC/SSS)

tableau donnant les valeurs des inerties équivalentes I_{ev}, I_{es} en (m^4)

Voiles	voiles pleins	1 file d'ouverture		2 files d'ouvertures	
		I_{ev}	I_{es}	I_{ev}	I_{es}
VX1		5,5177	5,5377		
VX2				4,9611	5,155
VX3		6,365	6,660		
VX4		22,277	28,781		
VX5		9,130	9,541		
VX6		9,130	9,541		
VX7, VX7'	0,7505				
VX8, VX8'	0,7609				
VX9, VX9'	0,7609				
VX10	0,2634				

$$I_{ev} = 139,62 m^4$$

$$I_{es} = 164,30 m^4$$

voiles	voiles pleins	1 file d'ouverture		2 files d'ouvertures	
		I _{ev}	I _{es}	I _{ev}	I _{es}
V ₂	0,479				
V ₃	0,7609				
V ₄	0,7609				
V ₅	0,099				
V ₁	0,4705				
V ₆				80,57	95,61
V ₇				55,887	65,326

$$I_{ev} = 139,62 \text{ m}^4, \quad I_{eA} = 164,30 \text{ m}^4$$

CHAPITRE 4.

CALCUL DES CENTRES DE MASSES ET D'INERTIES

CALCUL DES CENTRES DE MASSES ET D'INERTIES

I - Centre de masse

Les efforts sismiques étant supposés concentrés au niveau des planchers, d'où la nécessité de positionner le centre de masse des éléments par rapport à un repère choisi (ox, oy).

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

	$\sum M_i (t)$	$\sum M_i x_i (t.m)$	$\sum M_i y_i (t.m)$	$X_{iG} (m)$	$Y_{iG} (m)$
Voiles d'un étage courant	167,144	1277,122	-140,432	7,64	-0,84
façades	26,716	222,178	-41,781	8,32	-1,56
Voiles périphériques (V.S)	51,563	420,747	-33,754	8,16	-0,66
Dalles d'un plancher terrasse	222,592	1558,198	-167,629	7,00	-0,75
Dalles d'un plancher courant	211,015	1566,257	-176,464	7,42	-0,84
acrotère	17,852	131,067	-17,918	7,34	-1,00
Escalier	13,452	32,889	-20,768	2,44	-1,54

Tableau Récapitulatif du C. de masse

NiV	X_G (m)	Y_G (m)
10	7,230	-0,820
9	7,458	-0,830
1-8	7,406	-0,808
R.D.C (0)	7,424	-0,775

II - Centre de Torsion

Le centre de torsion (centre élastique, centre de rigidité, centre de gravité des moments d'inertie) d'un groupe de refends est caractérisé par :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends dans la même direction et qui
- Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation

Coordonnées du Centre de torsion :

Au même repère (Ox, Oy)

$$X_T = \frac{\sum (I_{ix} \cdot x_i)}{\sum (I_{ix})} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum (I_{iy} \cdot y_i)}{\sum (I_{iy})}$$

$$J_0 = \sum (I_{ix} \cdot X_i^2) + \sum (I_{iy} \cdot Y_i^2)$$

J_0 = inertie polaire

$$X_i = x_i - X_T$$

$$Y_i = y_i - Y_T$$

Suivant $x-x$

Voiles	$I_{iy} (m^4)$	$y_i (m)$	$I_{iy} \cdot y_i (m^5)$	$y_i (m)$	$(y_i)^2 I_{iy} (m^6)$
VX ₁	5,5377	9,92	54,9399	+9,827	+534,775
VX ₂	5,155	6,60	34,0230	+6,507	218,268
VX ₃	6,660	3,00	19,998	-2,907	58,281
VX ₄	28,781	0	0	-0,093	2,676
VX ₅	9,541	-3,46	-33,0118	-3,553	120,443
VX ₆	9,541	-7,22	-68,8860	-7,313	510,252
VX ₇	0,4705	9,48	4,460	+9,387	41,458
VX _{7'}	0,4705	-9,48	-4,460	-9,573	43,117
VX ₈	0,7609	6,32	4,8089	+6,227	29,564
VX _{8'}	0,7609	-6,32	-4,8089	-6,413	31,293
VX ₉	0,7609	+3,16	+2,0404	+3,067	7,157
VX _{9'}	0,7609	-3,16	-2,0404	-3,253	8,052
VX ₁₀	0,2624	-1,76	-0,4618	-1,853	0,901

suiivant y₀

	$I_{ix} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{ix} \cdot x_i (m^5)$	$X_i (m)$	$X_i^2 \cdot I_{ix} (m^6)$
Vy_1	0,4705	-1,27	-0,597	-8,409	33,269
Vy_2	0,4790	2,21	1,0586	-4,929	11,637
Vy_3	0,7609	1,81	1,3772	-5,339	21,689
Vy_4	0,7609	4,97	3,7816	-2,169	3,579
Vy_5	0,099	4,97	0,4920	-2,169	0,466
Vy_6	95,610	6,13	586,089	-1,009	97,338
Vy_7	65,326	8,89	580,748	1,751	200,289

$$\begin{aligned} \sum I_{iy} &= 71,02 \text{ m}^4 \\ \sum I_{iy} \cdot y_i &= 6,5953 \text{ m}^5 \end{aligned} \Rightarrow Y_T = \frac{\sum (I_{iy} \cdot y_i)}{\sum (I_{iy})} = \frac{6,5953}{71,02} = 0,093 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum I_{ix} &= 164,30 \text{ m}^4 \\ \sum I_{ix} \cdot x_i &= 1172,949 \text{ m}^5 \end{aligned} \Rightarrow X_T = \frac{\sum (I_{ix} \cdot x_i)}{\sum (I_{ix})} = \frac{1172,949}{164,30} = 7,139 \text{ m}$$

$$J_0 = 1974 \text{ m}^6$$

CALCUL DES EXCENTRICITÉS dans les deux sens pour différents niveaux

$$e_x = X_T - X_G$$

$$X_T = 7,139 \text{ m}$$

$$e_y = Y_T - Y_G$$

$$Y_T = 0,093 \text{ m}$$

$$J = 1974 \text{ m}^6$$

	Niveau 10	Niv 9	Niv 1 ÷ 8	Niv RDC
$X_G \text{ (m)}$	7,230	7,458	7,406	7,424
$Y_G \text{ (m)}$	-0,820	-0,830	-0,808	-0,775
$e_x \text{ (m)}$	-0,091	-0,320	-0,267	-0,285
$e_y \text{ (m)}$	0,913	-0,923	0,901	0,868

$$e_{x \max} = 9,1 \text{ cm}$$

$$e_{y \max} = 9,23 \text{ cm}$$

En vertu de l'article 3.3.5 RPA 81, on prend $e = 5\% \cdot l_{\max}$, $l_{\max} = 22,36 \text{ m}$

$$e = \frac{5}{100} \times 22,36 \text{ m} = 1,118 \text{ m}, \text{ c'est l'excentricité dont on tient compte.}$$

CHAPITRE .5.

CALCUL DE LA PERIODE

CALCUL DE LA PERIODE PROPRE D'OSCILLATION

Exposé de la méthode "RAYLEIGH"

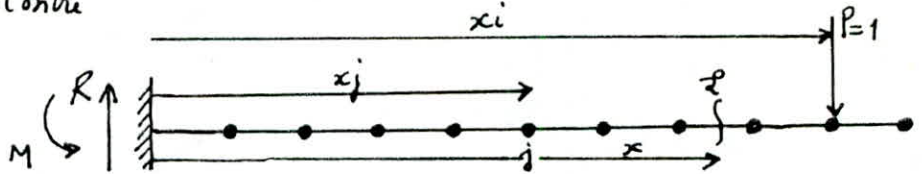
La méthode de "Rayleigh" permet de calculer approximativement la période du premier mode de vibration d'un oscillateur multiple. Elle est basée sur le principe de conservation d'énergie, dont elle n'est applicable que pour les systèmes conservatifs -

METHODE de la déformée statique :

On imagine la structure retournée à 90° dans le champ de pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté, et soient $x_1 \dots x_n$ les déplacements statiques produits par le système de forces P_i appliqué dans la section $h = h_i$

Soit δ_{ij} le déplacement en j résultant d'une force statique unitaire $P_i = 1$ tonne, appliquée en i , sachant que toutes les autres sont nulles -

D'après le schéma ci-contre



$$M = P_i \cdot x_i$$

$$R = P_i \quad \sum M/l = M_x = R \cdot x - M = (P_i \cdot x - P_i x_i)$$

$$\text{Pour } P_i = 1 \rightarrow M = x - x_i$$

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = -\frac{M(x)}{EI} = -\frac{(x - x_i)}{EI}; \quad \frac{dy}{dx} = \frac{1}{EI} \left(x_i \cdot x - \frac{x^2}{2} \right) + C$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow \frac{dy}{dx} = 0 \rightarrow C = 0$$

$$y(x) = \frac{1}{EI} \left(x_i \cdot \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) + C_1$$

$$\text{Pour } x=0 \quad y=0 \rightarrow C_1 = 0$$

$$EI \delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2} (x_i - x_j/3) \quad i \geq j$$

$$EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} (x_j - x_i/3) \quad j \geq i$$

valeurs des Coefficients d'influence EISij

$\begin{matrix} j \\ i \end{matrix}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	7,475	18,688	29,901	41,114	52,326	63,539	74,752	85,965	97,178	108,391
2	18,688	59,802	104,653	149,505	194,356	239,208	284,059	328,911	373,763	418,614
3	29,901	104,653	201,822	302,747	403,664	504,579	605,495	706,412	807,327	908,243
4	41,114	149,505	302,747	478,416	657,822	837,288	1016,635	1196,041	1375,447	1554,853
5	52,326	194,356	403,664	657,822	924,407	1204,729	1495,051	1785,373	2055,695	2336,017
6	63,539	239,208	504,579	837,288	1214,729	1614,655	2018,319	2421,983	2825,646	3229,310
7	74,752	284,059	605,495	1016,635	1495,051	2018,319	2564,013	3113,444	3662,875	4212,306
8	85,965	328,911	706,412	1196,041	1785,373	2421,983	3113,444	3827,331	4544,955	5262,580
9	97,178	373,763	807,327	1375,447	2055,695	2825,646	3662,875	4544,955	5449,461	6357,705
10	108,391	418,614	908,243	1554,853	2336,017	3229,310	4212,306	5262,580	6357,705	7475,256

d'après la descente de charge $M_{10} = 305,183 \text{ t}$

$$M_9 = 379,87 \text{ t}$$

$$M_{g \div 1} = 383,75 \text{ t}$$

$$\delta_{xj} = \frac{\sum P_i \delta_{ij}}{EI_y} \text{ avec } I_y = 71,02 \text{ m}^4$$

$$\delta_{yj} = \frac{\sum P_i \delta_{ij}}{EI_x} \text{ avec } I_x = 164,30 \text{ m}^4$$

$$E = 21000 \sqrt{1,20 \cdot 2,8} = 21000 \sqrt{1,2 \cdot 270} = 378000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 378 \cdot 10^4 \text{ t/m}^2$$

Nivj	$\delta_x = \sum P_i \delta_{ij} / EI_y$	$\delta_y = \sum P_i \delta_{ij} / EI_x$
1	$8,03360 \cdot 10^{-4}$	$3,47259 \cdot 10^{-4}$
2	$3,00790 \cdot 10^{-3}$	$1,29983 \cdot 10^{-3}$
3	$6,32604 \cdot 10^{-3}$	$2,73448 \cdot 10^{-3}$
4	$1,05076 \cdot 10^{-2}$	$4,54201 \cdot 10^{-3}$
5	$1,53319 \cdot 10^{-2}$	$6,62733 \cdot 10^{-3}$
6	$2,0163 \cdot 10^{-2}$	$8,90940 \cdot 10^{-3}$
7	$2,61910 \cdot 10^{-2}$	$1,13212 \cdot 10^{-2}$
8	$3,194486 \cdot 10^{-2}$	$1,32100 \cdot 10^{-2}$
9	$3,77944 \cdot 10^{-2}$	$1,63369 \cdot 10^{-2}$
10	$4,36709 \cdot 10^{-2}$	$1,88771 \cdot 10^{-2}$

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

$$T_y = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \delta_{yi}^2}{g \sum P_i \delta_{yi}}} = 0,342 \text{ s}$$

$$T_x = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i \delta_{xi}^2}{g \sum P_i \delta_{xi}}} = 0,225 \text{ s}$$

CHAPITRE 6.
ETUDE AU SEÏSME

ETUDE au SEÏSME

Les effets sismiques ont été déterminés par application de la méthode statique équivalente, vue la forme régulière du bâtiment et ses régularités d'inerties.

Force sismique minimale (formule de base)

$$V = A.B.D.Q.W$$

1) A. coefficient d'accélération des zones : dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Bâtiment à usage d'habitation (groupe d'usage 2). P. 72. RPA 81

zone 2 (Alger) $\Rightarrow A = 0,15$ (Tableau 1. page 30 RPA 81)

2) B. facteur de comportement de la structure :

dépend du mode et de la nature du contreventement. Tableau 2. Page 35 RPA 81 $\Rightarrow B = 1/3$

3) D. facteur d'amplification moyen (dynamique) :

dépend du mode fondamental (T) et de la nature du sol

$$P. 31 \text{ fig 4 RPA 81 } T = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}}$$

H : hauteur du bâtiment 28,2 m

L : dimension du bâtiment dans le sens sismique.

$$T_{xx} = \frac{0,09 \times 28,2}{\sqrt{18,30}} = 0,593 \text{ s} \quad L_{xx} = 18,30 \text{ m}$$

$$T_{yy} = \frac{0,09 \times 28,2}{\sqrt{22,36}} = 0,536 \text{ s} \quad L_{yy} = 22,36 \text{ m}$$

Pour les valeurs de D, on prendra les valeurs des périodes $\begin{cases} T_{xx} = 0,2309 \text{ s} \\ T_{yy} = 0,226 \text{ s} \end{cases} \Rightarrow \begin{matrix} D=2 \\ D=2 \end{matrix}$

4) Q. facteur de qualité :

Q est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système de contreventement de ses systèmes en plan, de la régularité en élévation et de la qualité du contrôle.

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad P. 39 \text{ tableau RPA 81}$$

Critère 1 :

Ce critère est observé, car il existe un trameau dont la hauteur d'étage ou la large reste inférieure à 0,67 ($< 0,67$)

$$\frac{2,82}{6,60} = 0,42 < 0,67 \Rightarrow P_1 = 0$$

Critère 2 : surabondance en Plan

$$\frac{\text{Portée max}}{\text{Portée min}} = \frac{27,36}{3,20} = 6,98 > 1,5 \Rightarrow P_2 = 0,1$$

Critère 3 : symétrie en Plan

Ce critère est observé car les rapports ne dépassent pas 15% de chaque direction $\Rightarrow P_3 = 0$

Critère 4 : régularité en élévation - Le contreventement reste invariant pour chaque étage dans les deux directions $\Rightarrow P_4 = 0$

Critère 5 : contrôle de la qualité des matériaux. Ce critère est peu observé $\Rightarrow P_5 = 0$

Critère 6 : contrôle de la qualité de construction, ce critère est peu observé $\Rightarrow P_6 = 0$

$$Q_{xx,yy} = 1 + 0,1 = 1,1$$

W. Poids de la structure

$$W = 3940,79 \text{ t}$$

Force sismique minimum

Sens x-x

$$V_{x'x} = ABD_{xx} Q_{xx} W = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 3940,79 = 433,487 \text{ t}$$

Sens y-y

$$V_{yy} = ABD_{yy} Q_{yy} W = 0,15 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,1 \cdot 3940,79 = 433,487 \text{ t}$$

Distribution des Forces Latérales (Page 42. RPA81)

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

$$V = F_T + \sum F_i$$

La force F_T concentrée au sommet de la structure doit être diminuée par : $F_T = 0,07 T \cdot V$

F_T ne dépassera en aucun cas 0,25 V

pour $T \leq 0,7$ F_T peut être égale à zéro qui est notre cas

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

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

F_k : effort horizontal au niveau k

dans notre cas l'écart des masses est constant de $h_e = 2,82\text{m}$, $h_i = h_e \cdot i$

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_e}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot i} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_e}{\sum W_i \cdot i}$$

$$\sum_{i=1}^{n=10} W_i \cdot i = 20501,63 = 8,241 \cdot R \quad (t)$$

$$F_1 \div 8 = \frac{V \cdot W_k \cdot h_e}{\sum W_i \cdot i} = 8,241 \cdot R \quad (t)$$

$$F_9 = \frac{V \cdot W_k \cdot h_e}{\sum W_i \cdot i} = 72,288 \quad (t)$$

$$F_{10} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_e}{\sum W_i \cdot i} = 64,527 \quad (t)$$

Tableau Récapitulatif :

niveaux	$F_k (t)$	$H_k (t)$ Cumulé'	M_k Cumulé' (t)
10	64,527	64,527	0
9	72,288	136,715	181,966
8	65,928	202,643	567,784
7	57,687	260,33	1139,520
6	49,446	309,776	1873,932
5	41,205	350,981	2747,783
4	32,964	383,945	3737,831
3	24,723	408,668	4820,838
2	16,482	425,15	5973,564
1	8,241	433,391	7172,769
0,0	0	433,391	8395,213

CALCUL DES DEFORMATIONS

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, le calcul des déplacements sera effectué à chaque niveau à partir des forces latérales distribuées sur la hauteur du bâtiment

Déplacement relatif (art. 3.3.7.1 RPA 81)

$$f_{i\text{rel}} = (f_i - f_{i-1}) \left(\frac{1}{2B} \right) \leq \bar{f} = 9,0075 h_e \text{ avec } \frac{1}{2B} \geq 1$$

h_e = hauteur d'étage

B = facteur de comportement ($1/3$) de la structure

Considérons le bâtiment comme étant une console encastree à sa base soumise à une charge triangulaire (ex: forces sismiques)

d'après la (R.D.M) le déplacement en un point (i) d'une console chargée triangulairement est:

$$f_i = \frac{V \cdot x_i^2}{60 E I Z^2} (20 Z^3 - 10 Z^2 x_i + x_i^3) \text{ (équation universelle)}$$

$$E = 378,10^4 \text{ t/m}^2 \quad 1/2B = 1,5 > 1$$

$$V = 433,391 \text{ t} \quad I_x = 164,30 \text{ m}^4$$

$$Z = 28,2 \text{ m} \quad I_y = 71,02 \text{ m}^4$$

Niveaux	Sens x-x			Sens y-y		
	x_i (m)	f_i (mm)	$f_{i\text{rel}}$ (mm)	f_i (mm)	$f_{i\text{rel}}$ (mm)	f (mm)
10	28,20	6,64	1,37	2,87	0,59	21,15
9	25,38	5,73	1,35	2,48	0,59	//
8	22,56	4,83	1,32	2,09	0,57	//
7	19,74	3,95	1,29	1,17	0,56	//
6	16,92	3,09	1,22	1,34	0,54	//
5	14,10	2,28	1,10	0,98	0,46	//
4	11,28	1,55	0,95	0,67	0,41	//
3	8,46	0,92	0,72	0,40	0,32	//
2	5,64	0,44	0,50	0,19	0,21	//
1	2,82	0,11	0,17	0,05	0,08	//
0,0	0	0	0	0	0	//

CHAPITRE 7.

ETUDE AU VENT

ETUDE AU VENT

Introduction :

L'action du vent sur les différentes parois d'une construction admet une résultante géométrique (R) dont la direction diffère généralement à celle du vent. Cette résultante peut se décomposer en 3 forces :

1) une force de trainée T :

composante de la force du vent, dans la direction parallèle à celle du vent un effet d'entraînement et de renversement

2) force de dérivée L :

composante de la force du vent, dans la direction \perp à celle du vent

3) force de Portance U :

composante du vent dans la direction verticale ascendante, et qui peut entraîner un soulèvement ou un écrasement de notre construction

$$\vec{R} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

DETERMINATION de l'effort de trainée "T"

L'effort de trainée est donné par la formule suivante

$$T = C_t \cdot \beta \cdot S \cdot q \cdot d \quad (NV65.8;42)$$

$$a = 22,36 \text{ m}$$

$$b = 18,30 \text{ m}$$

$$h = 29,70 \text{ m} < 30 \text{ m}$$

$C_t = 1,380$ (2,161.1.NV65) d'après (la NV65.2,12.RIII-5) On détermine γ_0

Vent normal à la grande face $\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{29,70}{22,36} = 1,328$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{29,70}{22,36} = 1,328 \\ \frac{b}{a} = \frac{18,30}{22,36} = 0,82 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_t = \frac{1,30 \times 1}{1,3} = 1,3$$

Vent normal à la petite face $\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{29,70}{18,30} = 1,623$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{29,70}{18,30} = 1,623 \\ \frac{b}{a} = 0,82 \end{array} \right\} \rightarrow \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_t = 1,3$$

β = coefficient de majoration dynamique

Le coeff β est donné par la formule (NV65.1.1,511)

$$\beta = 0(1 + \xi \tau)$$

ξ = Coeff de Réponse donné en fonction de la période de Vibration et du type de construction (Bât à densité normale de Parois (murs et cloisons) avec ossature en B.A (NV65.RIII.3)

$$T_x = 0,08 \frac{h}{\sqrt{l_x}} \sqrt{\frac{R}{l_x+h}} \quad (\text{M. Divers P.33})$$

Vent agissant suivant (xx) $l_x = b = 18,30 \text{ m}$

$$T_x = 0,08 \frac{29,70}{\sqrt{18,30}} \sqrt{\frac{29,70}{29,70+18,30}} = 0,437 \text{ sec}$$

Vent agissant suivant (yy) $l_y = a = 22,36 \text{ m}$

$$T_y = 0,08 \frac{29,70}{\sqrt{22,36}} \sqrt{\frac{29,70}{29,70+22,36}} = 0,379 \text{ sec}$$

$$(\text{NV65 RIII 4}) \longrightarrow \tau = f(R) ; \tau = 0,34$$

$$h = 29,70 \text{ m} < 30 \text{ m} \longrightarrow \beta = 0,70$$

$$(\text{NV65.RIII 3}) \longrightarrow \xi = f(T, \dots) \Rightarrow \xi_x = 0,3 \text{ et } \xi_y = 0,25$$

$$\beta_{xx} = 0,70 (1 + 0,3 \cdot 0,34) = 0,771$$

On adopte $\bar{\beta}_{xx} = \beta_{yy} = 1$

$$\beta_{yy} = 0,70 (1 + 0,25 \cdot 0,34) = 0,7545$$

δ : Coeff de dimension

tient compte des dimensions de l'ouvrage (NV65 RIII.2) $\longrightarrow \left. \begin{array}{l} h = 29,70 \text{ m} < 30 \text{ m} \\ a = 22,36 \text{ m} \end{array} \right\}$

$$\implies \delta = 0,77$$

q : pression du vent

la pression normale du vent dépend de la région d'implantation de l'ouvrage, du site et de la hauteur

$$q = K_m \cdot K_s \cdot q_R \quad (\text{NV65})$$

K_s : coeffi du site défini par NV65.1.242

Alger est classé en zone II site exposé $\longrightarrow K_s = 1,30$

K_m : coeffi de masque

On suppose que notre construction n'est pas abritée par d'autres $K_m = 1$

q_R : pression dynamique

$$q_R = 2,5 \frac{H+18}{H+60} q_{10} \quad (\text{NV65 1.241})$$

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 \text{ (zone II)}$$

$$q_{10} = 70 \text{ daN/m}^2 \text{ (zone II)}$$

$$q = 1,3 \times 1 \times q_R = 1,3 \cdot q_R$$

R.m. Il faut que $(s.q)$ doit demeurer entre 30 et 170 daN/m²

d : largeur du maître-couple

Sens x.x $\longrightarrow d = a = 22,36 \text{ m}$

Sens y.y $\longrightarrow d = b = 18,30 \text{ m}$

DETERMINATION de l'effort de Dérivée "L"

