

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Génie Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Étude d'un bâtiment R+5
en panneaux préfabriqués.*

Proposé par :

ECSM

Étudié par :

ACHOURI Aouac

Dirigé par

M^{me} CHIKH

PROMOTION

Juillet 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Civil

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude d'un bâtiment R + 5 en panneaux
prefabriqués.*

Proposé par :

ECSM

Etudié par :

ACHOURI AOMAR

Dirigé par

M^{me} CHIKH

PROMOTION
Juillet 1993

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- CHAPITRE I** : INTRODUCTION
- I - 1 Généralités sur la préfabrication lourde en panneaux
 - I - 2 Présentation de l'ouvrage
 - I - 3 Caractéristiques géométriques des éléments
 - I - 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux
 - I - 5 Descente de charges
- CHAPITRE II** : ETUDE DU CONTREVENTEMENT
- II - 1 Calcul des inerties équivalentes
 - II - 2 Etude de la torsion
 - 2.1 Calcul du centre des torsion
 - 2.2 Calcul du centre des masses
 - 2.3 Calcul de l'excentricité
- CHAPITRE III** : ETUDE AU VENT
- CHAPITRE IV** : CALCUL DES DEFORMATIONS
- CHAPITRE V** : ETUDE DYNAMIQUE
- CHAPITRE VI** : ETUDE SISMIQUE
- CHAPITRE VII** : ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORISONTALES
- CHAPITRE VIII** : FERRAILLAGE DES VOILES
- CHAPITRE IX** : CALCUL DES ELEMENTS
- IX - 1 Calcul des dalles
 - IX - 2 Calcul des escaliers
- CHAPITRE X** : ETUDE DES FONDATIONS
- CHAPITRE XI** : CONCLUSION

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

- CHAPITRE I** : INTRODUCTION
- I - 1 Généralités sur la préfabrication lourde en panneaux
 - I - 2 Présentation de l'ouvrage
 - I - 3 Caractéristiques géométriques des bâtiments
 - I - 4 Caractéristiques mécaniques des matériaux
 - I - 5 Descente de charges
- CHAPITRE II** : ETUDE DU CONTREVENTEMENT
- II - 1 Calcul des inerties équivalentes
 - II - 2 Etude de la torsion
 - 2.1 Calcul du centre des torsion
 - 2.2 Calcul du centre des masses
 - 2.3 Calcul de l'exentricité
- CHAPITRE III** : ETUDE AU VENT
- CHAPITRE IV** : CALCUL DES DEFORMATIONS
- CHAPITRE V** : ETUDE DYNAMIQUE
- CHAPITRE VI** : ETUDE SISMIQUE
- CHAPITRE VII** : ETUDE DES VOILES SOUS CHARGES HORIZONTALES
- CHAPITRE VIII** : FERRAILLAGE DES VOILES
- CHAPITRE IX** : CALCUL DES ELEMENTS
- IX - 1 Calcul des dalles
 - IX - 2 Calcul des escaliers
- CHAPITRE X** : ETUDE DES FONDATIONS
- CHAPITRE XI** : CONCLUSION

DEDICACES

Il m'est très agréable de dédier ce modeste travail à :

- Mon père
- Ma Mère

En guise de reconnaissance pour leurs infinie tendresse et continuel sacrifices.

- Mes chères Frères et Soeurs
- tous mes Amis (es) avec une mention spéciale à : Seid, Karim, Bouzid, Kamel et Abdelghani.
- Tous les Professeurs et instituteurs qui ont contribué à ma formation.

REMERCIEMENTS

Je tiens à présenter mes plus vifs remerciements à ma promotrice Mme CHIKH pour sa disponibilité, et son aide inestimable.

Toute ma gratitude va aussi pour Mr AYAD, ingénieur à l'entreprise ESCM, et Mme TAFAT pour leur assistance.

Enfin mes plus vifs remerciements à tout les enseignants qui ont contribué à ma formation.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

CHAPITRE I : INTRODUCTION

FAÇADE PRINCIPALE

TYPE 1 R+05

cite 1262 logements

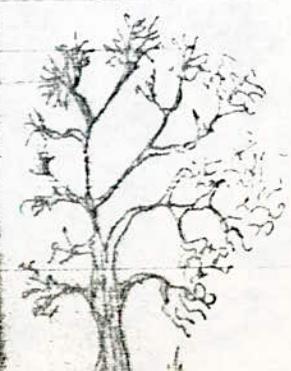
DAR EL BEIDA

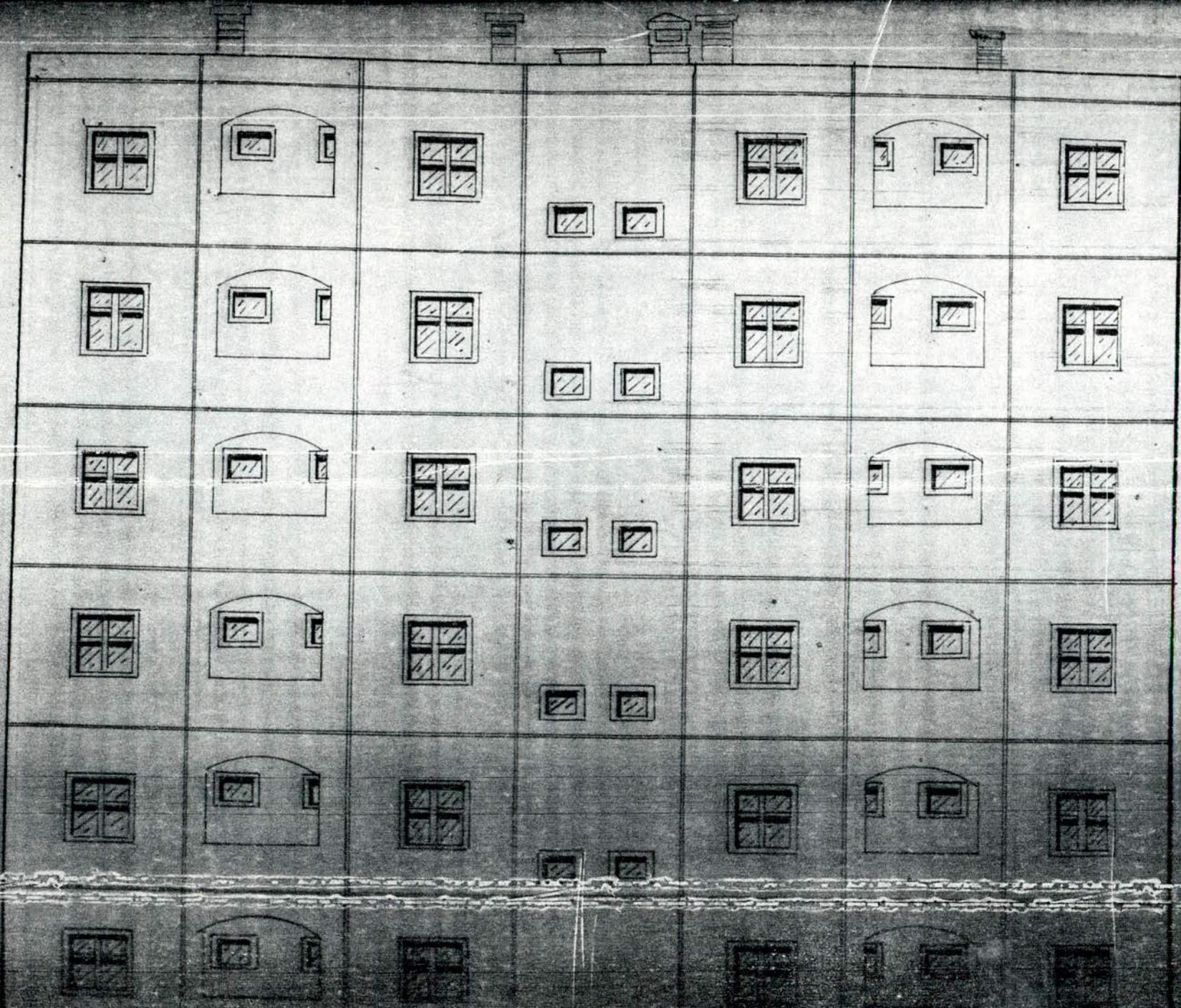
ECH : 1/100

cite 1262 logements

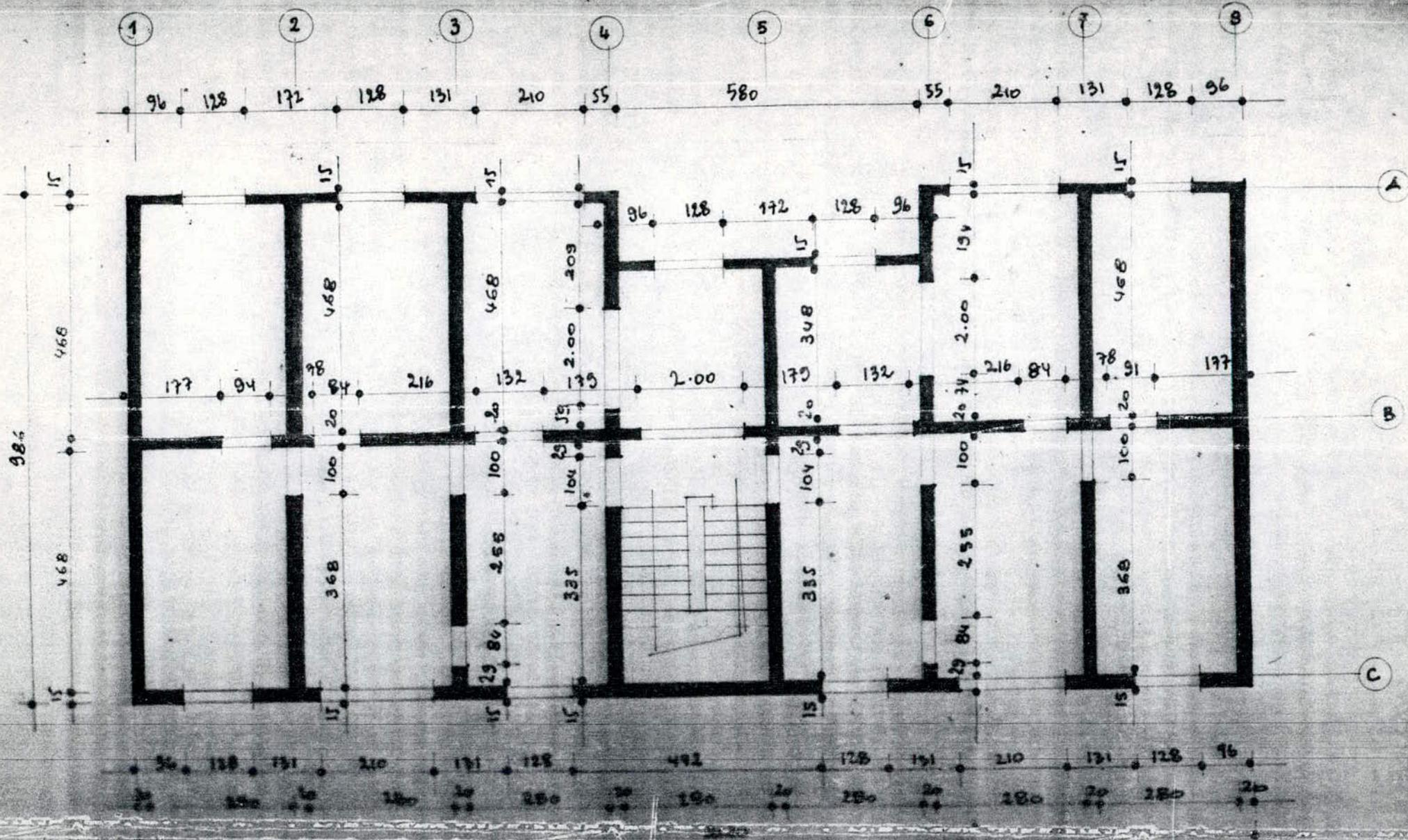
DAR EL BEIDA

ECH : 1/100





FAÇADE POSTERIEURE
TYPE 1 R+05
cite 1262 logements
DAR EL BEIDA
ECH : 1/100



Introduction

Generalités sur la préfabrication lourde en panneaux :

Diverses techniques permettent de réaliser des constructions satisfaisant aux exigences techniques et fonctionnelles.

En premier rang il faut signaler les procédés dits traditionnels qui se sont améliorés progressivement en intégrant empiriquement les enseignements de l'expérience.

A côté de cet ensemble très varié, d'autres techniques sont apparues ces dernières années, elles sont rangées sous le nom de solutions industrialisées (préfabrication).

La préfabrication consiste en l'assemblage d'éléments tridimensionnels produits en usine par des techniques diverses (utilisant des moules), puis équipés de la quasi-totalité des ouvrages de second oeuvre avant leur transport au chantier de montage.

Avantages de la préfabrication lourde :

- Économie de main d'oeuvre.
- Une utilisation rationnelle de matériaux.
- Suppression de certains travaux (échafaudage, étayage ...)
- Incorporation aux éléments préfabriqués d'une importante partie des ouvrages de second oeuvre (menuiserie, chauffage, électricité, plomberie ...)
- Rapidité d'exécution.
- Amélioration de la qualité des surfaces finies des éléments.

Actuellement, en Algérie on a de plus en plus recours à ce type de solutions industrialisées, dans le but de satisfaire les besoins en diverses constructions dans des délais de plus en plus courts.

Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui m'a été confié consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation. La structure de ce bâtiment est en panneaux en béton armé, préfabriqués. Il sera implanté dans la région est d'Alger (Dar-El-Beida) qui est une zone de moyenne sismicité.