Pour la prise en compte de l'action des tourbillons de KARMAN, on admet que la construction a une force de dérivée périodique H à la direction du vent sa valeur maximale est donnée à chaque niveau par l'expression

$$L = s \cdot C_L \cdot \beta' \cdot q_a \cdot d \cdot \frac{H}{h} \quad (\text{NV65.8.3})$$

$T_H = \frac{d}{S \cdot V}$ (Période de vibration propre de la construction)

d : largeur du maître couple

S : nombre de Strouhal ($S = 0,25 \div 0,30$)

V : vitesse du fluide

$$\text{Verifique} = \frac{d}{S \cdot T} ; T_{xx} = 0,437 \text{ sec} \quad T_{yy} = 0,379 \text{ sec}$$

$$\text{Sens x.x } V_{crit} = \frac{22,36}{0,3 \times 0,379} = 170,55 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

$$\text{Sens y.y } V_{crit} = \frac{18,30}{0,3 \cdot 0,379} = 160,95 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

R.m: $V_{crit} > 25 \text{ m/s} \longrightarrow$ Il est inutile de faire un calcul à la résonance ainsi que le calcul de l'effort de dérivée "L" d'après (NV65.8.31)

DETERMINATION DE LA Force de Portance "U"

$$U = C_M \cdot s \cdot q \cdot S_M$$

C_M : coeffi de Portance donné par la formule $C_M = C_i - C_e$

C_i : coeffi de surpression intérieure sur la terrasse

Construction fermée ($\mu < 5\%$) $\longrightarrow C_i = 0,6 (1,8 - 1,3\%)$

$$\gamma_0 = 1 \Rightarrow C_i = 0,3$$

C_e : coeffi de pression extérieure (NV65.2.131.22)

$$\text{Fig RIII 6 } \left. \begin{array}{l} \alpha_0 \\ \gamma_0 \end{array} \right\} C_e = 0,5$$

$$C_M = 0,3 + 0,5 = 0,8$$

$$s = 0,77, q = 2,5 \frac{29,70 + 18}{29,70 + 60} \times 70 \times 1,3 \times 1 = 120,978 \text{ daN/m}^2, S_M = \text{aire Terrasse}$$

Cas normal : $U = 0,8 \times 0,77 \times 120,978 \cdot S_u$

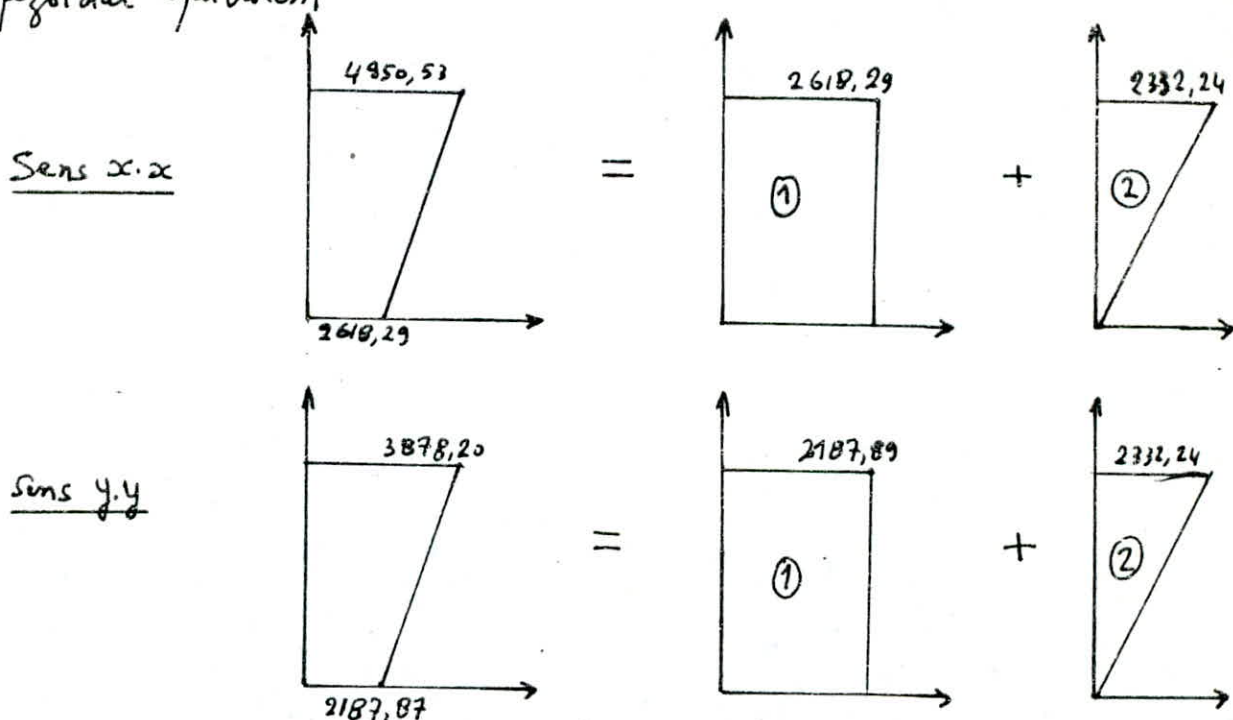
Cas extrême : $U_e = 1,75 U$

Par risque de soulèvement on vérifiera que $G \geq U_e$, c'est pratiquement toujours vérifié pour une construction en B.A

Tableau Récapitulatif.

niveaux	Sens xx		Sens yy	
	T_n (Kg/ml)	T_e (Kg/ml)	T_n (Kg/ml)	T_e (Kg/ml)
29,70	2828,88	4950,53	2216,12	3878,20
24,00	2659,85	4654,75	2083,71	3646,48
20,00	2526,86	4422,01	1979,52	3262,65
16,00	2379,87	4164,01	1864,37	3464,16
12,00	2216,54	3878,95	1736,42	3038,74
3,00	2034,00	3559,51	1593,42	2788,49
4,00	1822,65	3200,14	1432,55	2506,96
0,00	1496,77	2618,29	1250,22	2187,89

Le diagramme qui donne T_e en fonction de h peut être remplacé par un diagramme Trapézoïdal équivalent



Calcul des efforts

Sens x.x

$$H_{ex} = 2618,29 \times 29,70 + 2332,24 \times 29,70 \times \frac{1}{2} = 112,39 \text{ t}$$

$$M_{ex} = 2618,29 \times \frac{29,70^2}{2} + 2332,24 \times 29,70 \times \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{3} = 1840,53 \text{ tm}$$

Sens yy

$$H_{ey} = \left(2187,89 + \frac{1690,31}{2} \right) \times 29,70 = 90,08 \text{ t}$$

$$M_{ey} = \left(2187,89 \times \frac{1}{2} + \frac{1690,31}{3} \right) \times \frac{29,70^2}{2} = 1461,96 \text{ tm}$$

Conclusion: d'après cette étude au vent et celle qui a précédé concernant l'étude au séisme, on conclut que le séisme est le plus défavorable que le vent.

CHAPITRE.8.

CONTREVENTEMENT

I Répartition des efforts sismiques

L'effort dû au séisme peut être décomposé en :

- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends (la direction de translation est // à celle de la force)
- un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends, le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

La Répartition des efforts se fait comme suit :

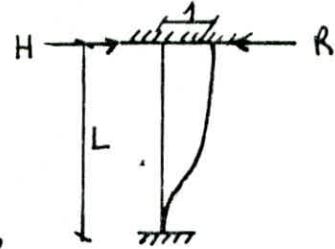
un refend // à la direction de la force ; ce refend est sollicité par un effort de translation et un effort de rotation.

pour un refend \perp à la direction de la force ; il est sollicité uniquement par un effort de rotation.

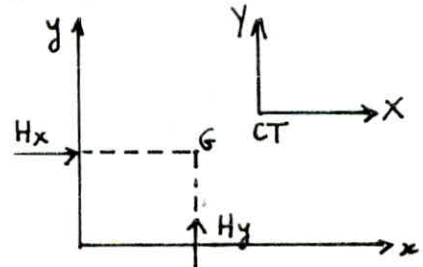
METHODE du centre de Torsion (M. Divers P. 83)

La rigidité à la flexion d'un refend est la force ou (couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou couple) H produit une translation (ou rotation) unitaire.

$$R = \frac{12EI}{L^3} \quad R : \text{rigidité} \\ I : \text{mt d'inertie}$$



tous les refends ont les mêmes (hauteur d'étage module d'élasticité) et même condition d'appui, donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.



force sismique dirigée suivant (XX) H_x

Translation $H'_x = H_x \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$

Rotation $H''_x = H_x e_{y_i} \gamma_i \frac{I_{iy}}{J}$

$$H''_{xy} = H_x e_{x_i} X_i \frac{I_{ix}}{J} \rightarrow \text{due à } H_x \text{ dans les voiles (V}_y\text{)}$$

force sismique dirigée suivant (YY) H_y

Translation $H'_y = H_y \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}}$

rotation $H''_y = H_y e_{x_i} X_i \frac{I_{ix}}{J}$

$$H''_{yx} = H_y e_{y_i} \gamma_i \frac{I_{iy}}{J} \rightarrow \text{due à } H_y \text{ dans les voiles (V}_x\text{)}$$

Forces Totales $H_x = H'_x + H''_x$ voiles (V_x)

$$H_y = H'_y + H''_y$$
 voiles (V_y)

Soit $H_x = H_y = 100t$, tableaux récapitulatifs qui donnent les valeurs de H et H'' dans le cas général (c.à dire en %)

$$1^{\circ}) H_x = 100t \text{ suivant l'axe } (xx) \quad H'_x = H_x \frac{I_{iy}}{\sum I_{iy}}$$

$$H''_x = H_x \cdot e_y \cdot y_i \frac{I_{iy}}{J}$$

$$e_y = e_x = 1,118 \text{ m}, \quad J = 1974 \text{ m}^6$$

voiles	$I_{ix} (m^4)$	$I_{iy} (m^4)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$H'_x (\%) t$	$H''_x (\%) t$	$H_x (\%) t$
VX1	—	5,5377	—	9,827	7,9727	3,082	11,054
VX2	—	5,155	—	6,507	7,420	1,900	9,320
VX3	—	6,660	—	-2,907	9,587	-1,096	8,491
VX4	—	28,781	—	-0,093	41,433	-0,152	41,281
VX5	—	9,541	—	-3,553	13,735	-1,920	11,815
VX6	—	9,541	—	-7,313	13,735	-3,952	9,783
VX7	—	0,4705	—	9,387	0,677	0,250	0,927
VX7'	—	0,4705	—	-9,573	0,677	-0,255	0,422
VX8	—	0,7609	—	6,227	1,095	0,268	1,363
VX8'	—	0,7609	—	-6,413	1,095	-0,276	0,819
VX9	—	0,7609	—	3,067	1,095	0,432	1,227
VX9'	—	0,7609	—	-3,253	1,095	-0,140	0,955
VX10	—	0,2624	—	-1,853	0,377	-0,027	0,350

voiles	$I_{ix} (m^4)$	$I_{iy} (m^4)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$H'_y (\%) t$	$H''_y (\%) t$	$H_y (\%) t$
Vy1	0,4705	—	-8,409	—	0,288	-0,224	0,064
Vy2	0,4790	—	-4,929	—	0,293	-0,134	0,159
Vy3	0,7609	—	-5,339	—	0,465	-0,230	0,235
Vy4	0,7609	—	-2,169	—	0,465	-0,093	0,372
Vy5	0,099	—	-2,169	—	0,060	-0,012	0,048
Vy6	95,610	—	-1,009	—	58,475	-5,464	53,011
Vy7	65,326	—	1,751	—	39,953	6,478	46,431

Tableau récapitulatif

H_0 : Effort tranchant à la base de chaque refend pour \neq niveaux
valeurs de H_0 en (t)

Voiles	niveau ₁₀	Niv ₉	Niv ₈	Niv ₇	Niv ₆	Niv ₅	Niv ₄	Niv ₃	Niv ₂	Niv ₁ (0)
VX ₁	7,133	15,112	22,400	28,777	34,243	38,797	42,441	45,174	46,996	47,907
VX ₂	6,014	12,742	18,886	24,263	28,871	32,711	35,784	38,088	39,624	40,392
VX ₃	5,479	11,608	17,206	22,105	26,303	29,802	32,601	34,700	36,099	36,799
VX ₄	26,638	56,437	83,653	107,467	127,878	144,888	158,496	168,702	175,506	178,908
VX ₅	7,624	16,153	23,942	30,758	36,600	41,468	45,363	48,284	50,231	51,205
VX ₆	6,313	13,375	19,825	25,468	30,305	34,336	37,561	39,980	41,792	42,400
VX ₇	0,598	1,267	1,878	2,413	2,872	3,254	3,559	3,788	3,941	4,017
VX _{7'}	0,272	0,577	0,855	1,099	1,307	1,481	1,620	1,724	1,794	1,829
VX ₈	0,879	1,863	2,762	3,548	4,222	4,784	5,233	5,570	5,795	5,907
VX _{8'}	0,528	1,120	1,660	2,132	2,537	2,874	3,144	3,350	3,482	3,549
VX ₉	0,792	1,677	2,486	3,194	3,801	4,306	4,711	5,014	5,217	5,318
VX _{9'}	0,616	1,306	1,935	2,486	2,958	3,352	3,667	3,909	4,060	4,139
VX ₁₀	0,226	0,478	0,709	0,911	1,084	1,228	1,344	1,430	1,488	1,517
VY ₁	0,042	0,087	0,130	0,167	0,198	0,225	0,246	0,262	0,272	0,277
VY ₂	0,103	0,217	0,322	0,414	0,492	0,558	0,610	0,650	0,676	0,689
VY ₃	0,152	0,321	0,476	0,612	0,728	0,825	0,902	0,960	0,999	1,018
VY ₄	0,240	0,509	0,754	0,968	1,152	1,306	1,428	1,520	1,582	1,612
VY ₅	0,031	0,066	0,097	0,125	0,149	0,168	0,184	0,196	0,204	0,208
VY ₆	34,206	72,474	107,423	138,004	164,215	186,058	203,533	216,640	225,376	229,745
VY ₇	29,960	63,478	94,089	120,874	143,832	162,944	178,269	189,749	197,401	201,228

Tableau récapitulatif de la distribution des moments à la base de chaque
 refend pour les n niveaux

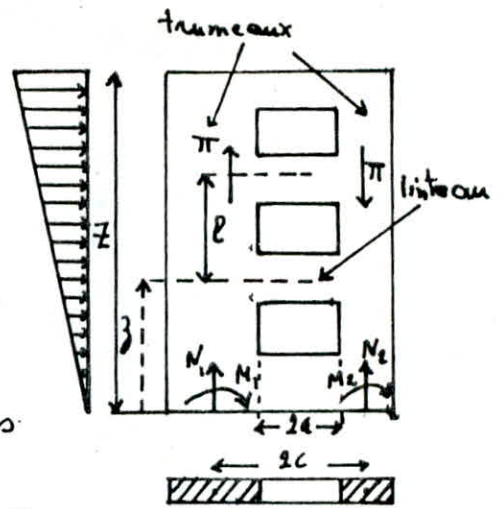
$M(t, m)$

Voiles	Niveau ₁₀	niV9	niV8	NiV7	NiV6	NiV5	NiV4	NiV3	NiV2	NiV1	NiV0
VX ₁	0	20,115	62,731	125,899	207,050	303,615	413,023	532,706	660,087	792,626	927,324
VX ₂	0	16,959	52,892	106,150	174,572	255,988	348,233	449,144	556,552	668,292	782,197
VX ₃	0	15,451	48,185	96,706	159,042	233,217	317,259	409,193	507,047	608,846	717,619
VX ₄	0	75,119	234,271	470,173	773,230	1133,846	1542,430	1989,389	2465,128	2960,055	3464,533
VX ₅	0	21,500	67,051	134,567	221,305	324,517	441,457	569,381	705,561	847,193	991,591
VX ₆	0	17,803	55,520	111,427	183,246	268,706	365,534	471,456	584,200	701,489	821,057
VX ₇	0	1,686	5,259	10,555	17,360	25,459	34,635	44,672	55,354	66,467	77,795
VX _{7'}	0	0,767	2,394	4,805	7,904	11,590	15,766	20,335	25,197	30,256	35,414
VX ₈	0	2,479	7,732	15,521	25,527	37,433	50,924	65,680	81,388	97,730	114,388
VX _{8'}	0	1,489	4,647	9,328	15,341	22,495	30,600	39,466	48,913	58,732	68,740
VX ₉	0	2,233	6,963	13,973	22,980	33,699	45,842	59,127	73,266	87,978	102,975
VX _{9'}	0	1,737	5,420	10,876	17,887	26,229	35,681	46,022	57,028	68,478	80,150
VX ₁₀	0	0,637	1,985	3,985	6,554	9,611	13,074	16,864	20,896	25,092	29,370
VY ₁	0	0,118	0,364	0,730	1,201	1,750	2,394	3,088	3,827	4,594	5,375
VY ₂	0	0,290	0,902	1,810	2,978	4,365	5,939	7,659	9,492	11,398	13,341
VY ₃	0	0,427	1,334	2,676	4,402	6,455	8,781	11,325	14,032	16,849	19,720
VY ₄	0	0,677	2,112	4,238	6,968	10,217	13,900	17,927	22,213	26,674	31,220
VY ₅	0	0,087	0,274	0,547	0,900	1,320	1,794	2,312	2,865	3,440	4,027
VY ₆	0	96,461	300,838	603,770	992,942	1456,028	1980,712	2554,675	3165,599	3801,160	4449,041
VY ₇	0	84,487	263,495	528,826	869,691	1275,297	1734,855	2237,574	2772,666	3329,337	3896,80

II - Calcul pratique des Refends

1°) Refends à une seule file d'ouvertures

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



Méthode de calcul exposée dans l'ouvrage de M. Divers.

II : effort Tranchant à la section d'encastrement

du linteau avec $\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \phi(\alpha, \xi)$, $\xi = \frac{z}{l}$ et $\alpha = w \cdot z$

M_1 et M_2 moments dans les linteaux

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

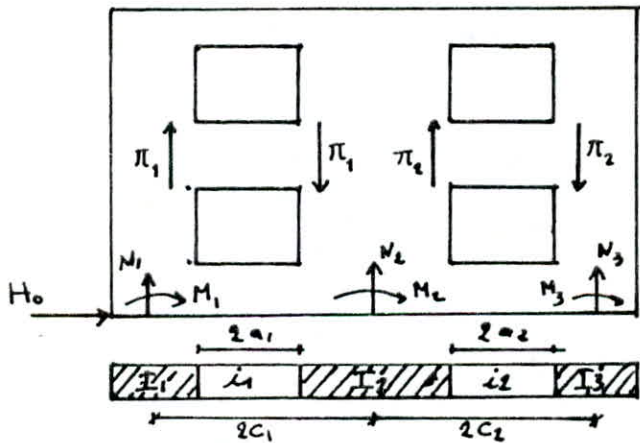
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \cdot z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \frac{2Cm}{I} \psi \right)$$

$N = \sum \pi$ du sommet à l'étage considéré

Le dimensionnement du linteau se fait comme suit : On considère comme une poutre encastrée avec $M = \pi \cdot a$

Il faut vérifier que $M = M_1 + M_2 + 2Nc$ | M moment d'ensemble
 M_1, M_2, N efforts à la base

2°) Refends à deux files d'ouvertures



$$\pi_1 = H_0 \cdot l \frac{i_1 C_1}{2a_1 \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} \right)} \cdot \phi ; N_1 = \sum \pi_1 ; M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + I_3} H_0 \cdot z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi \right)$$

$$\pi_2 = H_0 \cdot l \frac{i_2 C_2}{2a_2^3 \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} \right)} \cdot \phi ; N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1 ; M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2 + I_3} H_0 \cdot z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi \right)$$

$$N_3 = \sum \pi_2 ; M_3 = \frac{I_3}{I_1 + I_2 + I_3} H_0 \cdot z \left(\frac{2 - 3\xi + \xi^3}{3} - \psi \right)$$

Il faut vérifier que $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2 + \dots$

Voile VX₁

n _i V	α	φ	ψ	π(t)	N(t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)
10	1	0,126	0	1,964	1,964	0	0
9	0,9	0,210	0,01	3,274	5,238	5,47	0,03
8	0,8	0,362	0,035	5,643	10,881	13,85	0,11
7	0,7	0,505	0,08	7,872	18,753	48,68	0,23
6	0,6	0,630	0,135	9,821	28,574	84,81	0,40
5	0,5	0,740	0,21	11,536	40,110	122,01	0,57
4	0,4	0,825	0,29	12,861	52,971	168,90	0,79
3	0,3	0,880	0,37	13,718	66,689	226,94	1,06
2	0,2	0,890	0,462	13,871	80,407	283,22	1,32
1	0,1	0,740	0,550	11,536	91,943	348,28	1,62
0,00	0	0	0,60	0	91,943	444,65	2,07

$$\begin{aligned} M_1 + M_2 + 2M_c &= 893,106 \text{ t.m} \\ M_{\text{ex}} &= 927,724 \text{ t.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} M_1 + M_2 + 2M_c \\ M_{\text{ex}} \end{aligned}} \right\} \text{erreur } 3,7\%$$

Voile VX₃

n _i V	α	φ	ψ	π(t)	N(t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)
10	1	0,17	0	2,787	2,787	0	0
9	0,9	0,24	0,01	3,934	6,781	2,44	0,13
8	0,8	0,36	0,035	5,901	12,622	11,98	0,61
7	0,7	0,50	0,08	8,196	20,818	23,11	1,18
6	0,6	0,62	0,135	10,163	30,981	40,95	2,10
5	0,5	0,73	0,210	11,966	48,967	56,44	2,89
4	0,4	0,81	0,30	13,277	56,224	71,07	3,64
3	0,3	0,85	0,37	13,933	70,157	107,98	5,54
2	0,2	0,83	0,46	13,605	83,762	136,57	7,00
1	0,1	0,64	0,535	10,491	94,253	179,81	9,22
0,00	0	0	0,575	0	94,256	249,98	12,82

$$\begin{aligned} M_1 + M_2 + M_3 &= 692,118 \text{ t.m} \\ M_{\text{ex}} &= 712,619 \text{ t.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} M_1 + M_2 + M_3 \\ M_{\text{ex}} \end{aligned}} \right\} \text{erreur } 2,8\%$$