Il est composé de cinq (5) planchers courants et d'un plancher terrasse non accessible.

Tous les planchers sont constitués de dalles pleines d'épaisseur 18,5 cm.

Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- Longueur du bâtiment : 21,20 m
- Largeur du bâtiment : 9,86 m
- Hauteur du bâtiment : 18,35 m (acrotère compris)

Décrochements :

Le bâtiment présente un décrochement en longueur de 6 m sur une longueur 21,20 m, et un décrochement en largeur de 1,20 m sur une largeur de 9,86 m. Ce qui représente un pourcentage de 28 % et de 12 % respectivement.

Cage d'escalier :

Les escaliers sont constitués de deux volées par étages. Elles sont préfabriquées de même que les paliers.

- Panneaux de pignons (façades latérales) :

$$e_{\text{tot}} = 33 \text{ cm} \left[\begin{array}{l} \text{Couche de béton armé : } e = 20 \text{ cm} \\ - \text{ Couche de polystyrène : } e = 5 \text{ cm} \\ - \text{ Couche de béton armé de parement : } e = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- Panneaux de façades :

$$e_{\text{tot}} = 28 \text{ cm} \left[\begin{array}{l} - \text{ Couche de béton armé : } e = 15 \text{ cm} \\ - \text{ Couche de polystyrène : } e = 5 \text{ cm} \\ - \text{ Couche de béton armé de parement : } e = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- panneaux intérieurs :

$$- \text{ Couche de béton armé : } e = 20 \text{ cm}$$

Térasse : La terrasse de notre bâtiment est inaccessible, l'acrotère a une hauteur de 35 cm.

Caractéristiques mécaniques du sol et des matériaux :

1 - Sol : Le rapport de sol permet de retenir pour les calculs, une contrainte admissible du sol égale à 1,5 bars à 2 m de profondeur.

2 - Béton : Le béton est dosé à 350 Kg/m³ à base de ciment CPA 325

- La résistance maximale à la compression est mesurée à 28 jours à partir d'essais effectués sur des éprouvettes cylindriques de diamètre $\phi = 16 \text{ cm}$ et de hauteur $h = 32 \text{ cm}$.

$$F_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

La résistance caractéristique à la traction est donnée

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 F_{c28}$$
$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPA}$$

Le module de déformation longitudinal est fixé par les règles BAEL (A.2.102) à la valeur suivante :

(1/3)

• module instantané : $E_{ij} = 11000 f_{cj}$

$$E_{ij} = 32164 \text{ MPA}$$

(1/3)

• module Différé : $E_{ij} = 3700 \times f_{cj}$

$$E_{ij} = 10820 \text{ MPA}$$

L'article A.2.1.3 (BAEL) donne pour le coefficient de pondération, γ , les valeurs suivantes :

$\gamma = 0$ à L'état limite ultime (E.L.U)

$\gamma = 0,2$ à L'état limite de service (E.L.S)

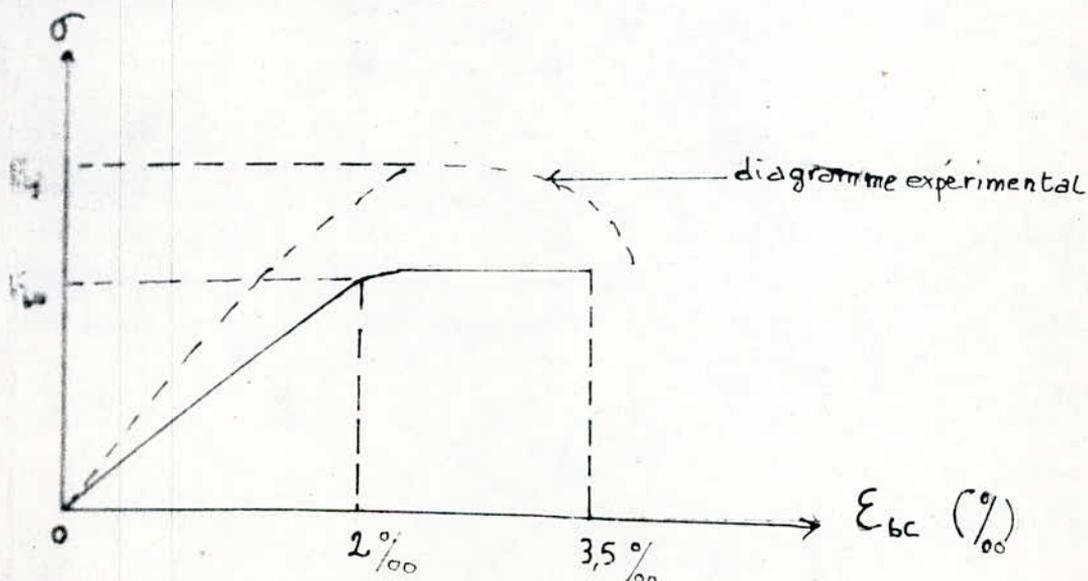
• Diagrammes contraintes - Déformations de calcul :