Voile VX₄

n _i V	α	φ	ψ	π(t)	N(t)	M ₁ (t.m)	M ₂ (t.m)
10	1	0,33	0	29,531	0	0	0
9	0,9	0,33	0,03	29,531	22,214	-17,64	-117,22
8	0,8	0,34	0,05	30,426	73,591	-28,95	-191,58
7	0,7	0,35	0,10	31,321	72,249	-48,17	-320,11
6	0,6	0,36	0,13	32,216	97,432	-45,00	-299,11
5	0,5	0,37	0,16	33,111	106,451	-36,73	-244,10
4	0,4	0,37	0,21	33,111	108,868	-35,09	-236,10
3	0,3	0,34	0,24	30,426	125,144	-13,42	-89,16
2	0,2	0,28	0,27	25,057	121,296	15,72	104,51
1	0,1	0,17	0,28	15,213	128,663	69,28	460,43
0,00	0	0	0,29	0	126,153	124,15	825,112

$$\begin{aligned} M_1 + M_2 + 2M_c &= 3620,704 \text{ t.m} \\ M_{\text{ex}} &= 3464,573 \text{ t.m} \end{aligned} \left. \vphantom{\begin{aligned} M_1 + M_2 + 2M_c \\ M_{\text{ex}} \end{aligned}} \right\} \text{erreur } 4,30\%$$

Voile VX2 $M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2 = 777,545 \text{ t.m}$ } erreur 0,6%
 $M_{ex} = 782,197 \text{ t.m}$

niV	ξ	ψ	ϕ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
10	1	0	0,12	2,078	1,865	2,098	0,232	1,865	0	0	0
9	0,9	0,04	0,21	3,672	3,265	5,770	0,646	5,130	0	-0,03	0
8	0,8	0,04	0,36	6,294	5,596	12,064	1,344	10,726	0	-0,32	-0,04
7	0,7	0,08	0,51	8,947	7,928	20,981	2,383	18,654	0	0,00	0
6	0,6	0,14	0,63	11,015	9,793	31,996	3,555	28,447	0	-1,13	-0,02
5	0,5	0,21	0,74	12,938	11,503	44,934	4,990	39,950	0	0,81	0,10
4	0,4	0,29	0,83	14,938	12,902	59,446	6,600	52,852	0	0,78	0,10
3	0,3	0,37	0,89	15,661	13,835	76,007	8,326	66,687	0	0,58	0,07
2	0,2	0,47	0,90	15,736	13,991	90,743	10,071	80,678	0	0,90	0,11
1	0,1	0,55	0,78	13,638	12,125	104,381	11,584	92,803	0	1,75	0,22
0,00	0	0,60	0	0	0	104,381	11,584	92,803	0,02	6,82	0,84

niV	ξ	ψ	ϕ	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$\pi(t)$	$N(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$
10	1	0	0,20	3,529	3,529	0	0	2,922	2,922	0	0
9	0,9	0,02	0,26	4,588	8,147	-0,08	-3,86	3,799	6,721	-0,07	-3,20
8	0,8	0,052	0,37	6,529	14,646	0,15	7,19	5,406	12,127	0,12	5,96
7	0,7	0,10	0,50	8,823	23,469	0,56	26,82	7,306	19,433	0,46	22,21
6	0,6	0,151	0,62	10,941	34,410	1,33	67,56	9,060	28,493	1,10	52,03
5	0,5	0,22	0,71	12,529	46,939	2,17	101,43	10,375	38,868	1,75	83,99
4	0,4	0,29	0,78	13,764	60,703	-3,18	152,47	11,397	50,265	2,64	126,25
3	0,3	0,355	0,81	14,294	74,997	4,57	219,08	11,836	62,101	3,99	181,41
2	0,2	0,451	0,77	13,588	88,585	5,57	266,78	11,251	73,352	4,61	220,91
1	0,1	0,525	0,57	10,059	98,644	7,08	339,16	8,329	81,681	5,86	280,84
0,00	0	0,051	0	0	98,644	9,52	456,26	0	81,681	7,88	377,80

Voile VX5
 $M_1 + M_2 + 2N_c = 969,852 \text{ t.m}$ } erreur 2,19%
 $M_{ex} = 991,591 \text{ t.m}$

Voile VX6
 $M_1 + M_2 + 2N_c = 803,077 \text{ t.m}$ } erreur 2,19%
 $M_{ex} = 821,057 \text{ t.m}$

voile V₆

niv	ξ	ψ	ϕ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
10	1	0	0,33	16,346	14,267	16,346	2,079	14,267	0	0	0
9	0,9	0,03	0,36	17,832	15,565	34,178	4,346	29,832	-83,74	-5,81	-42,18
8	0,8	0,07	0,41	20,308	17,726	54,486	6,918	47,558	-134,54	-9,33	-67,77
7	0,7	0,11	0,48	23,776	20,753	78,262	9,951	68,311	-119,44	-8,28	-60,16
6	0,6	0,17	0,56	26,747	23,346	105,009	13,352	91,657	-129,05	-8,95	-69,00
5	0,5	0,23	0,59	29,224	25,508	134,233	17,068	117,165	-89,23	-6,19	-44,95
4	0,4	0,29	0,61	30,215	26,373	164,448	20,910	143,538	-8,24	-0,57	-4,15
3	0,3	0,35	0,57	28,233	24,463	192,681	24,500	168,181	105,77	7,33	53,25
2	0,2	0,40	0,49	24,271	21,185	216,952	27,586	189,336	285,55	19,81	143,85
1	0,1	0,44	0,32	15,850	13,385	232,802	29,601	203,201	523,05	36,28	263,48
0,0	0,00	0,45	0	0	0	232,802	29,601	203,201	892,35	61,90	449,51

voile V₇

niv	ξ	ψ	ϕ	$\pi_1(t) = \pi_2(t)$	$N_1 = N_3(t)$	$N_2(t)$	$M_1(t.m) = M_3(t.m)$	$M_2(t.m)$
10	1	0	0,29	13,397	13,397	0	0	0
9	0,9	0,03	0,33	15,244	28,641	0	-53,61	-8,16
8	0,8	0,06	0,40	18,478	47,119	0	-59,76	-9,10
7	0,7	0,1	0,49	22,636	69,755	0	-76,45	-11,64
6	0,6	0,17	0,58	26,793	96,548	0	-116,71	-17,76
5	0,5	0,23	0,65	30,027	126,575	0	-57,12	-8,70
4	0,4	0,29	0,69	31,875	158,450	0	-5,27	-0,80
3	0,3	0,36	0,67	30,951	189,401	0	44,30	6,29
2	0,2	0,42	0,59	27,255	216,656	0	130,06	19,80
1	0,1	0,47	0,39	18,016	234,672	0	255,73	38,93
0,0	0	0,50	0	0	234,672	0	429,39	66,88

$$M_1 + M_2 + M_3 + 2(C_1 + C_2) \cdot N_1 + 2N_2 C_2 = 3828,380 \text{ t.m}$$

$$M_{ex} = 3896,800 \text{ t.m} \quad \left. \vphantom{M_{ex}} \right\} \text{erreur de } 1,7\%$$

CHAPITRE.9.

ETUDE DES VOILES

ETUDE DES VOILES

Introduction:

les éléments doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charge sur la base des règlements. Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données comme suit:

$$G + Q + E \quad (1)$$

$$0,8G \pm E \quad (2)$$

G: charge permanente

Q: charge d'exploitation non pondérée

E: effet des séismes

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

du fait de cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticale des séismes.

la combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale.

la valeur $\pm E$ prend en compte la réversibilité des charges sismiques créant des effets de traction et de compression

Distribution des Charges Verticales sur les éléments de Rigid

$$V_i = V \frac{l_i}{l}$$

V: charge verticale totale qui revient au voile

V_i : " " qui revient au trumeau (i)

l_i : longueur du trumeau (i) plus demi-longueur des linteaux qui lui sont adjacents

l: longueur totale du Voile.

Voile VX5 $L=9,48\text{ m}$

E

94

	niv	G_i	Q_i	$Q_i(\text{day})$	G_{cum}	$Q_i(\text{day})_{cum}$	$N(t)$	$M(t.m)$	$0,8G - E$	$0,8G + E$	$G + Q + E$	$G + 1,2Q$
Niveau 1 $L=1,98\text{ m}$	10	3,115	0,449	0,449	3,115	0,449	3,529	0	- 1,037	6,021	7,093	3,654
	9	2,918	0,878	0,790	6,033	1,239	8,117	-0,08	- 3,291	6,065	15,389	7,520
	8	2,918	0,878	0,702	8,951	1,941	14,646	0,15	- 7,485	21,807	25,538	11,280
	7	2,918	0,878	0,615	11,869	2,556	23,469	0,56	- 13,974	32,964	37,894	14,936
	6	2,918	0,878	0,527	14,787	3,083	34,410	1,33	- 22,580	46,240	52,280	18,487
	5	2,918	0,878	0,439	17,705	3,522	46,939	2,17	- 32,775	61,103	68,166	21,931
	4	2,918	0,878	0,439	20,623	3,961	60,703	3,18	- 44,205	77,201	85,287	25,376
	3	2,918	0,878	0,439	23,541	4,400	74,997	4,57	- 56,164	93,830	102,938	28,821
	2	2,918	0,878	0,439	26,459	4,839	88,585	5,57	- 67,418	109,752	119,883	32,331
	1	2,918	0,878	0,439	29,377	5,278	98,644	7,08	- 75,142	122,146	133,299	35,711
	0,0	2,918	0,878	0,439	32,295	5,717	98,644	9,52	- 72,808	124,48	136,656	39,155
Niveau 2 $L=7,50\text{ m}$	10	11,799	1,701	1,701	11,799	1,701	3,529	0	5,910	12,768	17,029	13,840
	9	11,053	3,326	2,993	22,852	4,694	8,117	-3,86	10,165	26,399	35,663	28,485
	8	11,053	3,326	2,661	33,905	7,355	14,646	7,19	12,478	40,770	55,906	42,731
	7	11,053	3,326	2,328	44,958	9,683	23,469	26,82	12,479	59,435	78,110	56,578
	6	11,053	3,326	1,996	56,011	11,679	34,410	63,56	10,399	79,219	102,100	70,026
	5	11,053	3,326	1,663	67,064	13,342	46,939	101,43	6,712	100,590	127,345	83,074
	4	11,053	3,326	1,663	78,117	15,005	60,703	152,47	1,791	123,197	153,825	96,123
	3	11,053	3,326	1,663	89,170	16,668	74,997	219,08	- 3,661	146,333	180,835	109,172
	2	11,053	3,326	1,663	100,223	18,331	88,585	266,78	- 8,407	168,763	207,139	122,220
	1	11,053	3,326	1,663	111,276	19,944	98,644	339,16	- 9,623	187,665	229,914	135,269
	0,0	11,053	3,326	1,663	122,329	21,657	98,644	456,26	- 0,781	196,507	242,830	148,317

Voile Vx1 $l = 8,21m$

E

	niv	G_i	Q_i	$Q_i(\text{deg})$	G_{cum}	$Q_i(\text{deg})_{cum}$	$N(t)$	$M(t.m)$	$0,86-E$	$0,86+E$	$G+Q+E$	$G+1,2Q$
Niveau 1 $l_1 = 6,50m$	10	6,110	0,867	0,867	6,110	0,867	1,964	0	2,924	6,852	8,741	7,150
	9	12,361	2,283	2,055	18,471	2,922	5,238	5,47	9,539	20,015	26,631	21,977
	8	12,361	2,283	1,826	30,832	4,748	10,881	23,85	13,785	35,547	46,461	36,530
	7	12,361	2,283	1,598	43,193	6,346	18,753	48,68	15,801	53,307	68,292	50,808
	6	12,361	2,283	1,370	55,554	7,716	28,574	84,87	15,869	63,128	91,844	64,813
	5	12,361	2,283	1,142	67,915	8,858	40,110	122,01	14,222	94,462	116,883	78,545
	4	12,361	2,283	1,142	80,276	10,000	52,971	168,90	11,250	117,192	143,247	82,276
	3	12,361	2,283	1,142	92,637	11,142	66,689	226,54	7,421	140,799	170,468	106,007
	2	12,361	2,283	1,142	104,998	12,184	80,407	283,22	3,591	164,405	197,689	119,739
	1	12,361	2,283	1,142	117,359	13,426	91,943	348,28	1,944	185,830	222,728	133,470
	0,0	12,361	2,283	1,142	129,720	14,568	91,943	444,65	11,833	195,791	236,231	147,202
Niveau 2 $l_2 = 1,71m$	10	1,607	0,228	0,228	1,607	0,228	1,964	0	-0,678	3,250	3,799	1,881
	9	3,252	0,600	0,540	4,859	0,768	5,238	0,03	-1,351	9,125	10,865	5,781
	8	3,252	0,600	0,480	8,111	1,248	10,881	0,11	-4,392	17,370	20,240	9,609
	7	3,252	0,600	0,420	11,363	1,668	18,753	0,23	-9,663	27,843	31,784	13,365
	6	3,252	0,600	0,360	14,615	2,028	28,574	0,40	-16,882	40,266	45,217	17,049
	5	3,252	0,600	0,300	17,867	2,388	40,110	0,57	-25,816	54,404	60,305	20,661
	4	3,252	0,600	0,300	21,119	2,628	52,971	0,79	-36,076	69,866	76,718	24,273
	3	3,252	0,600	0,300	24,371	2,928	66,689	1,06	-47,192	86,186	93,388	27,885
	2	3,252	0,600	0,300	27,623	3,228	80,407	1,32	-58,309	102,505	111,258	31,497
	1	3,252	0,600	0,300	30,875	3,528	91,943	1,62	-67,243	110,643	126,346	35,109
	0,0	3,252	0,600	0,300	34,127	3,828	91,943	2,07	-64,641	119,245	129,898	38,721

14

Voile VX3 $l = 8,21 \text{ m}$

E

	niV	Gi	Qi	Qi (deg)	Gcum	Qi (deg) Cum	N (t)	M (t.m)	0,8G - E	0,8G + E	G + Q + E	G + 1,2Q
tourneau 1 $l_1 = 5,78 \text{ m}$	10	10,773	1,521	1,521	10,773	1,54	2,787	0	5,831	11,405	15,081	12,598
	9	16,378	4,437	3,993	27,151	5,514	6,721	2,44	15,000	28,442	39,386	33,768
	8	16,378	4,437	3,550	43,529	9,064	12,622	11,98	22,201	47,445	65,215	54,406
	7	16,378	4,437	3,106	59,907	12,170	20,818	23,11	27,108	68,744	92,895	74,511
	6	16,378	4,437	2,662	76,285	14,832	30,781	40,95	30,047	92,009	122,098	94,083
	5	16,378	4,437	2,219	92,663	17,051	42,947	56,44	31,183	117,077	152,661	113,124
	4	16,378	4,437	2,219	109,041	19,270	56,224	71,07	31,009	143,457	184,535	132,165
	3	16,378	4,437	2,219	125,419	21,489	70,157	107,98	30,978	170,492	217,065	151,206
	2	16,378	4,437	2,219	141,797	23,708	83,762	136,57	29,676	197,200	249,267	170,247
	1	16,378	4,437	2,219	158,175	25,927	94,253	179,81	32,287	220,793	218,355	189,287
	0,0	16,378	4,437	2,219	174,553	28,146	94,253	249,98	45,387	233,895	296,952	208,338
tourneau 2 $l_2 = 2,43 \text{ m}$	10	4,529	0,640	0,640	4,529	0,640	2,787	0	0,836	6,410	7,956	5,297
	9	6,805	1,865	1,679	11,414	2,319	6,721	0,13	2,410	15,852	20,454	14,197
	8	6,805	1,865	1,492	18,299	3,811	12,622	0,61	2,017	27,261	34,732	22,872
	7	6,805	1,865	1,306	25,181	5,116	20,818	1,18	- 0,671	40,965	51,118	31,323
	6	6,805	1,865	1,119	32,069	6,235	30,981	2,10	- 5,326	56,636	69,285	39,551
	5	6,805	1,865	0,933	38,951	7,168	42,947	2,89	- 11,784	74,110	89,069	47,556
	4	6,805	1,865	0,933	45,839	8,101	56,224	3,64	- 19,553	92,895	110,164	55,560
	3	6,805	1,865	0,933	52,724	9,034	70,154	5,54	- 27,978	112,336	131,915	63,565
	2	6,805	1,865	0,933	59,609	9,967	83,763	7,00	- 36,075	131,469	153,338	71,569
	1	6,805	1,865	0,933	66,494	10,900	94,253	9,22	- 41,058	147,448	171,647	79,574
	0,0	6,805	1,865	0,933	73,379	11,833	94,253	12,82	- 35,550	152,956	179,465	87,579

84

Voile VX4 $l = 16,72 \text{ m}$

E

	nIV	G_i	Q_i	$Q_i(\text{deg})$	G_{cum}	$Q_{cum}^{(deg)}$	$N(t)$	$M(t, m)$	$0,8G - E$	$0,8G + E$	$G + Q + E$	$G + 1,2Q$
Niveau 1 $l_1 = 6,17 \text{ m}$	10	8,109	1,148	7,148	8,109	1,148	29,531	0	- 23,044	36,018	38,788	9,487
	9	13,962	3,074	2,767	22,071	3,915	59,062	- 17,64	- 41,405	76,719	85,048	26,769
	8	13,962	3,074	2,459	36,033	6,374	89,488	- 28,95	- 60,662	118,314	131,895	43,682
	7	13,962	3,074	2,152	49,995	8,526	120,809	- 48,17	- 80,813	160,805	179,320	60,226
	6	13,962	3,074	1,844	63,957	10,370	153,025	- 45,00	- 101,859	204,191	227,352	76,401
	5	13,962	3,074	1,537	77,919	11,907	186,136	- 36,73	- 123,801	248,471	275,962	92,207
	4	13,962	3,074	1,537	91,881	13,444	219,247	- 35,09	- 145,742	292,752	324,572	110,014
	3	13,962	3,074	1,537	105,843	14,981	249,673	- 13,42	- 164,999	334,347	370,497	123,820
	2	13,962	3,074	1,537	119,805	16,518	277,700	15,72	- 181,856	372,544	414,023	239,627
	1	13,962	3,074	1,537	133,767	18,055	289,943	69,28	- 182,929	396,857	441,765	155,433
	0,0	13,962	3,074	1,537	147,729	19,592	289,943	124,15	- 171,760	408,126	457,264	171,239
Niveau 2 $l_2 = 10,54 \text{ m}$	10	13,847	1,960	1,960	13,847	1,960	29,531	0	- 18,453	40,609	45,338	16,199
	9	23,842	5,249	4,724	37,689	6,684	59,062	- 117,22	- 28,911	89,213	103,435	45,710
	8	23,842	5,249	4,199	61,531	10,883	89,488	- 191,58	- 40,263	138,713	161,902	74,591
	7	23,842	5,249	3,674	85,373	14,558	120,809	- 320,11	- 52,511	189,107	220,740	102,843
	6	23,842	5,249	3,149	109,215	17,707	153,025	- 299,11	- 65,653	240,397	279,947	130,463
	5	23,842	5,249	2,625	133,057	20,332	186,136	- 244,10	- 79,690	292,582	339,525	157,455
	4	23,842	5,249	2,625	156,899	22,957	219,247	- 236,10	- 93,728	344,766	399,103	184,447
	3	23,842	5,249	2,625	180,741	25,582	249,673	- 89,16	- 105,080	394,266	455,996	211,439
	2	23,842	5,249	2,625	204,583	28,207	277,700	104,51	- 114,034	441,366	510,490	238,431
	1	23,842	5,249	2,625	228,425	30,832	289,943	460,43	- 110,403	469,483	545,200	261,423
	0,0	23,842	5,249	2,625	252,267	33,457	289,943	825,112	- 88,129	491,575	575,667	292,415

Voile VX6 $l = 9,48 \text{ m}$

E

	NIV	G_i	Q_i	$Q_i \text{ (deg)}$	$Q_i \text{ cum}$	$Q_i \text{ (cum)}$	N(t)	M(t.m)	0,8G-E	0,8G+E	G+Q+E	G+1,2Q
Niveau 1 $l_1 = 1,98 \text{ m}$	10	5,608	9,809	9,809	5,608	0,809	2,922	0	1,564	7,408	9,339	6,579
	9	8,816	1,578	1,420	14,124	2,229	6,721	-0,07	4,818	18,260	23,374	17,099
	8	8,816	1,578	1,262	23,240	3,492	12,127	0,12	6,465	30,719	38,859	27,430
	7	8,816	1,578	1,105	32,056	4,596	19,433	0,46	6,212	45,078	56,085	37,571
	6	8,816	1,578	0,947	40,872	5,543	28,493	1,10	4,205	61,191	74,908	47,524
	5	8,816	1,578	0,789	49,688	6,332	38,868	1,75	0,882	78,618	94,888	57,286
	4	8,816	1,578	0,789	58,504	7,121	50,265	2,64	-3,462	95,068	115,890	67,049
	3	8,816	1,578	0,789	67,320	7,910	62,101	3,79	-8,245	115,957	137,331	76,872
	2	8,816	1,578	0,789	76,136	8,699	73,352	4,61	-12,443	134,267	158,187	86,575
	1	8,816	1,578	0,789	84,952	9,488	81,681	5,86	-13,719	149,643	176,121	96,338
	0	8,816	1,578	0,789	93,768	10,277	81,681	7,88	-6,667	156,695	185,726	106,100
Niveau 2 $l_2 = 7,50 \text{ m}$	10	9,578	1,381	1,381	9,578	1,381	2,922	0	4,740	10,584	13,881	11,235
	9	15,054	2,696	2,426	24,632	3,807	6,721	-3,20	12,985	26,427	35,160	29,200
	8	15,054	2,696	2,157	39,686	5,964	12,127	5,96	19,622	43,876	57,777	46,843
	7	15,054	2,696	1,887	54,740	7,851	19,433	22,21	24,359	63,225	82,024	64,161
	6	15,054	2,696	1,618	69,794	9,469	28,493	52,63	27,342	84,328	107,756	81,157
	5	15,054	2,696	1,348	84,840	10,817	38,868	83,99	29,010	106,746	134,533	97,828
	4	15,054	2,696	1,348	99,902	12,165	50,265	126,25	29,657	130,187	162,332	114,500
	3	15,054	2,696	1,348	114,956	13,513	62,101	181,41	29,864	157,066	190,570	131,172
	2	15,054	2,696	1,348	130,010	14,681	73,352	220,91	30,656	177,360	218,223	147,843
	1	15,054	2,696	1,348	145,064	16,209	81,681	280,84	34,370	197,732	242,954	164,515
	0	15,054	2,696	1,348	160,118	17,557	81,681	377,80	46,413	209,775	259,356	181,186

—50—

Voile V_{y7} $l = 19,12m$

E

	niv	G_i	Q_i	$Q_i(\text{deg})$	G_{cum}	$Q_i(\text{deg})_{cum}$	$N(t)$	$M(t.m)$	$0,8G - E$	$0,8G + E$	$G + Q + E$	$G + 1,2Q$
Niveau 1 et 3 $l_1 = l_3 = 7,21m$ $M_1 = M_3$ (t.m)	10	11,600	1,674	1,674	11,600	1,874	13,777	0	- 4,117	22,677	26,671	13,609
	9	18,337	3,262	2,936	29,937	4,610	28,641	- 53,61	- 4,691	52,591	63,188	35,469
	8	18,337	3,262	2,610	48,274	7,220	47,119	- 59,76	- 8,500	85,738	102,613	56,938
	7	18,337	3,262	2,283	66,611	9,503	69,755	- 76,45	- 16,466	123,044	145,869	78,015
	6	18,337	3,262	1,957	84,948	11,460	96,548	- 116,71	- 28,590	164,506	192,956	98,700
	5	18,337	3,262	1,631	103,285	13,091	126,575	- 57,12	- 43,947	209,203	242,951	118,994
	4	18,337	3,262	1,631	121,622	14,722	158,450	- 5,27	- 61,152	255,748	294,794	139,288
	3	18,337	3,262	1,631	139,959	16,353	189,401	41,30	- 77,434	301,368	345,713	159,503
	2	18,337	3,262	1,631	158,296	17,984	216,656	130,06	- 90,019	343,293	392,936	179,877
	1	18,337	3,262	1,631	176,633	19,615	234,672	255,73	- 93,366	375,978	430,920	209,171
0,0	18,337	3,262	1,631	194,970	21,246	234,672	439,39	- 78,696	390,648	450,888	220,465	
Niveau 2 $l_2 = 4,70m$	10	7,562	1,091	1,091	7,562	1,091	0	0	6,050	6,050	8,653	8,871
	9	11,954	2,126	1,913	19,516	3,004	0	- 8,16	15,613	15,613	21,520	23,121
	8	11,954	2,126	1,701	31,470	4,705	0	- 9,10	25,176	25,176	36,175	37,116
	7	11,954	2,126	1,488	43,470	6,193	0	- 11,64	34,739	34,739	49,677	50,856
	6	11,954	2,126	1,276	55,378	7,469	0	- 17,76	44,302	44,302	62,847	64,341
	5	11,954	2,126	1,063	67,332	8,532	0	- 8,70	53,866	53,866	75,864	77,570
	4	11,954	2,126	1,063	79,286	9,595	0	- 9,80	63,429	63,429	88,881	90,800
	3	11,954	2,126	1,063	91,240	10,658	0	6,29	72,992	72,992	101,898	104,030
	2	11,954	2,126	1,063	103,194	11,721	0	19,80	82,555	82,555	114,915	117,259
	1	11,954	2,126	1,063	115,148	12,784	0	38,93	92,118	92,118	127,932	130,489
0,0	11,954	2,126	1,063	127,102	13,847	0	66,88	101,682	101,682	140,949	143,718	

E

Voile VX2 $l = 8,21m$

	nIV	N(t)	M(t.m)	0,8G-E	0,8G+E	G+Q+E	G+1,2Q
Trameau 1 $l_1 = 0,95m$	10	2,098	0	- 0,544	3,652	4,317	2,224
	9	5,770	0	- 2,020	9,520	11,206	5,586
	8	12,064	0	- 6,119	18,009	20,664	8,834
	7	20,981	0	- 12,841	29,121	32,692	12,818
	6	31,996	0	- 21,661	42,331	46,766	15,140
	5	44,934	0	- 32,404	57,464	62,711	18,200
	4	59,444	0	- 44,720	74,172	80,229	21,258
	3	75,007	0	- 58,086	91,928	98,737	24,318
	2	90,743	0	- 71,627	109,859	117,539	27,376
	1	104,381	0	- 83,070	125,692	134,184	30,436
	0,0	104,381	0,02	- 83,875	127,887	137,190	33,494
Trameau 2 $l_2 = 4,83m$	10	0,233	0	7,670	8,136	11,514	11,561
	9	0,645	- 0,03	18,419	19,711	28,281	28,395
	8	1,344	- 0,32	28,419	31,570	45,066	44,910
	7	2,333	0,00	39,055	43,721	61,875	61,109
	6	3,556	- 1,13	48,995	56,105	78,651	76,978
	5	4,990	0,81	58,721	68,701	95,372	92,531
	4	6,600	0,78	68,293	81,473	112,269	108,085
	3	8,326	0,58	77,708	94,360	129,281	123,637
	2	10,071	0,90	87,125	107,267	146,313	139,131
	1	11,584	1,75	96,774	119,742	163,412	154,744
	0,0	11,584	6,82	107,935	131,103	178,399	170,298
Trameau 3 $l_3 = 8,43m$	10	1,805	0	2,111	5,841	7,540	5,816
	9	5,130	0	4,461	14,721	19,033	14,286
	8	10,786	- 0,04	4,480	25,932	32,722	22,544
	7	18,654	0	2,168	39,476	48,609	30,747
	6	28,447	- 0,02	- 2,010	54,884	66,224	38,927
	5	35,950	0,10	- 7,890	72,002	85,421	46,552
	4	52,852	0,10	- 15,185	90,519	106,013	54,376
	3	66,687	0,07	- 23,405	109,969	127,539	62,202
	2	80,678	0,11	- 31,780	129,576	149,220	70,026
	1	92,803	0,22	- 38,290	147,316	169,036	77,851
	0,0	92,803	0,84	- 32,675	152,931	176,726	85,676

E

Voile VY_6 $l = 22,21 m$

	niv	N (t)	M (t.m)	0,8 G - E	0,8 G + E	G + Q + E	G + 1,2 Q
Niveau 1 $l_1 = 9,70 m$	10	16,346	0	- 3,696	28,996	34,367	18,643
	9	34,178	- 83,74	- 0,926	67,436	81,908	48,962
	8	54,486	- 134,54	- 0,620	108,352	131,487	78,935
	7	78,262	- 199,44	- 3,788	152,736	184,094	108,380
	6	105,009	- 129,05	- 9,927	200,091	239,234	137,300
	5	134,233	- 89,23	- 18,543	249,923	296,412	165,692
	4	164,448	- 8,24	- 28,150	300,946	354,581	194,085
	3	192,681	105,71	- 51,775	333,587	390,768	202,271
	2	216,952	285,55	- 39,438	394,446	462,993	250,871
	1	232,802	523,05	- 34,680	470,924	506,797	273,264
	0,0	232,802	872,35	- 14,072	451,532	534,751	307,656
Niveau 2 $l_2 = 4,70 m$	10	2,079	0	4,051	8,209	10,811	8,946
	9	4,346	- 5,81	11,769	20,461	27,473	23,724
	8	6,928	- 9,33	19,171	33,027	44,236	38,245
	7	9,951	- 8,28	26,135	46,037	61,231	52,514
	6	13,352	- 8,95	32,720	59,424	78,390	66,528
	5	17,068	- 6,19	38,990	73,126	95,651	80,285
	4	20,910	- 977	45,133	86,953	113,038	94,043
	3	24,500	7,33	51,529	100,529	130,173	107,800
	2	27,586	19,81	58,428	113,600	146,864	121,558
	1	29,601	36,28	66,399	125,609	162,364	135,316
	0,0	29,601	61,90	76,385	135,587	175,909	149,073
Niveau 3 $l_3 = 7,81 m$	10	14,267	0	- 4,082	24,452	28,776	14,865
	9	29,832	- 42,18	- 3,054	56,610	68,262	39,422
	8	47,558	- 67,77	- 4,188	90,928	109,555	63,554
	7	68,311	- 60,16	- 8,348	128,274	153,522	87,262
	6	91,657	- 65,00	- 15,101	168,213	199,729	110,547
	5	117,165	- 44,95	- 24,016	210,314	247,745	133,409
	4	143,538	- 4,15	- 33,796	253,280	296,625	156,269
	3	168,181	53,25	- 41,847	294,515	343,776	179,930
	2	189,366	143,85	- 46,439	332,293	387,468	204,991
	1	203,201	263,48	- 43,681	362,721	433,811	224,852
	0,0	203,201	449,51	- 27,088	379,314	446,318	247,712

Voices	niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
Vx ₇	E)M Lm	0	1,686	5,259	10,555	17,360	25,459	34,655	44,682	55,554	66,467	77,795
	0,86±E	2,304	7,750	13,195	18,641	24,086	29,532	34,978	40,423	45,869	51,314	56,760
	G+Q+E	3,259	10,664	18,002	25,274	32,479	39,618	46,757	53,896	61,035	68,174	75,313
	G+1,2Q	3,335	10,859	18,304	25,669	32,953	40,159	47,364	54,569	61,775	68,980	76,187
Vx ₈	E)M Lm	0	2,479	7,732	15,521	25,527	37,433	50,924	65,680	81,388	97,730	114,388
	0,86±E	2,304	15,756	25,471	35,186	44,902	54,617	64,332	74,047	83,762	93,478	103,193
	G+Q+E	8,530	22,477	35,732	49,076	62,248	75,249	88,250	101,251	114,252	127,253	140,254
	G+1,2Q	8,726	22,721	36,511	50,095	63,472	76,645	89,817	102,989	116,162	129,334	142,507
Vy ₁	E)M Lm	0	0,118	0,364	0,730	1,201	1,760	2,394	3,088	3,827	4,594	5,375
	0,86±E	2,304	7,750	13,195	18,641	24,086	29,532	34,978	40,423	45,869	51,314	56,760
	G+Q+E	3,259	10,664	18,002	25,274	32,479	39,618	46,757	53,896	61,035	68,174	75,313
	G+1,2Q	3,335	10,859	18,304	25,669	32,953	40,159	47,364	54,569	61,775	68,980	76,187
Vy ₂	E)M Lm	0	0,290	0,902	1,810	2,978	4,365	5,939	7,659	9,492	11,398	13,341
	0,86±E	0,666	3,926	7,186	10,446	13,706	16,966	20,226	23,486	26,746	30,006	33,266
	G+Q+E	0,956	5,124	9,281	13,428	17,565	21,692	25,819	29,946	34,073	38,200	42,327
	G+1,2Q	0,981	5,167	9,341	13,502	17,651	21,789	25,926	30,064	34,201	38,338	42,476

Voils	niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0,0
Vx ₉	E)M L ₁₀	0	2,233	6,963	13,923	22,980	33,699	45,842	59,127	73,266	87,978	102,973
	9)8G+E	7,324	18,004	28,774	39,545	50,315	61,086	71,856	82,626	93,397	104,167	114,938
	G+Q+E	10,242	25,878	41,273	56,427	71,339	86,010	100,681	115,352	130,023	144,694	162,365
	G+1,2Q	10,842	26,553	42,334	57,826	73,028	87,941	102,853	117,766	132,678	147,591	162,504
Vx ₁₀	E)M L ₁₀	0	9,637	19,85	3,985	6,554	9,611	13,074	16,864	20,896	25,092	29,390
	9)8G+E	7,626	4,773	7,920	11,067	14,214	17,362	20,509	23,656	26,803	29,950	33,098
	G+Q+E	9,772	6,500	10,642	14,738	18,848	22,912	26,976	31,040	35,104	39,168	43,232
	G+1,2Q	9,392	6,607	10,730	14,943	19,064	23,154	27,244	31,334	35,424	39,514	43,604
Vx ₃	E)M L ₁₀	0	9,429	1,334	2,676	4,402	6,455	8,781	11,325	14,032	16,849	19,720
	9)8G+E	6,047	15,756	25,471	35,186	44,902	54,617	64,332	74,047	83,762	93,478	103,193
	G+Q+E	8,530	22,247	35,471	49,076	62,248	75,249	88,250	101,251	114,252	127,253	140,254
	G+1,2Q	8,726	22,721	36,571	50,095	63,472	76,645	89,817	102,989	116,162	129,334	142,507
Vx ₄	E)M L ₁₀	0	9,677	2,112	4,238	6,968	10,247	13,900	17,927	22,213	26,674	31,220
	9)8G+E	7,324	18,004	28,774	39,545	50,315	61,086	71,856	82,626	93,397	104,167	114,938
	G+Q+E	10,242	25,878	41,273	56,427	71,339	86,008	100,678	115,346	130,015	144,684	159,353
	G+1,2Q	10,482	26,553	42,334	57,826	73,028	87,938	102,848	117,759	132,669	147,579	162,489

	niv	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	0
V ₀₅	E)M t.w	0	0,087	0,274	0,547	0,900	1,360	1,794	2,312	2,865	3,440	4,027
	0,8G+E	2,129	6,531	10,934	15,336	19,738	24,141	28,543	32,946	37,348	41,750	46,153
	G+Q+E	3,055	9,558	15,950	22,237	28,401	34,460	40,519	46,578	52,637	58,696	64,755
	G+12Q	3,334	9,558	16,407	22,850	29,147	35,317	41,487	47,657	53,827	59,998	66,168

CHAPITRE.10.

FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

Caractéristiques géométriques et mécaniques des murs
 Longueur libre de flambement:

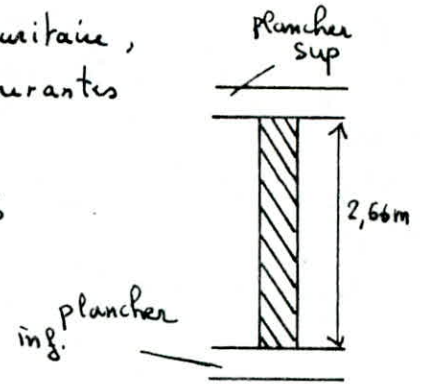
En se mettant dans le cas sécuritaire, en considérant les murs non raidis pour les constructions courantes

$$l_f = 0,85l = 0,85 \times 2,66 = 2,26 \text{ m}$$

$$\text{Elongement mécanique } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a} = \frac{2,26 \sqrt{12}}{16} = 48,95 < 50$$

Contrainte admissible de compression

$$\bar{\sigma}'_b = \xi'_b \sigma_{28} \text{ avec } \xi'_b = \min \begin{cases} 0,45 \alpha \delta \beta \\ 0,50 \alpha \beta \delta \beta \end{cases}$$



$$\alpha = \frac{a - 10 \frac{e}{3}}{a} \text{ avec } e_{\max} \begin{cases} 1 \text{ cm} \\ \frac{1,8}{300} = 0,75 \text{ m} \end{cases} \rightarrow e = 1 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{16 - 10(1/3)}{16} = 0,791$$

$$\delta = 1 \text{ (contrôle stricte)}$$

$$\beta = 1,1 \text{ (SP}_2\text{)}$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} = 0,676$$

$$\xi'_b = \min \begin{cases} 0,45 \times 0,791 \times 1 \times 1,1 = 0,390 \\ 0,50 \times 0,791 \times 0,676 \times 1 \times 1,1 = 0,294 \end{cases}$$

$$\xi'_b = 0,294$$

$$\bar{\sigma}'_b = 0,294 \times 275 = 80,8 \text{ Kg/cm}^2$$

Contraintes admissible de flexion composée $\bar{\sigma}'_b$

$$SP_1 : \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{si } e_0 < h_t/2, \quad e_0 = \frac{M}{N}, \quad e_1 = \frac{h_t}{6}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} \quad \text{si } e_0 > h_t/2$$

SP₂ : les contraintes seront majorées de 50%

FERRAILLAGE : Section partiellement comprimée SPC

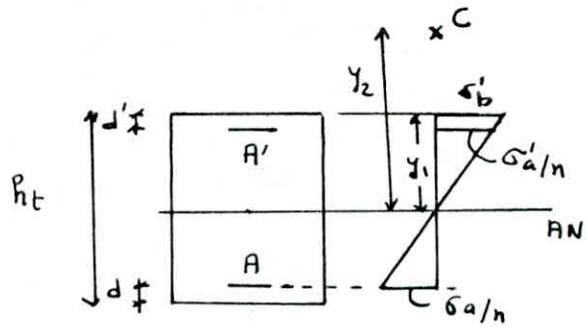
(N effort de compression ou de traction) $e_0 > e_1$

$$\text{Calcul de } \mu = \frac{15M}{F_a b h^2} \rightarrow \epsilon, K, \alpha$$

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

- Calcul de $A_1 = \frac{M_f}{\sigma_a \varepsilon h}$ avec $M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right)$

- $A = A \pm \frac{N}{\sigma_a}$



VERIFICATION DES contraintes

$$\sigma_b' = K y_1 \leq \bar{\sigma}_b'$$

$$\bar{\sigma}_a = 15K (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_a = 15K (h_t - d - y_1) \leq \bar{\sigma}_a$$

$$K = \frac{N y_2}{I}, \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + nA (y_1 - d')^2 + nA' (h - y_1)^2$$

avec $y_1 = y_2 + C$, $C = e_0 + h_t/2$, C sera compte positive si le point tombe à l'intérieur de la section négative dans le cas contraire.

y_2 est obtenu par la résolution de l'équation $y_2^2 + P y_2 + Q$ avec :

$$P = -3C^2 - \frac{6nA}{b} (2C - h_t)$$

$$Q = -2C^3 - \frac{6nA}{b} ((C-d)^2 + (h-C)^2)$$

SECTION ENTIEREMENT COMPRISEE (SEC)

(N effort de compression), $e_0 \leq e_1$

Maillage P. charon

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{b1,2}' = \left(\frac{N'}{B_0'} \pm \frac{M_G}{I} v \right) \leq \bar{\sigma}_b' \quad \text{avec } B_0' = B + 15 (A_1' + A_2')$$

$$\sigma_{a1,2}' = n \left(\frac{N'}{B_0'} \pm \frac{M_G}{I} (v - d') \right) \leq \bar{\sigma}_a$$

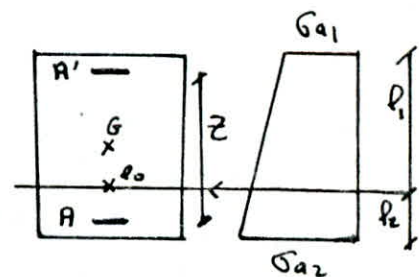
SECTION ENTIEREMENT TENDUE (SET)

(N effort de Traction) $e_0 \leq e_1$

$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot \sigma_a}; \quad A_2 = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot \sigma_a}, \quad l = \frac{h_t}{2} + e_0 - d$$

Vérification des Contraintes

$$\sigma_{a1} = \frac{N \cdot l_2}{z \cdot A_1} \leq \bar{\sigma}_a; \quad \sigma_{a2} = \frac{N \cdot l_1}{z \cdot A_2} \leq \bar{\sigma}_a$$



On calculera le ferrailage à 3 niveaux

le 1^{er} suivant les sollicitations aux RDC, 1, 2 et 3^e étage

le 2^{em} suivant les sollicitations aux 4, 5 et 6^e étage

le 3^e suivant les sollicitations aux 7, 8 et 9^e étage

Les R.onds seront calculés pour les sollicitations les plus défavorables

$$G + Q + E$$

$$0,8G - E$$

$$0,8G + E$$

La sollicitation est $0,8G - E \rightarrow \begin{cases} N_{\min} \\ M_{\max} \end{cases}$

La vérification se fera pour les sollicitations

$$G + Q + E \text{ et } 0,8G - E$$

Prescriptions relatives au ferrailage des Voiles :

Ce sont les prescriptions données dans le Règlement Parasismique Algérien dont les énoncés sont :

— art 4.3.2.5 RPA 81 : la vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort Tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec

$$\bar{T} = 1,4 \text{ fois l'effort Tranchant de Calcul}$$

M calculé à partir de la valeur ci-dessus de T

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28}$$

$$\sigma'_b = 0,75 \sigma_{28}$$

$$\sigma_a = \sigma_{en}$$

— art 4.4.3.1 RPA 81 : les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{W}_t = \frac{\tau - B}{\sigma_{en}} 100 \quad \text{avec} \quad \tau = \frac{T}{t_x}$$

— art 4.3.3.2 RPA 81 : les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum total est :

$$\text{pour } \tau_b \leq 0,025 \sigma_{28}$$

$$0,15\%$$

$$\text{pour } 0,025 \sigma_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}$$

$$0,25\%$$

} dans chaque direction

- art 4.3.3.3 RPA81 : lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action de forces verticales et horizontales, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est 0,5%

- art. 4.3.3.4 : RPA81 : l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5t$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

- art 4.3.3.5 RPA81 : les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré.