• État limite ultime (E.L.U)

Dans les calculs relatifs à l'état limite ultime de résistance c'est la résistance de la structure qui doit être vérifiée. Pour estimer cette résistance il faut tenir compte de l'ensemble du diagramme σ, ξ .

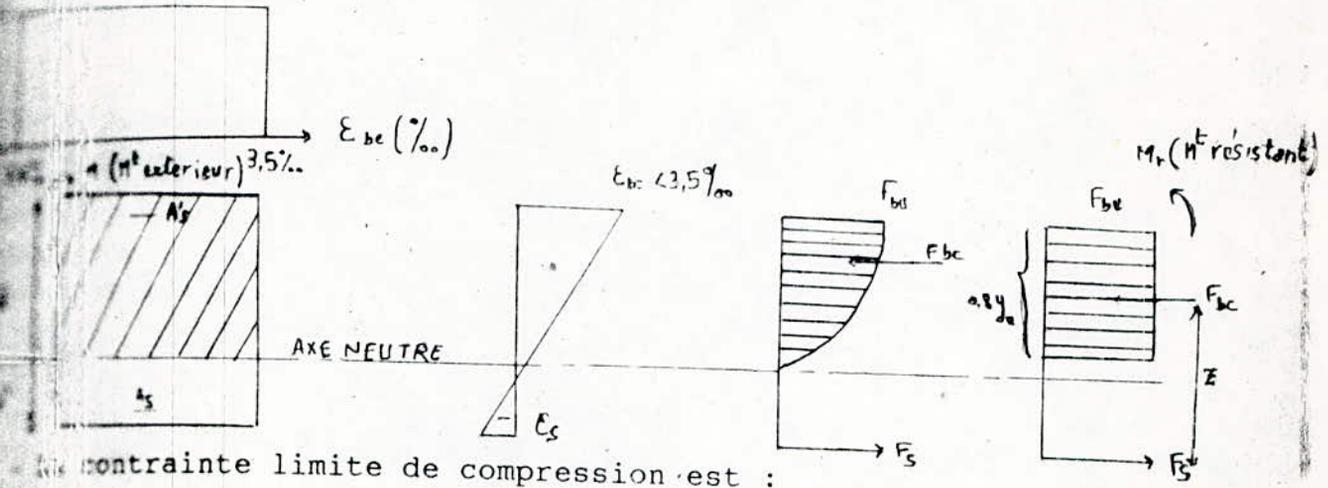
Les NFEL admettent l'utilisation de deux diagrammes simplifiés

• Diagramme parabole-rectangle :



Si la section n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'ELU sera effectué selon :

Diagramme rectangulaire : (Art A4, 3, 42 BAEL)



La contrainte limite de compression est :

$$F_{bu} = \frac{0,85 F_{c28}}{\sigma_b}$$

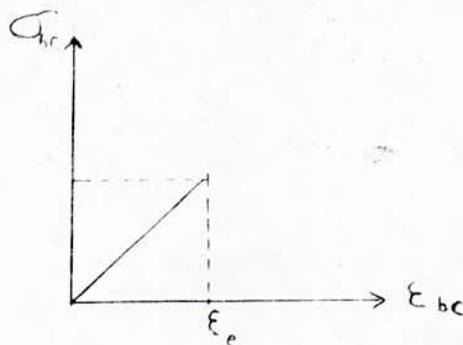
$\sigma_b = 1,15$ Pour les situations accidentelles.
 $\sigma_b = 1,5$ Pour les situations durables.

La contrainte limite de cisaillement est donnée par :

$$Z_u = \min (0,13 f_{c28}; 4\text{MPa})$$

STAT LIMITE DE SERVICE : (E.L.S)

On admet pour cet état que la loi de HOOKE reste valable, c'est à dire que nous ne prendrons en compte que les propriétés élastiques du béton, car les charges appliquées sont modérées. La résistance à la traction du béton est négligée. Il en résulte que le diagramme σ_{bc}, ξ est linéaire.