- art. 4.3.3.6 RPA81 : le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

- art 4.3.3.8 RPA81 : les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux ; dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

- art. 4.3.3.9 RPA81 : les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

- art 4.3.3.11 RPA81 : les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

- 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- art 4.3.3.12 RPA81 : le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{ca}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue (d'aciers) nécessaires pour équilibrer les efforts de traction

— 61 —

voiles pied	niV	M (t.m)	Nmin (t)	e ₀₁ (m)	nature solllicitation	Nmax (t)	e ₀₂ (m)	nature solllicitation	e ₁ (m) Rt/6
VX7	I	77,795	56,760	1,37	SPC	75,313	1,03	SPC	0,55
	II	34,635	34,978	0,99	SPC	46,757	0,74	SPC	0,55
	III	10,555	18,641	0,56	SPC	25,274	0,41	SEC	0,55
VX8	I	114,388	103,193	1,11	SPC	140,254	0,81	SPC	0,64
	II	50,924	64,332	0,79	SPC	88,250	0,57	SEC	0,64
	III	15,521	35,186	0,44	SPC	49,076	0,31	SEC	0,64
VX9	I	102,975	114,932	0,89	SPC	159,365	0,64	SEC	0,64
	II	45,842	71,856	0,63	SEC	100,365	0,45	SEC	0,64
	III	13,973	39,545	0,35	SEC	56,427	0,24	SEC	0,64
VX10	I	29,370	33,098	0,89	SPC	43,232	0,67	SPC	0,45
	II	13,074	20,505	0,64	SPC	26,976	0,48	SPC	0,45
	III	3,985	11,067	0,36	SEC	14,758	0,27	SEC	0,45

Voiles plumes	niv	M (t.m)	N min (t)	e ₀₁ (m)	nat solicitation	N max (t)	e ₀₂ (m)	nat solicitation	e ₁ (m) = h _t /6
Vy ₁	I	5,375	56,760	0,09	SEC	75,313	0,07	SEC	0,55
	II	2,394	34,978	0,06	SEC	46,757	0,05	SEC	0,55
	III	0,730	18,641	0,03	SEC	25,274	0,03	SEC	0,55
Vy ₂	I	13,341	13,266	0,40	SEC	42,327	0,31	SEC	0,55
	II	5,939	20,266	0,29	SEC	25,819	0,23	SEC	0,55
	III	1,810	10,446	0,17	SEC	13,428	0,13	SEC	0,55
Vy ₃	I	17,720	103,193	0,17	SEC	140,254	0,14	SEC	0,79
	II	8,781	64,332	0,19	SEC	88,250	0,09	SEC	0,79
	III	2,676	35,186	0,13	SEC	49,076	0,05	SEC	0,79
Vy ₄	I	31,220	114,938	0,27	SEC	159,353	0,19	SEC	0,79
	II	13,900	71,856	0,19	SEC	100,617	0,13	SEC	0,79
	III	4,238	39,545	0,10	SEC	56,427	0,07	SEC	0,79
Vy ₅	I	4,023	46,153	0,08	SEC	64,755	0,06	SEC	0,50
	II	1,794	28,254	0,06	SEC	40,519	0,04	SEC	0,50
	III	0,547	15,336	0,03	SEC	22,237	0,02	SEC	0,50

Voiles Plans	Armatures Verticales			Armatures Horiz. P. m et P. face	Armatures Transversales		
	Potelets	Zone courante P.m et P. face	Av. P. face		Potelets	Z. Courante	
VX7	I	6 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
VX8	I	6 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
VX9	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
VX10	I	6 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
Vy1	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
Vy2	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
Vy3	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
Vy4	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
Vy5	I	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10	1 cadre + 1 ep ϕ 6 1 cadre ϕ 6	5 ep/m ²
	II	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		
	III	4 HA12	5 HA10	3 HAB	5 HA10		

Tableau donnant la nature et les sollicitations (1 file d'ouvertures)

Voiles	NIVEAUX	M (t.m)	N _{min} (t)	e ₀₁ (m)	nat solllicitation	N _{max} (t)	e ₀₂ (m)	nat solllicitation	e ₁ = R _t /6
VX ₁	6,20 m I II } T ₁ III	444,65	11,833	37,58	SPC	236,231	1,88	SPC	0,958
		168,90	11,250	15,01	SPC	143,247	1,80	SPC	
		48,68	15,801	3,08	SPC	68,292	0,71	SEC	
	0,90 m I II } T ₂ III	2,07	-64,641	0,032	SEC	129,898	0,016	SPC	0,160
		0,79	-36,076	0,022	SEC	76,718	0,010	SEC	
		0,23	-9,663	0,024	SEC	31,784	0,007	SEC	
VX ₃	5,03 m I II } T ₁ III	249,98	45,389	5,507	SPC	236,952	0,84	SPC	0,838
		71,07	31,009	2,29	SPC	184,535	0,38	SEC	
		23,11	27,108	0,85	SPC	92,895	0,25	SEC	
	1,98 m I II } T ₂ III	12,82	-35,550	0,36	SPT	179,465	0,070	SEC	0,330
		3,64	-19,553	0,19	SET	110,164	0,03	SEC	
		1,18	-0,671	1,76	SPT	51,118	0,02	SEC	
VX ₄	5,25 m I II } T ₁ III	124,15	-171,76	0,72	SET	457,264	0,27	SEC	0,875
		48,17	-80,813	0,60	SET	179,330	0,27	SEC	
	9,75 m I II } T ₂ III	825,11	-88,129	9,36	SPT	575,667	1,43	SEC	1,625
		320,11	-52,511	6,10	SPT	220,740	1,45	SEC	

-179-

Tableau donnant la nature et les sollicitations (1 file d'ouvertures)

Voiles	NIVEAUX	M (t.m)	N _{min} (t)	e ₀₁ (m)	nat sollicitation	N _{max} (t)	e ₀₂ (m)	nat sollicitation	e ₁ = R _t /6
VX ₅	1,98m I II T ₁ III	4,52	-72,808	0,13	SET	136,656	0,07	SEC	0,330
		3,18	-44,205	0,07	SET	85,287	0,04	SEC	
		0,56	-13,974	0,04	SET	37,894	0,01	SEC	
	6,60m I II T ₂ III	456,26	-0,781	584,20	SPT	242,630	1,88	SPC	1,100
		152,47	1,791	85,13	SPC	153,825	0,99	SEC	
		26,82	12,479	2,15	SPC	78,110	0,34	SEC	
VX ₆	1,98m I II T ₁ III	7,88	-6,667	1,18	SPT	185,726	0,04	SEC	0,330
		2,64	-3,462	0,76	SPT	115,890	0,02	SEC	
		0,46	6,212	0,07	SEC	58,085	0,008	SEC	
	6,60m I II T ₂ III	377,80	46,413	8,14	SPC	259,356	1,47	SPC	1,100
		126,25	29,657	4,25	SPC	162,332	0,78	SEC	
		22,21	24,359	0,91	SEC	82,024	0,27	SEC	

tableau donnant la nature et les sollicitations (2 fils d'ouvertures)

Voiles	NIVEAUX	M (t.m)	Nmin (t)	e ₀₁ (m)	nat sollicitation	Nmax (t)	e ₀₂ (m)	nat sollicitation	e ₁ = R _t /6
V ₈₇	6,76 m I ₁ II ₂ T _{1,3} III	439,29	-78,696	5,58	SPT	450,888	0,97	SEC	1,127
		116,71	-28,590	4,08	SPT	192,956	0,60	SEC	
		76,45	-16,466	4,64	SPT	145,869	0,52	SEC	
	3,80 m I II T ₂ III	66,88	101,682	0,65	SPC	140,95	0,47	SEC	0,633
		17,76	44,302	0,40	SEC	62,847	0,28	SEC	
		11,64	34,739	0,33	SEC	49,617	0,23	SEC	
V _{X₂}	0,55 m I II T ₁ III	0,02	-80,875		SET	137,190		SEC	0,092
		0	-21,661	—○—	SET	46,766	—○—	SEC	
		0	-6,119		SET	20,664		SEC	
	3,98 m I II T ₂ III	6,82	107,935	0,06	SEC	178,399	0,04	SEC	0,663
		1,13	48,995	0,02	SEC	78,651	0,01	SEC	
		0,32	28,882	0,01	SEC	45,066	0,007	SEC	
	1,98 m I II T ₃ III	0,84	-32,675	0,025	SET	176,726	0,005	SEC	0,330
		0,10	-2,01	0,05	SET	66,227	0,001	SEC	
		0,04	4,480	0,009	SEC	32,722	0,001	SEC	

tableau donnant la nature et les sollicitations (2 files d'ouvertures)

Voiles	NIVEAUX	M (t.m)	N min (t)	e ₀₁ (m)	nat sollicitation	N max (t)	e ₀₂ (m)	nat sollicitation	e ₁ = h _t /6
V ₀₆	9,85 m I II T ₁ III	892,35	- 14,072	63,41	SPT	534,751	1,67	SPC	1,542
		129,05	- 9,927	13,00	SET	239,234	0,54	SEC	
		134,54	- 0,62	2,17	SET	131,487	1,02	SEC	
	7,35 m I II T ₂ III	61,90	76,385	0,81	SPC	175,909	0,35	SEC	0,558
		8,95	32,72	0,27	SEC	78,39	0,11	SEC	
		9,33	19,171	0,49	SEC	44,236	0,21	SEC	
	7,36 m I II T ₃ III	449,52	- 27,088	16,59	SPT	446,318	1,00	SEC	1,227
		65,00	- 15,101	4,30	SPT	199,729	0,32	SEC	
		67,77	- 4,188	16,18	SPT	109,555	0,62	SEC	

FERRAILLAGE DES VOILES à 1 FILE D'OUVERTURES

Armatures Verticales			Armatures Horiz. P. m et P. face		Arma. Transversales			
Potelets			Zone courante P. m et P. face	Avj P. m et P. face	Potelets		Zone courante	
VX ₁	T ₁	I	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
		II	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
	T ₂	I	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10	1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
		II	4HA12	5HA10	2HA10	5HA10	1 cadre φ6	
		III	4HA12	5HA10	2HA10	5HA10	1 cadre φ6	
VX ₃	T ₁	I	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6 1 cadre φ6	5 ep/m ²
		II	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	4HA12	5HA10	2HA10	5HA10		
	T ₂	I	6HA14	5HA10	3HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
		II	6HA12	5HA10	3HA10	5HA10		
		III	6HA12	5HA10	3HA10	5HA10		
VX ₄	T ₁	I	6HA14	5HA10	3HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
		II	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
	T ₂	I	6HA16	5HA10	3HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
		II	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10		

FERRAILLAGE DES VOILES à 1 FILE D'OUVERTURES

Armatures Verticales					Armatures Horiz P. m et P. face	Arma Transversales		
Potelets		zone courante P. m et P. face	Avj P. m et P. face			Potelets	zone courante	
VX ₅	T ₁	I	6HA12	5HA10	3HAB	5HA10	} 1 cadre + 1 cp φ6	5cp/m ²
		II	6HA12	5HA10	3HAB	5HA10		
		III	6HA12	5HA10	3HAB	5HA10		
	T ₂	I	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 cp φ6	5cp/m ²
		II	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10		
VX ₆	T ₁	I	4HA14	5HA10	3HAB	5HA10	} 1 cadre + 1 cp φ6	5cp/m ²
		II	4HA12	5HA10	3HAB	5HA10		
		III	4HA12	5HA10	3HAB	5HA10		
	T ₂	I	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10	} 1 cadre + 1 cp φ6	5cp/m ²
		II	6HA14	5HA10	2HA10	5HA10		
		III	6HA12	5HA10	2HA10	5HA10		

FERRAILLAGE DES VOILES à 2 FILES d'OUVERTURES

Armatures Verticales				Armatures Horizont		Armat. Transversales		
		Potelets	zone courante P.m et P.faca	AVj P.m et P.faca	P.m et P.faca	Potelets	zone courante	
V ₇	T ₁	I	6HA16	6HA12	3HA10	6HA10	} 1cadre + 1ep φ6	5cp/m ²
		II	6HA14	6HA10	3HA10	6HA10		
		III	6HA14	6HA10	3HA10	6HA10		
	T ₂	I	4HA12	6HA10	4HA10	6HA10	} 1cadre φ6	5cp/m ²
		II	4HA12	6HA10	3HA10	6HA10		
		III	4HA12	6HA10	3HA10	6HA10		
V ₂	T ₁	I	6HA16		2HAB	5HA10	} 1cadre + 1ep φ6 1cadre φ6	5cp/m ²
		II	4HA12	— o —	2HAB	5HA10		
		III	4HA12		2HAB	5HA10		
	T ₂	I	4HA12	5HA10	3HA10	5HA10	} 1cadre φ6	5cp/m ²
		II	4HA12	5HA10	3HA10	5HA10		
		III	4HA12	5HA10	3HA10	5HA10		
	T ₃	I	6HA16	6HA10	3HA10	6HA10	} 1cadre + 1ep φ6	5cp/m ²
		II	6HA16	5HA10	3HA10	5HA10		
		III	4HA12	5HA10	3HA10	5HA10		

FERRAILLAGE DES VOILES à 2 FILES D'OUVERTURES

Armatures verticales				Armatures Horiz P.m et P.fac	Armatures Transversales		
Potelets		Zone courante P.m et P.fac	Aut P.m et P.fac		Potelets	Zone courante	
V ₆	I	6HA16	6HA10	3HA10	6HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
	II	6HA14	6HA10	3HA10	6HA10		
	III	6HA14	6HA10	3HA10	6HA10		
	I	4HA12	6HA10	3HA10	6HA10	} 1 cadre φ6	5 ep/m ²
	II	4HA12	6HA10	3HA10	6HA10		
	III	4HA12	6HA10	3HA10	6HA10		
	I	6HA16	6HA10	3HA10	6HA10	} 1 cadre + 1 ep φ6	5 ep/m ²
	II	6HA14	6HA10	3HA10	6HA10		
	III	6HA14	5HA10	3HA10	5HA10		

Ferrailage des linteaux

FERRAILLAGE DES LITEAUX

Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux RPAB1

art. 4.3.2.4 : les linteaux doivent être conçus à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

art. 4.3.2.5 : la vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec :

$$\tilde{T} = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul}$$

M calculé à partir de la valeur ci-dessus de T

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{28} \quad \bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{28} \quad \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{aT} = \sigma_{en}$$

art. 4.3.3.13

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les Truncaux suivant la figure :

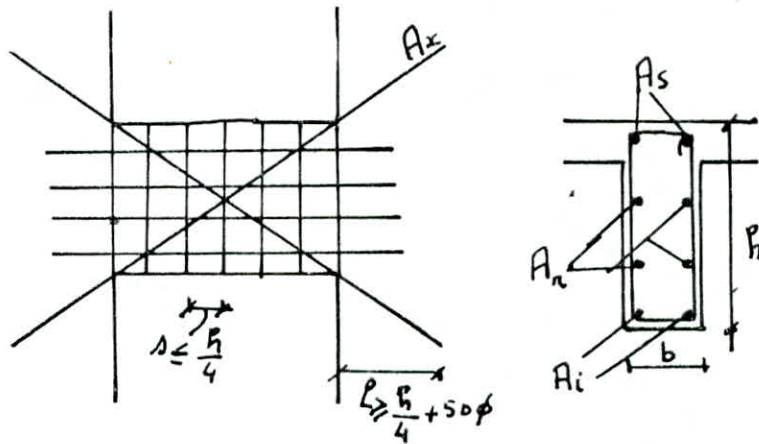
$$A_x \geq 0,0015 b h$$

$$\text{Si } \bar{\sigma}_l \geq 0,06 \sigma'_{28}$$

$$A_i, A_s \geq 0,0015 b h$$

$$A_r \geq 0,0020 b h$$

$$A_t \geq 0,0025 b h$$

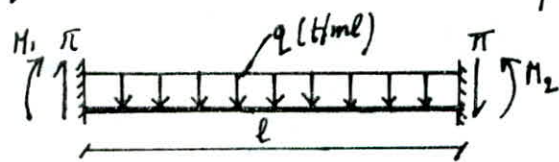


art 4.3.3.14

pour $\bar{\sigma}_l \geq 0,06 \sigma'_{28}$, les armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure

Méthode de Calcul

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastées à ses extrémités et ils sont ferrillés sous la sollicitation la plus défavorable.



$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \pi \frac{l}{2} + q \frac{l^2}{12} \\ M_2 &= \pi \frac{l}{2} - q \frac{l^2}{12} \end{aligned} \right\} \text{ et } T = 1,4 \pi + q \frac{l}{2}$$

Le ferrailage se fait avec $M_{max} = M_1$, du fait que le régime agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.

Contraintes admissibles

On favorise pour SP_2 car les sollicitations du 2^{ème} genre sont supérieures de plus de 50% à celles du 1^{er} genre

$$\bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{2B} = 0,75 \times 275 = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_t = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma'_{2B} = 0,12 \times 275 = 33 \text{ Kg/cm}^2$$

Valeurs et Résultats de Calcul des Pinneaux

Voiles	$l = 2a$ (m)	h_e (m)	q (t)	π (t)	\tilde{T} (t)	M (t.m)	τ_b (kg/cm ²)	τ_c (kg/cm ²)
VX ₁	1,50	1,47	1,488	13,874	20,540	10,685	10,260	10,59
VX ₂	T ₁ 0,80	0,75	1,356	15,736	21,573	6,367	22,709	23,13
	T ₂ 0,90	0,75	1,488	13,991	20,257	6,899	20,257	19,66
VX ₃	0,90	0,75	1,488	13,993	20,176	6,872	20,176	19,58
VX ₄	1,75	0,75	2,505	33,111	48,547	29,611	48,547	21,53
VX ₅	0,90	0,75	1,542	14,294	20,706	7,057	20,706	21,23
VX ₆	0,90	0,75	1,488	11,836	17,240	5,929	17,240	21,23
VY ₀₆	T ₁ 0,90	0,75	1,488	30,215	42,971	14,199	42,971	26,22
	T ₂ 0,90	0,75	1,488	26,373	37,592	12,470	37,592	22,94
VY ₀₇	0,90 T ₁ = T ₂	0,75	1,488	31,875	45,215	14,946	45,295	24,17

— 74 —

FERRAILLAGE DES linteaux

Voiles	$A_s = A_i$	A_r	A_t	Δ (cm)	A_x
VX ₁	4HA12	8HA10	1 cadre $\phi 6$	10	0
T ₁ VX ₂	5HA10	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
	5HA10	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
VX ₃	5HA10	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
VX ₄	4HA12	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
VX ₅	5HA10	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
VX ₆	5HA10	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
T ₁ Vy ₆	6HA14	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
	6HA14	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12
Vy ₇	6HA14	4HA10	1 cadre + 1 étrier $\phi 6$	10	2HA12

Titre d'exemple

Voile VX₁

$$l = 2a = 1,50 \text{ m}$$

$$M = 10,605 \text{ t.m}$$

$$h_t = h_e = 1,47 \text{ m}$$

$$\tilde{T} = 20,540 \text{ t.m}$$

$$h = 1,43 \text{ m}$$

a) Calcul des armatures longitudinales

$$\mu = \frac{M \cdot n}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0117 \rightarrow \varepsilon = 0,9517$$

$$K = 80,5$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 47,458 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1,869 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (A_i, A_s) = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 16 \cdot 147 = 3,528 \text{ cm}^2$$

art. 4.3.3.13 RPA 81

$$A = 3,531 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \text{ HA } 12 \text{ , soit un cadre } \phi 6$$

art. 52. CCBA 68 condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 1,97 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Aciers de répartition RPA 81 art. 4.3.3.13

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ HA } 10 (A = 6,28 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot A_t = 14,73 \text{ cm}^2$$

art. 4.3.3.14 RPA 81

$$A < \frac{h_t}{4} = 36,75 \text{ cm} \text{ on adopte } a \Delta = 10 \text{ cm}$$

$$\text{art. 4.3.13 RPA 81 } A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot A = 0,4 \text{ cm}^2 \text{ vérifié}$$

Armatures d'angles

$$\bar{\sigma}_b = 10,26 \text{ Kg/cm}^2 < 0,06 \bar{\sigma}_{28} = 16,5 \Rightarrow A_x = 0$$

Vérification des contraintes

$$w = 100 \frac{A}{b \cdot h} = 0,198 \rightarrow \left| \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9281 \\ K = 54,5 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 77,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 1782 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} < \bar{\sigma}_a$$

Vérification à la fissuration

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2 b \cdot d} = 0,035 \quad K' = 1,5 \times 10^6 \quad \gamma = 1,6 \text{ (Aciers HA)}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \gamma}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 5212 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\gamma}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2459 \text{ Kg/cm}^2$$

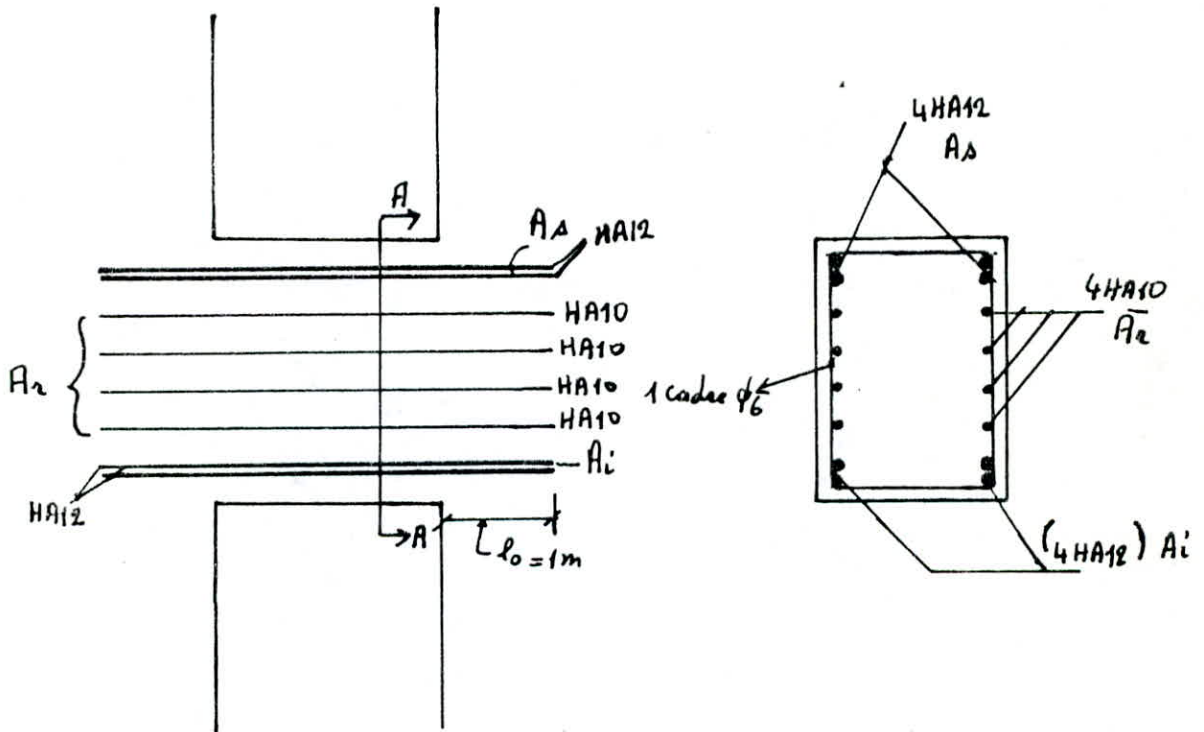
$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 \\ \sigma_2 \end{array} \right\} \max(\sigma_1, \sigma_2) = 5219 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

Vérification de l'adhérence

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \psi_d = 1,5 \Rightarrow \bar{\tau}_d = 26,60 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 10,55 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \text{ vérifié}$$



CHAPITRE.11.

CALCUL DES ELEMENTS

CALCUL DES PLANCHERS

Les dalles sont des pièces minces et planes dont la largeur est supérieure à la hauteur (dalles pleines).

On a deux types de dalles.

- dalles reposant sur 4 côtés
- dalles reposant sur 3 côtés et 1 libre

La méthode utilisée pour la détermination des efforts est la méthode exposée dans l'annexe A₂ du C.C.B.A. 68.

a) dalles sur 4 côtés ($\beta < 0,4$)

Panneau P₆.

$$l_x = l_y = 3,00 \text{ m} \Rightarrow \beta = 1$$

$$q = G + 1,25 = 598 + 1,2 \times 175 = 808 \text{ Kg/m}^2$$

$$M_{0x} = M_{0y} = \mu \times q l_x^2 = 0,0423 \times 808 \times 3^2 = 307,61 \text{ Kg.m}$$

$$T_x = T_y = \frac{q l_x}{4} = \frac{808 \times 3}{4} = 606 \text{ Kg.}$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,75 M_{0x} = 230,71 \text{ Kg.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_{0x} = 153,80 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage. Méthode de P. Charon

$$A_{tx} = A_{ty} = 0,61 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 0,81 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4 \phi 6 / \text{ml}$$

$$A_{ax} = A_{ay} = 0,41 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3 \phi 6 / \text{ml}$$

R.m. toutes les vérifications sont faites.