La contrainte admissible de compression est :

$$\bar{\sigma}_{bc} : 0,6 f_{c28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} : 15 \text{ MPA}$$

L'acier

Résistance caractéristique :

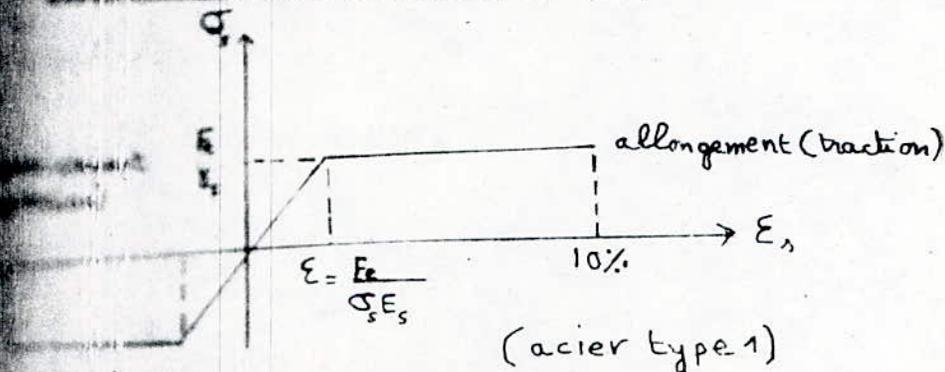
Le caractère mécanique de référence de l'acier est la valeur de sa limite élastique F_e qui dépend de la nature de l'acier.

L'acier utilisé est de type : Fe E40 ($F_e = 400 \text{ MPA}$), acier à haute adhérence.

Module de déformation longitudinal

$$E_a = 2 \times 10^5 \text{ MPA}$$

Diagramme contraintes Déformations



Coefficients ultimes admissibles

État limite ultime :

$$\gamma_{su} = \frac{F_e}{\sigma_s}$$

- $\gamma_{su} = 1,00$ Pour les situations accidentelles
- $\gamma_{su} = 1,15$ Pour les situations durables

- Etat limite de service

* Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} F_e; 150\eta \right)$$

η = Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$

$$\bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPA}$$

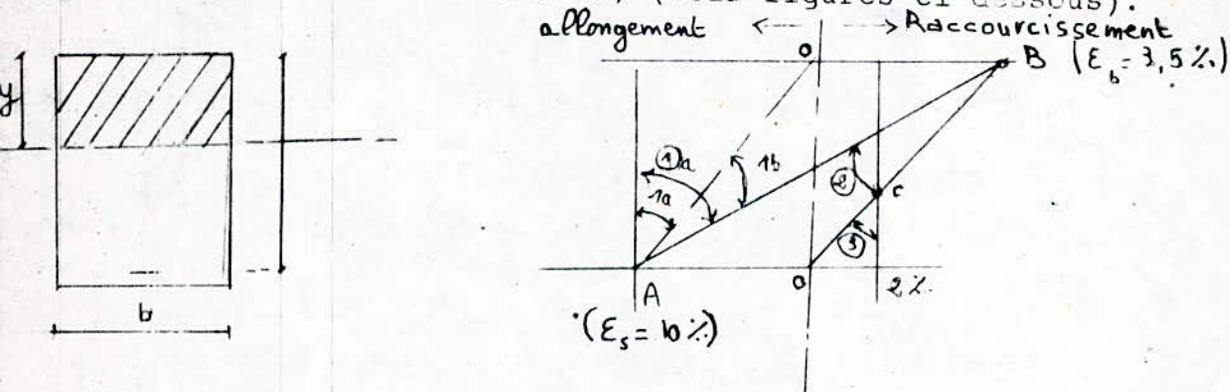
Remarque :

Pour une fissuration peu nuisible, aucune vérification particulière n'est demandée (en dehors du calcul à l'ELU).

Regle des 3 pivots

Le dimensionnement à l'ELU est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des pivots A, B ou C.

Définissant chacun un domaine, (voir figures ci dessous).



- y : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure
- Pivot (A) : Région (1) $-\infty \leq y \leq 0,259d$ Répture par épuisement de l'acier.
- Pivot (B) : Région (2) $0,259d \leq y \leq h$ Répture par épuisement de béton.
- Pivot (C) : Région (3) $y \geq h$ Répture par épuisement de béton.

Calcul de l'FLU

Suppositions de base :

Les sections des éléments en béton armé restent planes après déformations.

La résistance du béton tendu est négligée.

Par suite d'adhérence, chaque armature subit la même déformation que le béton situé à son niveau.

Déformations relatives limites

Allongement de l'acier : 10%
Raccourcissement relatif du béton * 3,5% en flexion
simple
ou composée

* 2% en compression
simple

Remarque

Le prédimensionnement n'a pas été fait, car on est contraint d'adopter les épaisseurs des moules de préfabrication disponibles en usine.