Panneau P₅

$$l_x = 3,00 \text{ m}$$

$$l_y = 4,75 \text{ m}$$

Méthode utilisée : théorie des lignes de ruptures

$$M_{0x} = \left(p \frac{p_x^2}{8} \left(p_y - \frac{p_x}{2} \right) + p \frac{p_x^3}{48} \right) \frac{1}{p_y - \frac{p_x}{2}} \quad (\text{Kg.m/ml})$$

$$M_{0y} = p \frac{p_x^3}{24} \times \frac{1}{p_x} \quad (\text{Kg.m/ml})$$

$$M_{0x} = \left(800 \times \frac{3^2}{8} \left(4,75 - \frac{3}{2} \right) + 800 \frac{3^3}{48} \right) \frac{1}{4,75 - 3/2} = 1049 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{0y} = 800 \times \frac{3^3}{24} \times \frac{1}{3} = 303 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,75 \cdot M_{0x} = 786,75 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_{0y} = 275,55 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{ax} = 0,4 \cdot M_{0x} = 419,6 \text{ Kg.m/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5 \cdot M_{0y} = 151,5 \text{ Kg.m/ml}$$

$$A_{tx} = 2,15 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } (8 \phi 6)$$

$$A_{ty} = 0,80 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } (3 \phi 6)$$

$$A_{ax} = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } (4 \phi 6)$$

$$A_{ay} = 0,41 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } (3 \phi 6)$$

R.m. toutes les vérifications sont faites

Tableau Récapitulatif.

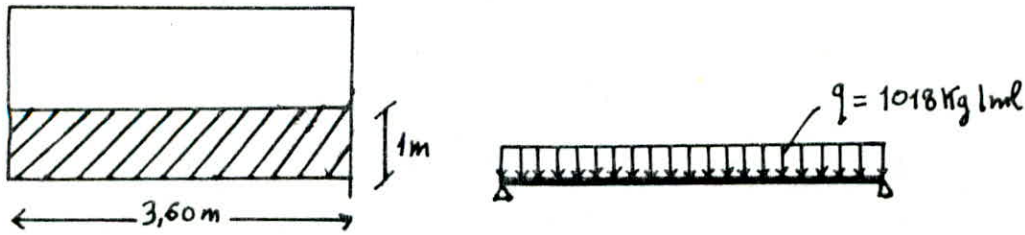
Panneaux	A_t sens porteur	A_t sens répartiteur	A_a sens porteur	A_a sens répartiteur
P_1	5 $\phi 8$	3 $\phi 6$	5 $\phi 6$	3 $\phi 6$
P_2	6 $\phi 8$	6 $\phi 6$	4 $\phi 8$	3 $\phi 6$
P_3	6 $\phi 8$	6 $\phi 6$	6 $\phi 6$	3 $\phi 6$
P_4	6 $\phi 8$	3 $\phi 6$	3 $\phi 6$	3 $\phi 6$
P_5	8 $\phi 6$	3 $\phi 6$	4 $\phi 6$	3 $\phi 6$
P_6	4 $\phi 6$	4 $\phi 6$	3 $\phi 6$	3 $\phi 6$
P_8	6 $\phi 8$	6 $\phi 6$	6 $\phi 6$	3 $\phi 6$

FERRAILLAGE DES Loggias et sechoirs

On prend le cas le plus défavorable (c.a.d $l_{x \max} = 3,60 \text{ m}$)

$$q = G + 1,2P = 598 + 1,2 \times 350 = 1018 \text{ Kg/m}^2$$

sur 1 bande de 1 m $q = 1018 \text{ Kg/ml}$



en travée : $M_t = 0,85 M_0 = 0,85 q \frac{l^2}{8} = 1401,79 \text{ Kg.m}$

sur appui : $M_a = 0,50 M_0 = 0,5 q \frac{l^2}{8} = 824,58 \text{ Kg.m}$

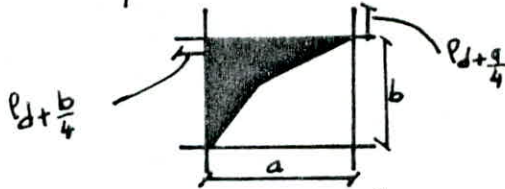
Ferraillage. Méthode P. Charon on a : $A_a = 5 \phi 8 / \text{ml}$

$$A_t = 8 \phi 8 / \text{ml}$$

R.m toutes les vérifications sont faites.

Remarque:

- 1) Les petites ouvertures au milieu des Dalles appelées trémies seront renforcées à leurs extrémités comme l'indique le schéma suivant:



- 2) Le Plancher terrasse est ferrailé de la même façon que le plancher courant car $q_{p.c}$ est un peu supérieur à $q_{p.t}$

- 3) Anêt des barres : les aciers principaux de chaque sens peuvent être anêtés par moitié. la longueur des barres anêtées est :

$$l_0 = \max \left| \begin{array}{l} l_x/5 \\ l'_d \end{array} \right|$$

Pour les autres barres la longueur est prise égale à l_1

avec $l_1 = 2l_0 + t$

$$l'_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_j} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_j = 1,25 \psi^2 \bar{\sigma}_b$$

CALCUL DE LA BANDE NOYEE

Cette bande est prévue le long des bords libres de nos dalles appuyées sur 3 côtés. Elle est destinée à supporter le poids du mur, son poids propre et permettant aussi la transmission de la charge aux voiles.

On choisit pour cette bande des dimensions $(16 \times 40 \times 360)$ cm, On prend le cas le plus défavorable..

a) charge revenant à la bande (poutre)

Poids propre de la poutre $0,16 \times 0,40 \times 2,5 = 0,16 \text{ t/ml}$

Poids propre du mur $0,15 \times 2,66 \times 1,4 = 0,559 \text{ t/ml}$

soit $q = 0,719 \text{ t/ml}$

1) Calcul des efforts (poutre semi-encastée à ses extrémités)

$$M_t = 0,80 \frac{q l^2}{8} = 0,80 \frac{0,719 \times 3,6^2}{8} = 0,932 \text{ t.m}$$

$$M_a = 0,40 \frac{q l^2}{8} = 0,4 \frac{0,719 \times 3,6^2}{8} = 0,466 \text{ t.m}$$

$$T_{\max} = q \frac{lx}{2} = 0,719 \times \frac{3,60}{2} = 1,294 \text{ t} \approx 1,3 \text{ t}$$

2) ferraillage : Méthode de P. Charon

travée : $\mu = \frac{15 M_t}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 93200}{2800 \times 40 \times 14^2} = 0,0637 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,8957 \\ K = 32,95 \end{matrix}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \quad A = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,66 \text{ cm}^2 \text{ soit } (4 \text{ HA } 10)$$

appui : $\mu = \frac{15 \cdot M_a}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 46600}{2800 \times 40 \times 14^2} = 0,0319 \Rightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9231 \\ K = 50,0 \end{matrix}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} < \bar{\sigma}'_b \quad (\bar{\sigma}'_b = 56 \text{ kg/cm}^2) \quad A = \frac{M_a}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{46600}{2800 \times 0,9231 \times 14} = 1,29 \text{ cm}^2$$

soit (2 HA 10)

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{em}} = 0,69 \times 40 \times 14 \times \frac{7}{4200} = 0,65 \text{ cm}^2 < A$$

Condition de non fissuration : $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n K \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3110 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ d'où la fissuration est vérifiée -

Armatures Transversales

$$T_{\max} = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1300}{40 \times \frac{7}{8} \times 14} = 2,65 \text{ Kg/cm}^2 < 3,5 \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}'_b = 56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\left\{ t_1 = 14 \left(1 - \frac{0,3 \times 2,65}{7} \right) = 12,4 \text{ cm} \right.$$

$$\left. \left\{ t_2 = 0,2h = 2,8 \text{ cm} \right. \right.$$

$$t = \frac{A t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 0,56 \times \frac{7/8 \times 14 \times 2800}{1300} = 14,8 \text{ cm}$$

On prend $t = 12 \text{ cm}$

Conditions aux appuis

$$T + \frac{\Pi}{z} \leq A \bar{\sigma}_a \quad 1300 - \frac{46600}{12,25} < 0 \rightarrow \text{donc l'armage des armatures n'est pas nécessaire}$$

Largeur d'appui (C)

$$C \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_{b0}} = \frac{2 \cdot 1300}{40 \cdot 81} = 9,80 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

CALCUL DES PREDALLES du Plancher haut du vide sanitaire

choix du système des Prédalles

Vu l'impossibilité d'un coffrage (t.banche) et afin d'éviter la solution d'un coffrage perdu, nous adoptons un système de prédalles préfabriquées jointives.

Calcul et définition des Prédalles

ce sont des plaques préfabriquées en B.A, destinées à former la partie inférieure d'un plancher type dalle pleine, après durcissement d'une couche de béton d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles coulés sur le chantier.

Dans le calcul, nous aurons à considérer 3 phases conformément aux prescriptions du C.C.B.A 68.

1^{ère} phase : prédalle soumise à son poids propre

2^{ème} phase : prédalle soumise à son poids propre plus une surcharge due à la couche de béton frais coulé sur chantier et une charge forfaitaire dite de chantier (100 Kg/m^2)

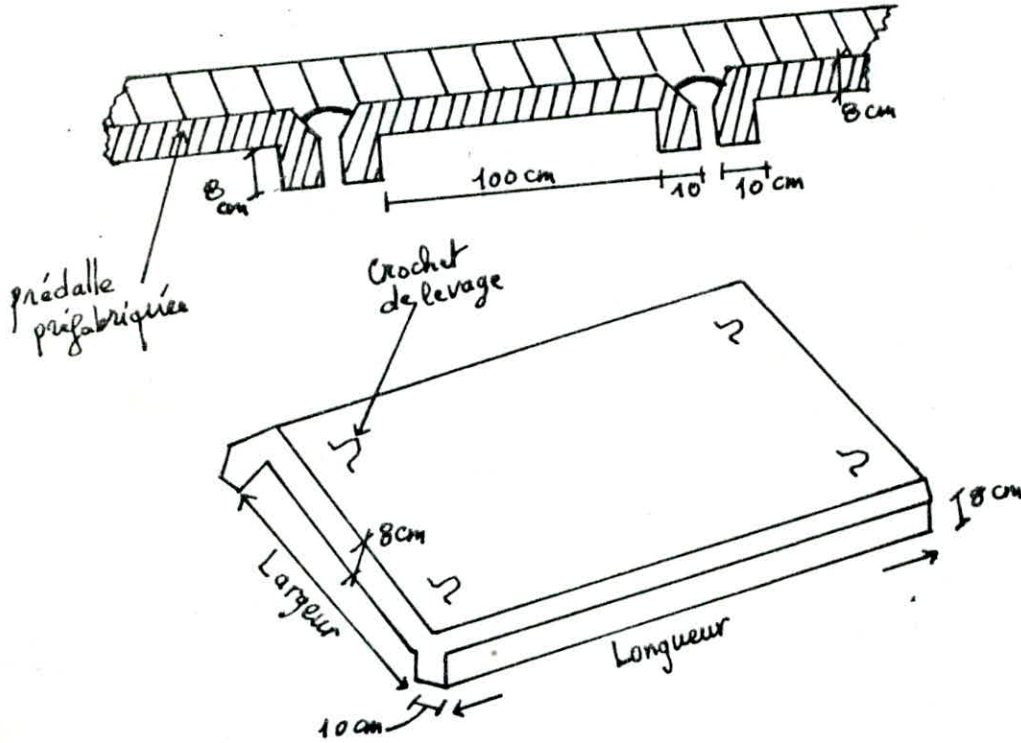
3^e phase : prédalle pleine soumise à $G + 1,2 P$.

Les prédalles seront calculées suivant les règles classiques de la RDM et armées ainsi.

Dimensionnement

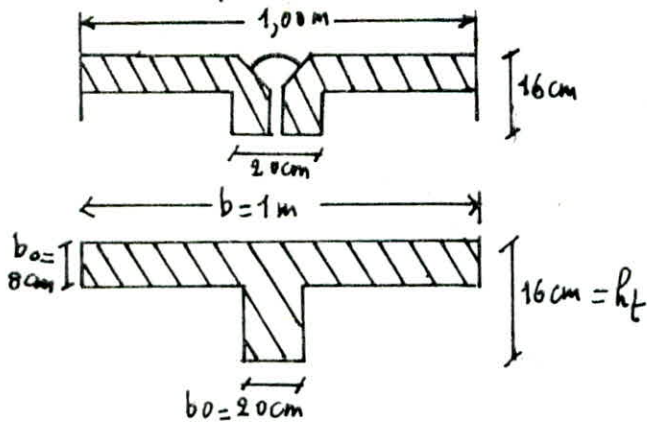
La longueur d'une priedalle sera prise égale à la plus petite portée du panneau (C.a.d. $(l_x) =$) plus 10cm qui doivent servir comme appui sur les voiles
la largeur sera prise égale à 1m.

L'étude sera faite pour les priedalles des panneaux dont $(l_x = 3,60m)$ et sera similaire pour tous les autres panneaux.



Les armatures de ligatures sont prévues au milieu de la jonction de deux priedalles consécutives, ce qui permet d'adopter une section transversale en "Te"
nous utilisons les méthodes exposées dans le calcul et vérification des ouvrages en B.A de P. Charon, pour les deux types de sections, rectangulaires ou en "Te"

1^{ère} phase: priedalle soumise à son poids



Longueur de la priedalle = 3,70 m
Portée libre = 3,70 - 0,10 = 3,60 m

$$h = h_f = 2 = 14 \text{ cm}$$

La largeur du hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure doit être inférieure à :

$$\frac{100}{2} = 50 \text{ cm et } \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

$$q = (0,20 \times 0,08 + 1,00 \times 0,08) 2500 = 240 \text{ Kg/ml}$$

2^{ème} phase: Poids propre /ml est 240 Kg/ml

$$\text{Poids propre du béton frais } 0,08 \times 1,00 \times 2500 = 200 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharge majorée } 1,2 \times 1 \times 100 = 120 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 560 \text{ Kg/ml}$$

Conclusion: Le cas le plus défavorable des deux phases est celui de la 2^{ème}

Etude de la 2^{ème} phase:

$$M = q \frac{p^2}{8} = \frac{560 \times 3,60^2}{8} = 907,2 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{15,11}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 90720}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,0247 \rightarrow \eta = 0,2055$$

$$K = 58,0$$

$$\varepsilon = 0,9315$$

$\alpha h = 0,2055 \times 14 = 2,9 \text{ cm} < h_0 = 8 \text{ cm}$ d'où l'axe neutre tombe dans la table
le calcul se fait comme celui d'une section rectangulaire }

$$A_{s2} = \frac{M}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{90720}{2800 \times 0,9315 \times 14} = 2,48 \text{ cm}^2 \text{ soit } (5 \text{ HA } 8) \quad A_{s2} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{A_{s2}}{b h} = \frac{2,51}{14} = 0,180 \rightarrow \varepsilon = 0,9310$$

$$K = 57,5$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 48,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A_{s2} \varepsilon h} = \frac{90720}{2,51 \times 0,9310 \times 14} = 2773 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

non fragilité

$$A_{min} = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{7}{4200} = 1,61 \text{ cm}^2 < A_{s2} \text{ vérifiée}$$

non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_{s2}}{B_g} = \frac{A_{s2}}{2 b d} = \frac{2,51}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0063$$

$$\bar{\sigma}_1 = \frac{K \eta \bar{\omega}_f}{\phi (1 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 0,0063}{8 \times 1,063} = 1771,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3478 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3478 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

3^{ème} phase:

prédalles à pleine résistance sous G+1,2P

Poids propre 440 Kg/ml

Carelage 44 Kg/ml

mortier de pose 40 Kg/ml

Sable 51 Kg/ml

Surcharge majorée 210 Kg/ml

$$q = 785 \text{ Kg/m}^2$$

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{785 \times 3,60^2}{8} = 1271,7 \text{ Kg.m}$$

$$T_{\max} = \frac{q l}{2} = \frac{785 \times 3,60}{2} = 1575 \text{ Kg}$$

$$\varepsilon = 0,9474$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 127170}{2800 \times 100 \times 22^2} = 0,0140 \rightarrow \alpha = 0,1579$$

$$k = 80$$

$\alpha h = 0,1579 \times 22 = 3,5 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm} \rightarrow$ l'axe neutre tombe dans la table
donc section rectangulaire

$$A_{s3} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{127170}{2800 \times 0,9474 \times 22} = 2,18 \text{ cm}^2$$

d'où la section d'acier à prendre en compte c'est $\max(A_{s2}, A_{s3}) = A_{s2} = 2,51 \text{ cm}^2$
(5 HA8) ou bien (4 HA10)

A_t : un cadre $\phi 6$

$$T_{\max} = 1575 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{1575}{20 \times \frac{7}{8} \times 14} = 6,43 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = 8,05 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Pas de cisaillement}$$

Contraintes admissibles des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_m \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = \max \left\{ \begin{array}{l} 2/3 \\ 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} \end{array} \right. = 0,898$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,898 \times 2400 = 2155 \text{ Kg/cm}^2$$

Écartement des cadres:

$$t \leq \min(t_0; \max(t_1, t_2))$$

$$t_0 = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \times 7/8 \times 14 \times 2155}{1575} = 9 \text{ cm}$$

$$t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 z_b}{\sigma_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{0,3 \times 6,43}{7} \right) = 10 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2h = 0,2 \times 14 = 7 \text{ cm}$$

$$\max(t_1, t_2) = 10 \text{ cm}$$

On adopte à $t = 9 \text{ cm}$ à l'appui

Calcul des hourdis

1^{ère} phase : $q = 1 \times 1 \times 0,08 \times 2500 = 200 \text{ Kg/ml}$

$$\sqrt{M}_{bt_1} = \frac{q l^2}{8} \times 0,8 = \frac{200 \times 1^2}{10} = 20 \text{ Kg.m}$$

$$\sqrt{M}_{a_1} = \frac{q l^2}{8} \times 0,4 = \frac{200 \times 1^2}{20} = 10 \text{ Kg.m}$$

2^{ème} phase : $q = 200 + 200 + 1,2 \times 100 = 520 \text{ Kg/ml}$

$$\sqrt{M}_{bt_2} = \frac{q l^2}{8} \times 0,8 = 52 \text{ Kg.m}$$

$$\sqrt{M}_{a_2} = 26 \text{ Kg.m}$$

3^{ème} phase : $q = 400 + 44 + 40 + 51 + 1,2 \times 175 = 745 \text{ Kg/ml}$

$$\sqrt{M}_{bt_3} = 74,5 \text{ Kg.m}$$

$$\sqrt{M}_{a_3} = 37,25 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage . (Méthode de P. Charon)

3^{ème} phase : $\mu = \frac{15 \cdot M_{t_3}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 7450}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,002 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9792 \\ K = 225 \end{matrix}$

$$A_{t_3} = \frac{M_{t_3}}{\sigma_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{7450}{2800 \times 0,9792 \times 14} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a_3}}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 3725}{2800 \times 100 \times 14^2} = 0,001 \rightarrow \begin{matrix} \varepsilon = 0,9851 \\ K = 340 \end{matrix}$$

$$A_{a_3} = \frac{3725}{2800 \times 0,9851 \times 14} = 0,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 100 \times 14 \times \frac{7}{4200} = 1,61 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_{t_3}$ et A_{a_3} On prend le ferraillage minimum

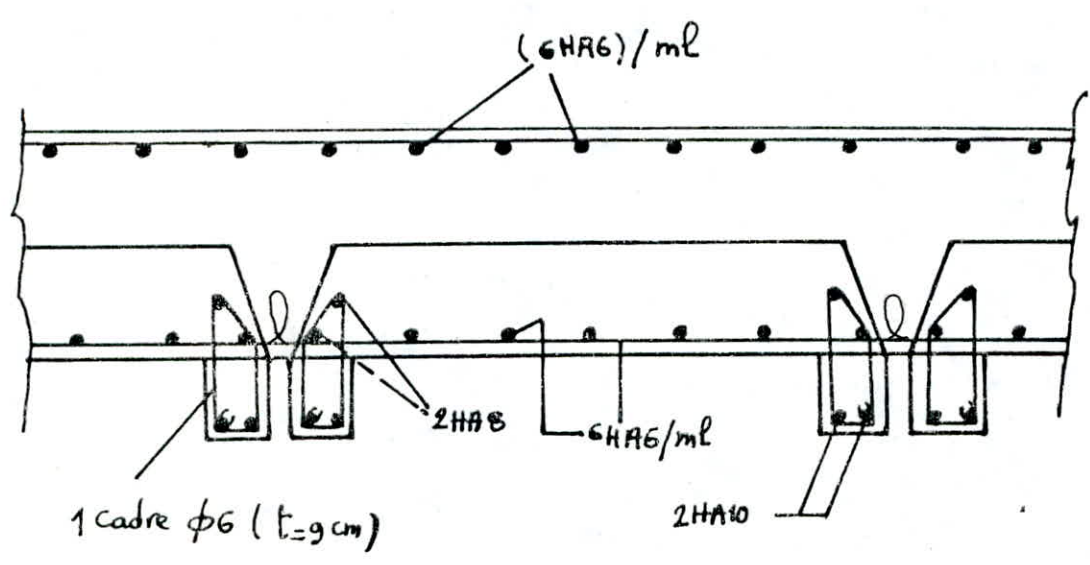
$A_{t3} = 1,61 \text{ cm}^2$ on adopte (6 HA6) = $1,69 \text{ cm}^2$ $t = 16 \text{ cm}$

$A_{a3} = 1,61 \text{ cm}^2$ on adopte (6 HA6) = $1,69 \text{ cm}^2$ $t = 16 \text{ cm}$

Armatures de Répartition (A_r)

$A_r = \frac{A}{4}$ par commodité d'exécution on adopte (6 HA6)

Coupe du plancher du niveau RDC



Remarque : (Ferailage des Loggias et Sechoirs)

On adopte au ferailage des Loggias et sechoirs la même ferailage des planchers correspondant à ces derniers, en les renforçant comme suit :

en travée : $2 \phi 8 / \text{ml}$

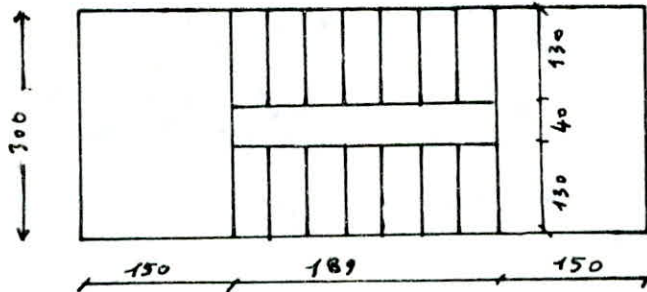
sur appui : $4 \phi 6 / \text{ml}$

CALCUL DES ESCALIERS

L'escalier du Bâtiment est en B.A à volées préfabriquées.

Les paliers sont coulés sur place. les paliers s'encastrent dans les refends.

La volée s'appuie simplement sur les deux paliers.



charges et surcharges :

Volée : $\alpha = 35^\circ$, $e = 12$ cm épaisseur de la pailleasse

Poids propre de la pailleasse en B.A $2500 \times e / \cos \alpha = 367 \text{ Kg/m}^2$

Poids propre des marches $\frac{1}{2} \times 2200 \times 0,18 = 198 \text{ Kg/m}^2$

mortier (2cm) $2000 \times 0,02 = 40 \text{ Kg/m}^2$

Revêtement $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/m}^2$

garde - corps $= 100 \text{ Kg/m}^2$

$$G = 771 \text{ Kg/m}^2$$

surcharge

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

$$G + 1,2P = 771 + 1,2 \times 250 = 1071 \text{ Kg/m}^2$$

Palier :

Carrelage $= 44 \text{ Kg/m}^2$

mortier de Pose $= 40 \text{ Kg/m}^2$

Sable $= 36 \text{ Kg/m}^2$

Dalle $= 400 \text{ Kg/m}^2$

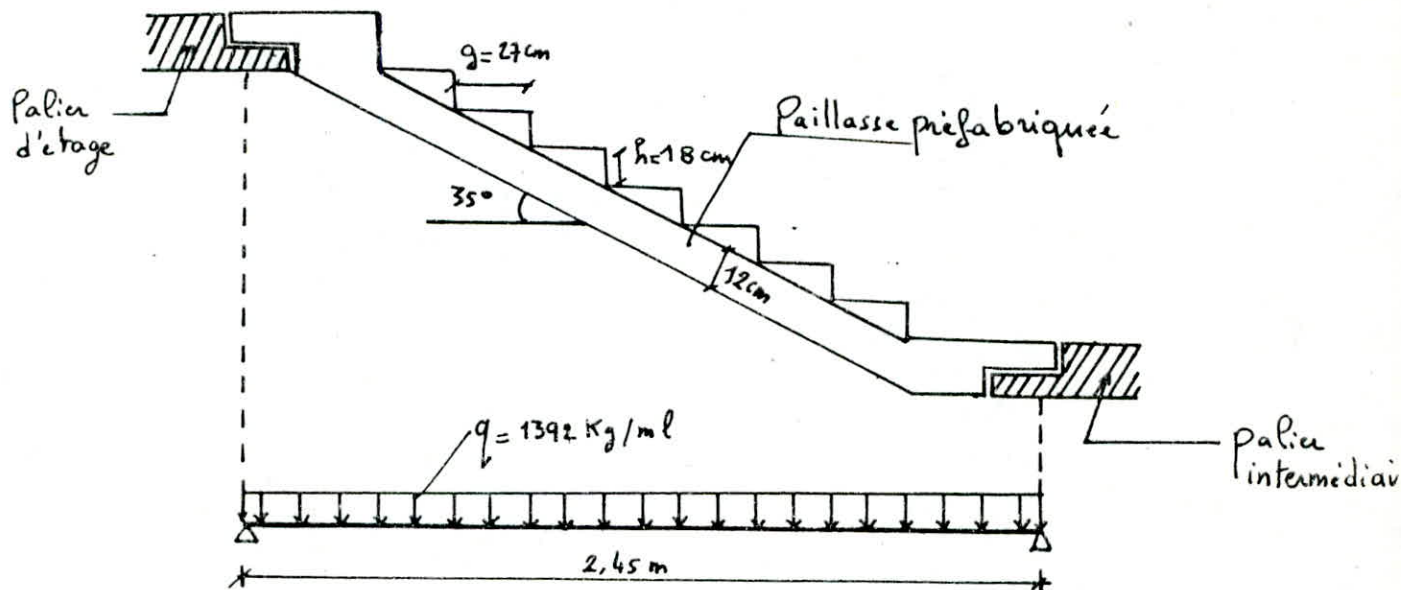
$$G = 520 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharge

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

$$G + 1,2P = 520 + 1,2 \times 250 = 820 \text{ Kg/m}^2$$

Calcul de la volée



épaisseur Paillasse $e = 12 \text{ cm}$

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

longueur contre marche $h = 18 \text{ cm}$

On vérifie les conditions de Blondel

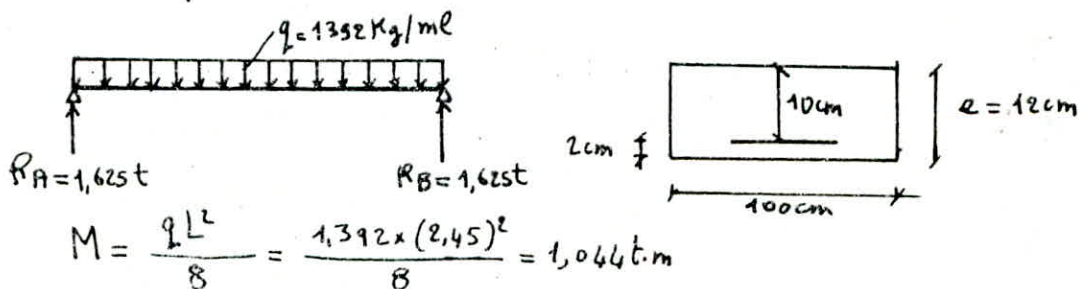
$$0,59 \leq 2h + g \leq 0,66$$

$$0,59 \leq 0,63 \leq 0,66 \rightarrow \text{vérifié}$$

La Paillasse sera calculée en flexion simple sous

$$G + 1,2P = 771 + 1,2 \times 250 = 1071 \text{ Kg/ml}$$

Calcul des efforts : $q = 1071 \times 1,30 = 1392 \text{ Kg/ml}$



$$M = \frac{qL^2}{8} = \frac{1,392 \times (2,45)^2}{8} = 1,044 \text{ t.m}$$

Ferrailage

Armatures INF (Méthode P. Charon)

$$h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 1,044 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 10} = 0,0558 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9016 \\ K = 35,8 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{1,044 \times 10^5}{2800 \times 0,9016 \times 10} = 473 \text{ cm}^2, \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{35,8} = 78,21 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

On Prend 9 HA8 (A = 4,52 cm²) $\rightarrow t = 10 \text{ cm}$.

Armatures de Répartition:

$$A_{p/4} \leq A_2 \leq A_{p/2} \rightarrow 1,13 \leq A_2 \leq 2,26$$

On Prend 7 HA6 P.m (A = 1,97 cm²) $\rightarrow t = 15 \text{ cm}$

Armatures transversales:

$$T_{\max} = 1,625 t \quad \bar{\tau}_d = \frac{T}{b_0 \cdot z} \quad \begin{cases} b_0 = 100 \text{ cm} \\ z = \frac{7}{8} (10) = 8,75 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\bar{\tau}_d = \frac{1625}{\frac{7}{8} (10) \times 100} = 1,857 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 1,15 \times 7 = 8,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\tau}_d < \bar{\tau}_d \rightarrow$ Les A_t ne sont pas nécessaires

Vérification de la fissuration:

$$\bar{w}_f = \frac{A}{2db} = \frac{4,52}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,0113$$

$$\sigma_1 = \frac{K\mu}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{8} \times \frac{0,0113}{1 + 10(0,0113)} = 3046 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K\mu}{\phi} \bar{\sigma}'_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 7}{8}} = 3478 \text{ Kg/m}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{fissuration vérifiée}$$

Vérification des Contraintes

$$\bar{w} = \frac{4,52}{10 \times 100} \times 100 = 0,453 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8977 \\ K = 33,9 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = \frac{1,044 \times 10^5}{0,8977 \times (10) \times 4,52} = 2573 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800, \bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{33,9} = 83 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité:

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}}$$

$$A = 4,52 \text{ cm}^2 \geq 0,69 \times 100 \times 10 \frac{7}{4200} = 1,15 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifié}$$

VERIFICATION DE LA FLÈCHE :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad \begin{cases} E = 7000 \sqrt{1,2 \times 270} = 126000 \text{ Kg/cm}^2 \\ I = 100 \times \frac{10^3}{12} = 8333,33 \text{ cm}^4 \\ q = 1392 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{1392 \times 245^4}{126000 \times 8333,33 \times 10^2} = 0,62 \text{ cm}$$

\bar{f} (est donné par les recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers Préfabriqués en B.A du type Pailleuse pleine)

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{245}{300} = 0,82 \text{ cm}$$

$$\rightarrow f < \bar{f} \rightarrow \text{vérifié}$$

CALCUL DU PALIER :

Le Palier se Calcule comme une dalle encadrée sur 2 côtés et libre sur les deux autres :

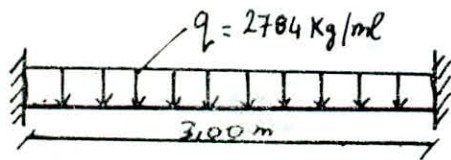
Charge par /ml du Palier

$$q_1 = 820 \text{ Kg/ml}$$

Charge Totale de la volée

$$q_2 = 1392 \text{ Kg/ml}$$

$$q = 820 + 1392 = 2784 \text{ Kg/ml}$$



$$M_0 = \frac{qL^2}{8} = \frac{2784 \times 3^2}{8} = 3132 \text{ Kg.m}$$

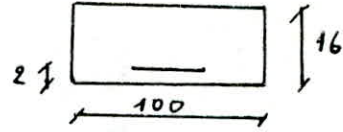
$$M_t = 0,8 \times 3132 = 2505,6 \text{ Kg.m} \text{ en travée}$$

$$M_a = 0,5 \times 3132 = -1252,8 \text{ Kg.m} \text{ sur appui}$$

FERRAILLAGE

En travée $M_t = 2,505 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 2,505 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (14)^2} = 0,0684$$



$$\rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8926 \\ \kappa = 31,55 \end{cases} \quad A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{2,505 \times 10^5}{2800 \times 0,8926 \times 14} = 7,16 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{31,55} = 88,74 < \bar{\sigma}'_b$$

On prend 10 HA10 P.m ($A = 7,85 \text{ cm}^2$) $\rightarrow t = 10 \text{ cm}$

Armatures de Répartition :

$$A_{p/4} \leq A_2 \leq A_{p/2} \rightarrow 1,96 \leq A_2 \leq 3,92, \text{ soit } A_2 = 3,92 \text{ cm}^2 = 5 \text{ HA10 P.m}$$

$t \rightarrow 20 \text{ cm}$

Sur appui $M_a = 1,252 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 1,252 \times 10^5}{2800 \times 100 \times (14)^2} = 0,0342 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9206 \\ \kappa = 48,0 \end{cases}$$

$$A = \frac{1,252 \times 10^5}{2800 \times 0,9206 \times 14} = 3,47 \text{ cm}^2$$

On prend 5 HA10 P.m ($A = 3,92 \text{ cm}^2$) $\rightarrow t = 20 \text{ cm}$

Vérification de la fissuration :

$$\text{en travée } \bar{w}_g = \frac{A}{2db} = \frac{7,85}{2 \times 2 \times 100} = 1,96 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6}{10} \times \frac{1,96 \times 10^{-2}}{1 + 10(1,96 \times 10^{-2})} = 3933 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \times 1,6 \times 10^6}{10} \times 7} = 3110 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \begin{cases} 2800 = \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3933 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \rightarrow \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes :

$$\bar{w} = 0,561 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8885 \\ \kappa = 25,85 \end{cases}$$

$$\text{travée } \begin{cases} \sigma_a = \frac{M_t}{A \epsilon h} = \frac{2,505 \times 10^5}{7,85 \times 0,8885} = 2566 < \bar{\sigma}_a, \quad \sigma'_b = \frac{2800}{25,85} = 108 < \bar{\sigma}'_b \end{cases}$$

Sur appui

$$\bar{w} = 0,280 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9164 \\ K = 44,8 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A \varepsilon h} = \frac{1,252 \times 10^5}{3,92 \times 0,9164 \times 14} = 2491 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{44,8} < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ Kg/cm}^2$$

VERIFICATION DE L'EFFORT Tranchant

$$T = q \frac{l}{2} = 2,784 \times \frac{3}{2} = 4,176 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 1,15 \times 7 = 8,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \times z} = \frac{4,176 \times 10^3}{\frac{7}{8} \times 14 \times 100} = 3,40 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \rightarrow \text{rien faire}$$

les A_t ne sont pas nécessaires

CALCUL DES bequets

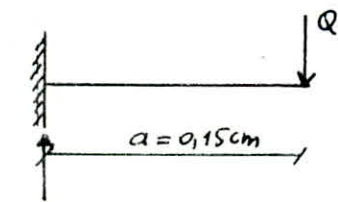
chaque bequet de la Paillasse et de la Poutre Palier se calcule

Pour une charge linéaire $q = \delta q (G + 1,2P)$

$$\delta q = 1,4, Q = 1,4 q \frac{l}{2}$$

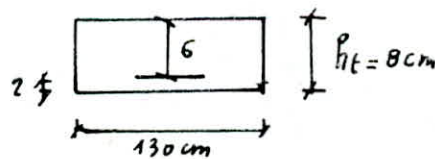
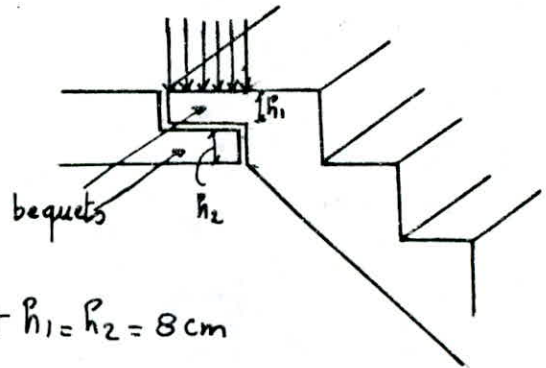
$(h_1, h_2) > 7 \text{ cm}$, épaisseur des bequets, soient $h_1 = h_2 = 8 \text{ cm}$

$$Q = 1,4 \times 1,392 \times \frac{2,45}{2} = 2,387 \text{ t}$$



$$T = R = 2,387 \text{ t}$$

$$M = Q \cdot a = 2,387 \times 0,15 = 0,358 \text{ t.m}$$



$$\begin{aligned} h_t &= 8 \text{ cm} \\ R &= 6 \text{ cm} \\ d &= 2 \text{ cm} \end{aligned}$$

FERRAILLAGE

$$M = \frac{15 \times 0,358 \times 10^5}{2800 \times 130 \times 6^2} = 0,0409 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9141 \\ K = 43,2 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\epsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,358 \times 10^5}{0,9141 \times 6 \times 2800} = 2,33 \text{ cm}^2$$

On prend 6 HA8 Pm ($A = 3,01 \text{ cm}^2$) boucles de $\phi 8$ $t \rightarrow 16 \text{ cm}$

EFFORT tranchant

$$\bar{\sigma}_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{2387}{130 \times \frac{7}{8} \times 6} = 3,49 \text{ Kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,05 \text{ Kg/cm}^2$$

les A_t ne sont pas nécessaires (sauf construction)

Armatures de Répartition :

$$A_p/4 \leq A_r \leq A_p/2 \rightarrow 0,75 \leq A_r \leq 1,50$$

soit 2 HA8 Pm ($A = 1 \text{ cm}^2$)

CALCUL de LA Poutre Palière (Poutre Noyée)

Cette Poutre est réalisée pour supporter les sollicitations due à la pailasse et de transmettre les efforts aux Paliers

Charges et surcharges Revenant à la Poutre :

Poids Propre de la Poutre $2,5 \times 0,16 \times 0,25 = 0,10 \text{ t/m}^2$

Surcharge $= 0,250 \text{ t/m}^2$

Poids de la demi-volée $\frac{1,071}{2} = 0,535 \text{ t/m}^2$

$$q = 0,885 \text{ t/m}^2$$

Calcul des efforts :

$$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{0,885 \times 3^2}{8} = 0,996 \text{ t.m}$$

en travée $M_T = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,996 = 0,796 \text{ t.m}$

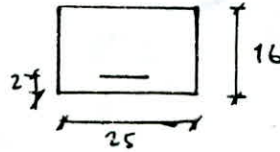
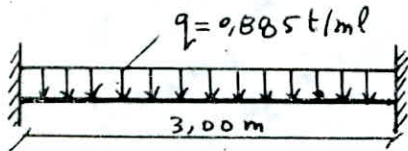
sur appui $M_a = 0,5 M_0 = 0,5 \times 0,996 = 0,498 \text{ t.m}$

Prédimensionnement de la Poutre noyée

$$M_{rb} \gg M$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b' \bar{\alpha} \bar{\delta} b h^2 = \bar{R} b h^2 \rightarrow b \gg \frac{M}{\bar{R} h^2} = \frac{0,966 \times 10^5}{31,75 \times 14^2} = 15,52 \text{ cm}$$

soit $b = 25 \text{ cm}$



Ferraillage :

en Travée $M_t = 0,796 \text{ t.m}$, $b = 25 \text{ cm}$, $h = 14 \text{ cm}$

$$M = \frac{15 M_t}{25 \times 14^2 \times 2800} = \frac{0,796 \times 10^5 \times 15}{25 \times 14^2 \times 2800} = 0,0870 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8815 \\ K = 27,12 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_t}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0,796 \times 10^5}{0,8815 \times 2800 \times 14} = 2,30 \text{ cm}^2$$

On Prend $A = 3 \text{ HA}10 = 3,35 \text{ cm}^2 \rightarrow t = 10 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{27,12} = 103,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 162$$

Sur appui $M_a = 0,498 \text{ t.m}$

$$M = \frac{15 \times 0,498 \times 10^5}{2800 \times 25 \times 14^2} = 0,0544 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9027 \\ K = 36,47 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,498 \times 10^5}{0,9027 \times 25 \times 14} = 1,40 \text{ cm}^2$$

On Prend $3 \text{ HA}8 = 1,50 \text{ cm}^2$

Armatures Transversales :

$$T_{\max} = q \frac{L}{2} = 0,885 \times \frac{3}{2} = 1,327 \text{ t}$$

$$\bar{\tau}_{b,\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1327}{25 \times \frac{7}{8} (14)} = 4,33 < 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte admissible :

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en}$$

$$f_a = 1 - \frac{\bar{\tau}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,33}{9 \times 7} = 0,93$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,93 \times 2400 = 2235 \text{ Kg/cm}^2$$

Ecart admissible

$$t_1 = 0,2h = 0,2 \times 14 = 2,8 \text{ cm}$$

$$t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{4,33}{7} \times 0,3 \right) = 11,40 \text{ cm}$$

Espacement des Armatures

$$A_t = 3\phi 6, \quad z = \frac{7}{8}h = 12,25 \text{ cm} \quad (1 \text{ cadre} + 1 \text{ éping}) \phi 6$$

$$t \leq \frac{\bar{\sigma}_a t \times A_t \times z}{T} = \frac{2235 \times 0,84 \times 12,25}{1327} = 17,33 \text{ cm}$$

$$t \leq \max(t_1, t_2) = \bar{t} \Rightarrow \bar{t} = 11,4 \text{ cm}$$

On prend $t = 10 \text{ cm}$, le premier espacement à $t/2 = 5 \text{ cm}$

VERIFICATIONS

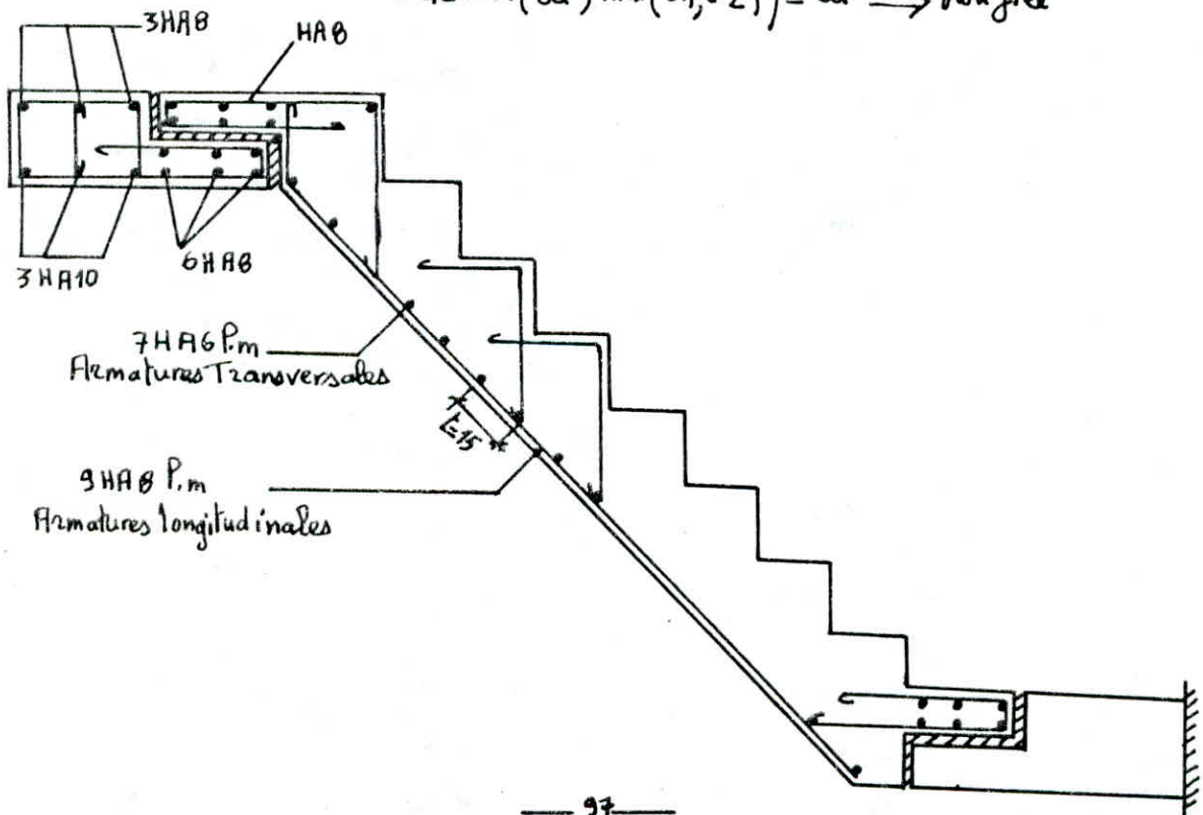
Condition de non fragilité

$$A_t \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 25 \times 14 \times \frac{7}{4200} = 0,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Condition de Non fissuration : $\bar{w}_g = \frac{3,35}{2 \times 2 \times 25} = 0,0335$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \times \frac{\bar{w}_g}{1 + 10\bar{w}_g} = 4015 \text{ kg/cm}^2, \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2540 \text{ kg/cm}^2$$