Détermination des masses concentrées au niveau de chaque étage

Pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs, on doit choisir un modèle qui reflète d'aussi près que possible celui d'un système réel.

Le modèle adéquat est une console encastrée à l'une de ses extrémités (système oscillant), constitué de plusieurs masses concentrées, au niveau des planchers. Ceux-ci sont supposés rigides. Les masses comprennent les masses des planchers ainsi que celles des éléments (acrotère, escaliers.....) et des voiles.

D'après le RPA 88 (art 3,1,3,5), le poids de la structure, pour un bâtiment à usage d'habitation, comprend la totalité des charges permanentes et 20% des charges d'exploitation.

terrasse

ents	Dalles	Acrotère	1/2 Voiles	1/2 Facades
t)	158,210	18,148	62,050	17,120
t)	19,776	0	0	0

Charges permanentes
Charges d'exploitation

G = 255,528 t

P = 19,776 t

au Courant :

$$\dots \left(G + \frac{P}{5} \right) = 259,484 \text{ t}$$

	Dalles	Voiles	Facades	Escaliers	
				Volée	Palier
(t)	138,430	124,100	34,240	4,590	7,980
(t)	29,660	0	0	0,890	2,660

G = 307,340 t

P = 33,210 t

$$\dots \left(G + \frac{P}{5} \right) = 315,98 \text{ t}$$

ente de charges

s'agit de calculer pour tout élément porteur de la structure, fort normal qu'il supporte au niveau de chaque étage.

veaux	Terrasse	5	4	3	2	1
orts cumulés						
G(t)	255,528	564,62	973,960	1183,300	1492,640	1802,080
P(t)	19,780	52,990	86,20	119,410	152,620	185,978
$G + \frac{P}{5}$ (t)	259,240	575,220	917,060	1207,180	1523,160	1839,394

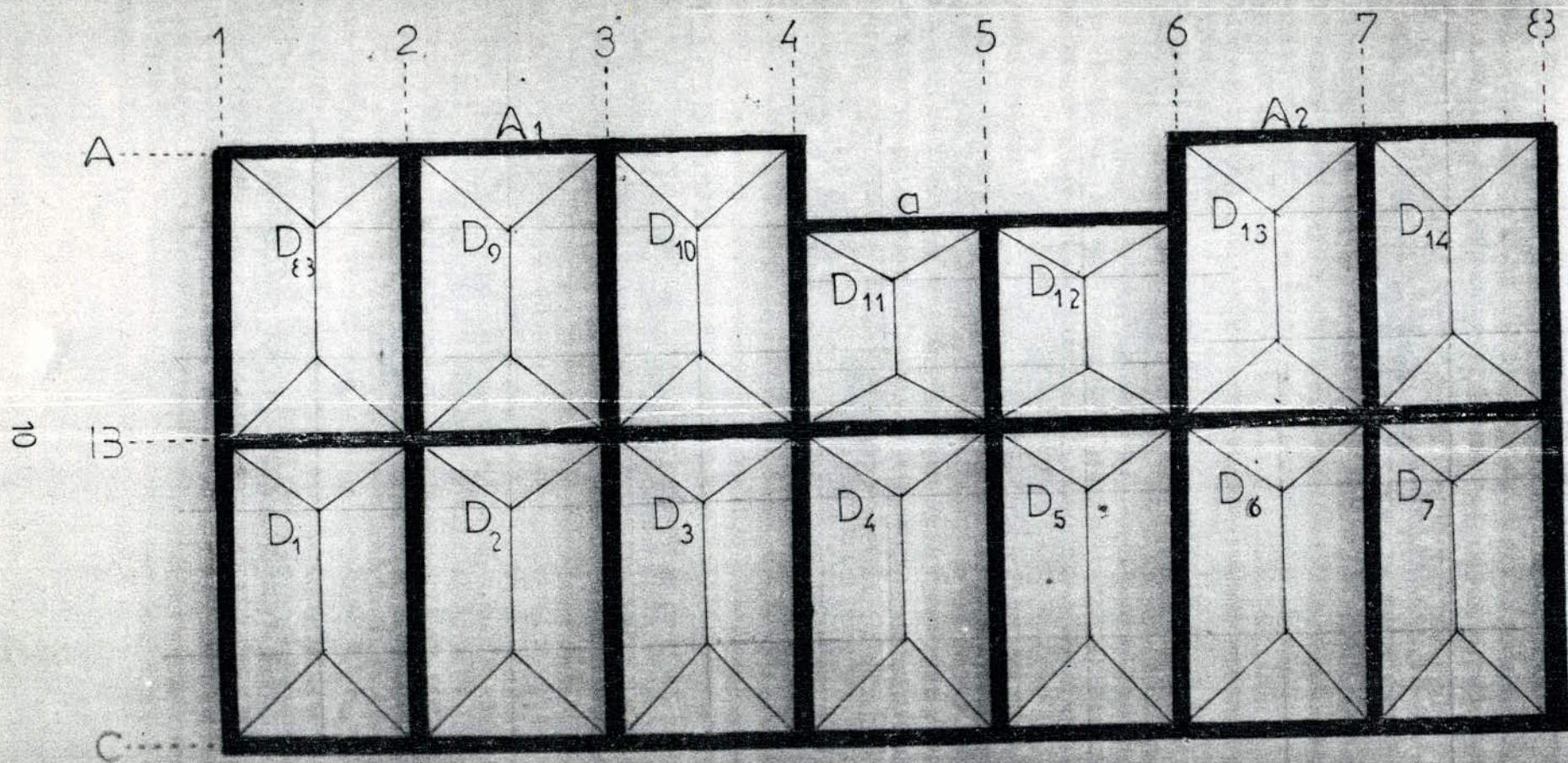
éduit ainsi le poids total de la structure :