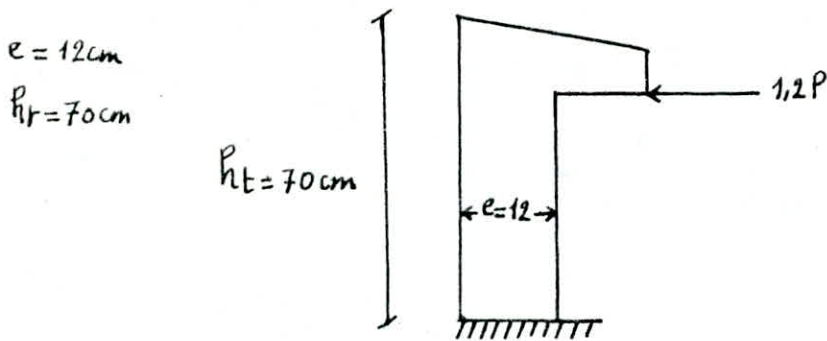
$$\bar{\sigma}_a = \min(\bar{\sigma}_a, \max(\sigma_1, \sigma_2)) = \bar{\sigma}_a \rightarrow \text{vérifiée}$$



CALCUL DE l'acrotère

CALCUL DE L'ACROTÈRE

On assimile l'acrotère à une console encastrée dans le plancher terrasse

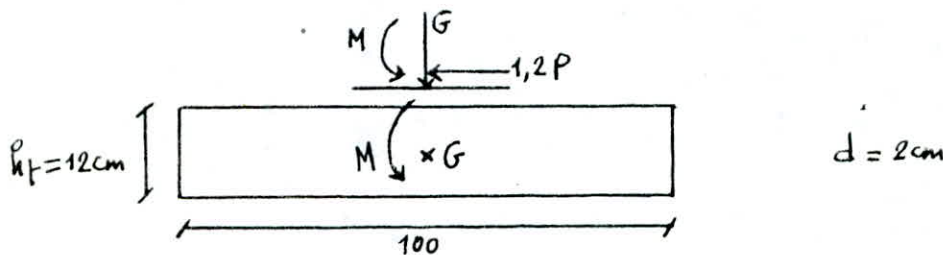


Efforts sollicitant l'acrotère :

Poids propre $G = 0,12 \times 0,7 \times 2500 = 210 \text{ Kg/ml}$

Surcharge majorée (due à la main courante) $1,2P = 120 \text{ Kg/ml}$

On la calcule pour 1 ml \rightarrow section \square (100x12)



$N = G = 210 \text{ Kg/ml}$

$M_{\text{flexion}} = M = 1,2P \cdot h = 1,2 \times 100 \times 0,7 = 84 \text{ Kg.m/ml}$

$e_0 = M/N = 84/210 = 0,40 \text{ m} > h_t/6 = 0,12/6 = 0,02 \text{ m} \rightarrow \text{SPC}$

$b = \min \left\{ 0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \right\} = 0,6$

$h_t/2 = 0,12/6 < e_0 = 0,40 \text{ m} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b_0} = 2 \times 81 = 162 \text{ Kg/cm}^2$

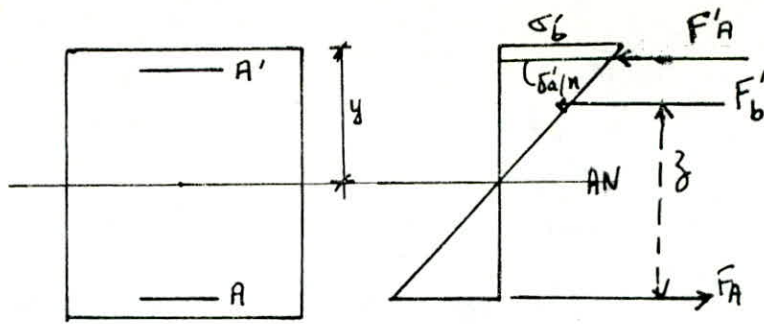
$\bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2, \phi \leq 20 \text{ mm}$

Moment par rapport aux aciers tendus

$M_A = N \cdot y_A \Rightarrow y_A = \text{distance entre le C.d.g des aciers tendus et le centre de pression}$

$y_A = e_0 + \frac{h_t}{2} - d = 40 + \frac{12}{2} - 2 = 44 \text{ cm}$

$M_A = 210 \times 44 = 9240 \text{ Kg.cm}$



$$M_{rb} = \bar{F}'_b \cdot z, \quad y = \alpha h \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 162}{15 \times 162 + 2800} = 0,464$$

$$z = h - y/3 = h(1 - \alpha/3)$$

$$\rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} b h^2 \bar{\sigma}'_b \alpha (1 - \alpha/3), \quad b = 100 \text{ cm}, \quad h = 10 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = \frac{1}{2} 100 \times 10^2 \times 162 \times 0,464 \times \left(1 - \frac{0,464}{3}\right) = 317710 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{rb} \gg M_A \rightarrow A' = 0$$

Calcul des aciers tendus

Le calcul de la section se fera en flexion simple sous l'effet du moment M , On déduit ensuite la section en flexion composée

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

Méthode de P. Charon : $\mu = \frac{15 M A}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 9200}{2800 \times 100 \times 10} = 0,0049 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9682 \\ K = 142 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{9240}{2800 \times 0,9682 \times 10} = 0,34 \text{ cm}^2 \rightarrow A = 0,34 - \frac{210}{2800} = 0,24 \text{ cm}^2$$

Condition de Non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 100 \times 10 \frac{7}{4200} = 1,15 \text{ cm}^2$$

On prend $A = 1,41 \text{ cm}^2$ soit 5 HA6 P.m, $t = 25 \text{ cm}$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{142} = 19,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 162 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition de Non fissuration du béton

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B \cdot f} = \frac{A}{2 b d} = \frac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 0,35 \times 10^{-2}$$

$K = 1 \times 10^6$ fissuration préjudiciable

$\eta = 1,6$ acier HA

$\phi = 6 \text{ mm}$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_p}{1+10\bar{w}_p} = \frac{1 \times 10^6 \times 1,6}{6} \frac{0,35 \times 10^{-2}}{1+10(0,35 \times 10^{-2})} = 930 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} K \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,6}{6} \times 10^6 \times 7} = 3279 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \sigma_{cm} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_s = \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = \sigma_2 = 3279 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

→ $\bar{\sigma}_a = \sigma_2$ g'issuatiun r'ifiziat

Effort Tranchant

$$T + \frac{M}{Z} = 120 - \frac{8400}{7/8(10)} < 0 \rightarrow \text{l'armature ne sera soumise à aucun effort tranchant}$$

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{Z} \quad \} \quad 1,41 \times 2800 \geq 120 + \frac{8400}{7/8(10)} \rightarrow \text{v'eri fi'iat}$$

V'eri fi'icatiun au sei'sme local de l'acrot'erie

d'ap'ris le R.P.A article 3.39 la force sismique $F_p = Z I C_p W_p$

$$Z = \frac{A(\text{groupe d'usage du b'atiment})}{A(\text{groupe d'usage en zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

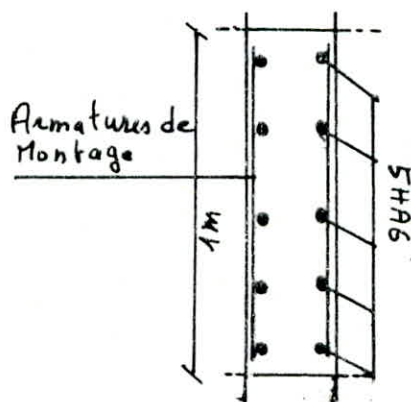
$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage du b'atiment})}{A(\text{groupe d'usage en zone II})} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$$C_p = 0,8$$

$$W_p = 210 \text{ Kg}$$

$$F_p = 0,6 \times 0,8 \times 210 = 101 \text{ Kg/ml} < 1,2 P = 120 \text{ Kg/ml}$$

L'acrot'erie 'tant dimension'ee avec un effort sup'erieur à la force sismique F_p , donc elle est v'eri fi'iat au sei'sme local.



CHAPITRE 12.
CALCUL DES FONDATIONS

FONDATIIONS

a) ETUDE de sol.

Le taux de travail admissible du sol pour les fondations superficielles $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$

b) Etude des Fondations

En général les voiles reposent sur des semelles filantes, mais tenant compte du poids du bâtiment Tour (R+9), il s'est avéré pour notre cas que la stabilité des semelles filantes n'est pas vérifiée pour les raisons suivantes :

— Le nombre élevé de voiles, introduisant des entre-axes faibles.

On adopte un radier général, ce mode de fondation vise la réalisation d'une surface d'appui continue qui permet une répartition uniforme des charges tout en résistant à la réaction du sol d'assise.

c) Simplifications admises

Pour notre étude on supposera que le radier sera constitué d'une dalle très épaisse (épaisseur constante), infiniment rigide, indéformable, c'est-à-dire que l'on admet une réaction du sol uniforme sous le radier due aux charges et surcharges.

Du point de vue calcul, il sera assimilé à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol.

On signale que le radier sera coulé sur une couche de béton de propreté de 5cm d'épaisseur.

CALCUL DU RADIER SUIVANT les règles CCBA 68

Poids propre de la structure plus le poids du remblais d'une hauteur de 1,75m

$$G = 5115,25 \text{ t}$$

Surcharges d'exploitation Totale non pondérées (avec dégressivité)

$$Q = 400,282 \text{ t}$$

Prédimensionnement du Radier

L'épaisseur du radier sera déterminée à partir de la condition de cisaillement.

Le calcul se fera pour 1 bande de 1m de largeur du panneau le plus sollicité

(C.a.d) le panneau de plus grande portée dans le sens porteur.

$$l_x = 3,60 \text{ m}$$

$$q = \frac{N_G}{S}$$

$$q = 15,11 \text{ t/m}^2$$

(Pression sous le radier)

$$T_{\max} = 1,15 \bar{\sigma}_b = 8,05 \text{ Kg/cm}^2$$

$$z \geq \frac{27,2 \cdot 10^3}{8,05 \cdot 100} = 33,87 \text{ cm}$$

$$T_{\max} = q \frac{l_x}{2}$$

$$\text{et } N_G = G + 1,2Q = 5595,59 \text{ t} ; S = 370,26 \text{ m}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} \Rightarrow z \geq \frac{T_{\max}}{\bar{\sigma}_b \cdot b}$$

$$\Rightarrow h_t = z \cdot \frac{8}{7} + d = 35 \text{ cm}$$

Condition forfaitaire

On peut se fixer une approximation

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = 36 \text{ cm}$$

Conclusion : on adopte $\bar{a} = h = 45 \text{ cm}$ et $h_t = 50 \text{ cm}$

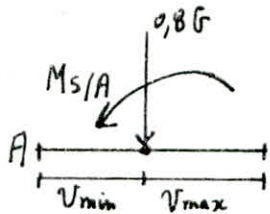
Vérification de la stabilité globale au renversement

Le renversement doit être vérifié sous la sollicitation $(0,8G \pm E)$ qui renferme implicitement un séisme horizontal et un séisme ascendant

moments renversants

$$M_{rx} = M_{ry} = M_0 + H_0 \cdot h' = 8395,213 + 433,391 \times 2,75 = 9587 \text{ t.m}$$

moments stabilisants



$$M_{s/a} = 0,8G \cdot V_{\min}$$

V_{\min} = écart entre la fibre extérieure du radier et le centre de masse
c'est le bras de levier le plus défavorable car le séisme agit dans un sens ou dans l'autre

$$V_{x \min} = 6,29 \text{ m}$$

$$V_{y \min} = 8,72 \text{ m}$$

Sens (x-x)

$$\frac{M_{sx}}{M_{rx}} = \frac{0,8 \times 5115,25 \times 6,29}{9587} = 2,7 > 1,5$$

Sens (y-y)

$$\frac{M_{sy}}{M_{ry}} = \frac{0,8 \times 5115,25 \times 8,72}{9587} = 3,7 > 1,5$$

Pas de risque de renversement

Stabilité duradier

Prenons l'effort global de la structure

a) $N_G = G + 1,2Q$ avec G : Poids propre de la structure + Poids du remplissage
1^{er} genre: + poids du radier

$$\sigma_s = \frac{N_G}{S} = 16,13 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

b) 2^e genre: les sollicitations du 2^e genre provoquent un moment de renversement, pour cela il faut vérifier que les extrémités du radier ne sont pas sujettes à la traction.

Le cas $(0,8G \pm E)$ est très probable donné par le RPA B1.

d'autre part nous devons vérifier les fortes compressions sous $(G+Q+E)$

$$I_{xG} = I_x \frac{l_y^3}{12} + S_y^2 = 11998 \text{ m}^4$$

$$I_{yG} = I_y \frac{l_x^3}{12} + S_x^2 = 10556 \text{ m}^4$$

i) $G+Q+E$

$$N = (G_G + G_{rempl} + G_{radier}) + Q = 5893,04 \text{ t}$$

$$v_{x\max} = 9,29 + 0,50 = 9,79 \text{ m}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{5893,04}{370,26} = 15,92 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{xG} \cdot v_{x\max}}{I_{xG}} = 15,92 \pm \frac{9587 \times 9,79}{11998}$$

$$\sigma_{1,2} = 15,92 \pm 7,83 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 23,75 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2 \text{ vérifié}$$

$$\sigma_2 = 8,09 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ Pas de risque de soulèvement}$$

Il faut vérifier $\sigma(L/4) \leq 1,33 \bar{\sigma}_s$

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 19,84 \text{ t/m}^2 \leq 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ vérifié}$$

$$v_{y\max} = 11,21 + 0,5 = 11,71 \text{ m}$$

dans l'autre sens

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_x G_y V_{y\max}}{I_y G} = 15,92 \pm \frac{9587 \times 11,71}{10556}$$

$$\sigma_{1,2} = 15,92 \pm 10,64 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_1 = 26,56 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2 \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 5,28 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ Pas de risque de soulèvement}$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 21,24 \text{ t/m}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée}$$

ii) Sollicitation (0,8 G ± E)

$$N = 0,8 G = 4092,20 \text{ t}$$

$$\frac{N}{S} = \frac{4092,20}{370,26} = 11,05 \text{ t/m}^2$$

$$V_{x\max} = 9,79 \text{ m on a :}$$

$$\sigma_{1,2} = 11,05 \pm 7,83 \Rightarrow \sigma_1 = 18,88 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 3,22 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ pas de risque de soulèvement}$$

$$V_{y\max} = 11,71 \text{ m on a :}$$

$$\sigma_{1,2} = 11,05 \pm 10,64 \Rightarrow \sigma_1 = 21,69 \text{ t/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,41 \text{ t/m}^2 > 0 \text{ pas de risque de soulèvement}$$

Conclusion : tous les diagrammes des contraintes sous (Sp2) vérifient les conditions réglementaires, et dans tous les cas on n'a pas risque de soulèvement, donc la stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

Charge à Prendre en compte pour le calcul du radier

La charge à prendre en compte sera dirigée de bas vers le haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier

$$1^{\text{er}} \text{ genre : } q_1 = 16,13 - 1,125 = 15,005 \text{ t/m}^2 \quad (N_1 = 5555,75 \text{ t})$$

$$2^{\text{em}} \text{ genre : } q_2 = 21,63 - 1,125 = 20,505 \text{ t/m}^2$$

$$\text{avec } N_2 = (370,26 \times q_2) = 7614,4 \text{ t}$$

Les contraintes en SP_2 sont égales aux contraintes de SP_1 majorées de 50%

alors on compare $\frac{N_2}{N_1}$ au coefficient 1,5 c. a. d à 50%

$\frac{N_2}{N_1} = \frac{7614,4}{5555,75} = 1,37 < 1,5$ on déduit que la sollicitation de (SP_1) est la plus défavorable d'où le radier sera ferrillé pour la charge uniformément répartie

$$q_1 = 15,005 \text{ t/m}^2$$

DETERMINATION des efforts dans les panneaux de dalle

Les panneaux de dalles sont sollicités par une charge uniformément répartie ;
On détermine les moments isostatiques au milieu des panneaux sur une bande de 1 m de largeur, puis la répartition de l'effort sur appui et en travée suivant la méthode exposée au (C.C.B. A 68 . art 57.2)

Pour les panneaux appartenant à une dalle continue et simplement appuyée sur ses côtés

$$M_{0x} = q \mu_x l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$q = 15 \text{ t/m}^2$$

Exemple de Calcul

Panneau P_2

$$l_x = 3,60 \text{ m}$$

$$l_y = 8,05 \text{ m}$$

$$\mu = \frac{l_x}{l_y} = 0,45 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1039 \\ \mu_y = 0,286 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 20,2 \text{ t.m}$$

$$M_{0y} = 5,78 \text{ t.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_{0x} = 10,10 \text{ t.m}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{0y} = 2,89 \text{ t.m}$$

$$M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 15,15 \text{ t.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 4,92 \text{ t.m}$$

Armatures inférieures

$$\mu = \frac{15 M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,040 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9150 \\ \kappa = 43,8 \end{array}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b \text{ (vérifié)}$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 13,14 \text{ cm}^2 \text{ soit } (12 \text{ HA}12) = 13,57 \text{ cm}^2 \quad t = 8 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0130 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9492 \\ \kappa = 83,5 \end{array}$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 4,03 \text{ cm}^2 \text{ (4 HA}12) = 4,52 \text{ cm}^2 \quad t = 25 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_{ax} \cdot 15}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0267 \longrightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0,9291 \\ \kappa = 55,5 \end{array}$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\varepsilon \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 8,63 \text{ cm}^2 \text{ soit } (8 \text{ HA}12) = 9,04 \text{ cm}^2 \quad t = 12,5 \text{ cm}$$

Condition de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{(1 + 10 \bar{w}_f)} = 2563 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{avec } \bar{w}_f = \frac{f}{2d \cdot b}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta}{\phi} \kappa \bar{\sigma}_b} = 2840 \text{ Kg/cm}^2$$

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

Condition de non fragilité

$$A_{rx} = b \cdot h \cdot 0,69 \frac{2 - \rho}{2} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sen}} = 5,8 \text{ cm}^2 < A_{tx}$$

$$A_{ry} = b \cdot h \cdot 0,69 \frac{1 + \rho}{4} \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{sen}} = 2,72 \text{ cm}^2 < A_{ty} \quad | \text{ vérifiée}$$

Vérification des contraintes

$$\bar{w}_x = \frac{A_{tx}}{h_x} = \frac{13,57}{45} = 0,302 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9136 \\ \kappa = 43,9 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{43,9} = 65,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_{tx}}{A_{tx} \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{15,15 \times 10^5}{13,57 \times 0,9136 \times 45} = 2716 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{w}_y = \frac{A_{ty}}{h_y} = \frac{4,52}{45} = 0,100 \longrightarrow \begin{matrix} \epsilon = 0,9821 \\ \kappa = 265 \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} < \bar{\sigma}'_b$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{4,92 \times 10^5}{4,52 \times 0,9821 \times 45} = 2463 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

Tableau récapitulatif.

Panneaux	A_x^t (ml)	t (cm)	A_y^t (ml)	t (cm)	A^a (ml)	t (cm)
1	11 HA12	9	4 HA12	25	7 HA12	14
2	12 HA12	8	4 HA12	25	8 HA12	12
3	14 HA12	7	4 HA12	25	10 HA12	10
4	5 HA12	20	4 HA12	25	3 HA12	33
5	7 HA12	14	4 HA12	25	4 HA12	25
6	4 HA12	25	4 HA12	25	3 HA12	33
7	5 HA12	20	5 HA12	20	4 HA12	25

Vérification au poinçonnement

Conformément à l'article 39.5.4 (CCBASS)

On doit vérifier la condition de poinçonnement pour les \neq refends sous charges localisées et doit être satisfaite sous les sollicitations du 1^{er} genre -

$$1,5 \frac{Q}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

Q : la valeur de la charge localisée

P_c : le périmètre du contour cisailé au niveau du feuillet moyen

h_t : épaisseur totale du radier

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

Voile VY₇ : $P_c = 2(h_t + e + L) = 39,46 \text{ m}$

$$Q = 592,30 \text{ t}$$

$$1,5 \frac{592,30 \times 10^3}{39,46 \times 10^2 \times 50} = 4,50 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ (vérifié)}$$

Voile VX₉ :

$$P_c = 2(h_t + e + L) = 10,72 \text{ m}$$

$$Q = 167,86 \text{ t}$$

$$1,5 \frac{167,86 \times 10^3}{10,72 \times 50} = 4,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ (vérifié)}$$

Voile VX₂ :

$$P_c = 17,32 \text{ m}$$

$$Q = 298,55 \text{ t}$$

$$1,5 \frac{298,55 \times 10^3}{1732 \times 50} = 5,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \text{ (vérifié)}$$

VOILE PÉRIPHÉRIQUE

Au niveau de l'infrastructure, il est prévu un voile périphérique, ce dernier assurera le chaînage ainsi que la stabilité de l'ensemble du bâtiment.

dimensions du voile :

$$e \geq 0,15 \text{ m}$$

$$h_t = 2,75 \text{ m}$$

Il sera ferrillé conformément d'après l'article 3.3.B5 RPA 81

— Les armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du béton

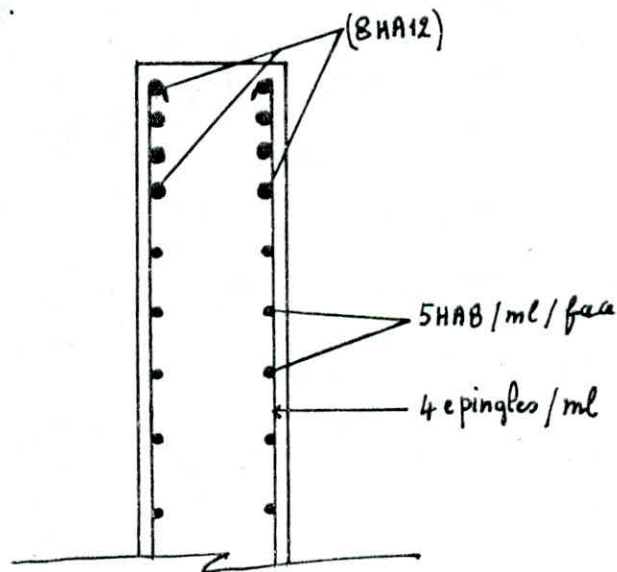
$$A_L \geq 0,20 \frac{e \cdot h_t}{100} = 0,20 \frac{15 \cdot 275}{100} = 8,25 \text{ cm}^2 \text{ soit } (8 \text{ HA}12)$$

— Les armatures longitudinales de peau $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur

$$\text{soit } (5 \text{ HA}8) = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml} / \text{face}$$

R.m :

Ce ferrillage n'est valable qu'aux voiles n'assurant pas la continuité des voiles de contreventement.



BIBLIOGRAPHIE

Calcul des tours en béton armé (MARIUS DIVER)

Calcul et vérification des ouvrages en B.A (P. charon)

Exercices résolus de béton armé (P. charon)

Cours de béton III .Mr BELAZOUGUI

règles techniques C.C.B.A 68

règlement parasismique Algérien RPA 81

NV69

calcul des grandes structures de bâtiments (Mr LARIDO)