$$W = 1839,394 \text{ (t)}$$

chaque voile on considère les charges suivantes.:

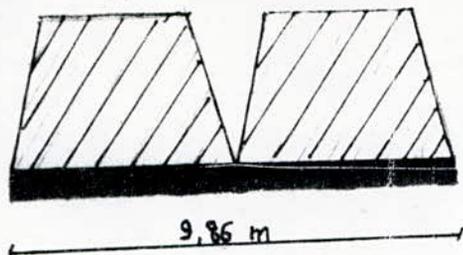
- Le poids de plancher qu'il supporte
- Le poids propre du voile
- Le poids des cloisons
- Le poids des éléments (escaliers, acrotère.....)
- les surcharges d'exploitation.

surface de plancher à chaque voile sera déterminée par les lignes de reprises des dalles, qui sont inclinées de 45° selon la théorie de Jensen.



Exemple de calcul

Voile n° 1



- La surface de plancher qui revient à ce voile :
 $S = 9,88 \text{ m}^2$

1) Niveau 5

- Le poids de l'acrotère = $0,280 \times 9,86 = 2,77 \text{ t}$
 - Le poids du plancher = $0,8 \times 9,88 = 7,90 \text{ t}$
 - Le poids du voile = $2,5 \times 0,2 \times 9,86 = 14,79 \text{ t}$
- $G = 25,46 \text{ t}$
- $P = 0,1 \times 9,88 = 0,99 \text{ t}$

Niveau 4 RDC

- Le poids du plancher = $0,7 \times 9,88 = 6,92 \text{ t}$
 - Le poids du voile = $4,79 \text{ t}$
 - Le poids des cloisons = $0,075 \times 9,88 = 0,74 \text{ t}$
- $G = 22,45 \text{ t}$
- $P = 0,15 \times 9,88 = 1,48 \text{ t}$

Pour l'ensemble des autres voiles, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Charges cumulées au niveau de chaque voile

Voiles	Niveau	5	4	3	2	1	ADC
	G, P (t)						
B	G	43,75	86,82	129,89	172,96	216,03	259,10
	P	2,74	6,86	10,98	15,10	19,22	23,34
A2	G	9,34	16,83	24,32	31,81	39,30	46,79
	P	0,39	0,98	1,57	2,16	2,75	3,34
a	G	10,63	19,41	28,19	36,97	45,75	53,73
	P	0,39	0,98	1,57	2,16	2,75	3,34
A1	G	14,5	26,28	38,06	49,84	61,62	73,4
	P	0,59	1,47	2,35	3,23	4,11	5
C1	G	25,46	47,91	70,39	92,81	115,28	137,71
	P	0,99	2,47	3,95	5,43	6,91	8,39
C	G	34,37	62,48	90,59	118,7	146,81	174,92
	P	1,37	3,43	5,49	7,55	9,61	11,67
2	G	29,39	58,28	87,17	116,06	144,95	173,84
	P	1,98	4,94	7,90	10,86	13,82	16,78
3	G	28,37	56,24	84,11	111,98	139,85	167,72
	P	1,98	4,94	7,90	10,86	13,82	16,78
4	G	26,74	57,61	88,48	119,35	150,22	183,61
	P	1,81	6,04	10,27	14,50	18,73	22,96
5	G	24,86	55,15	85,44	115,77	146,82	176,32
	P	1,64	4,10	6,56	9,02	11,48	13,94
6	G	25,77	55,15	85,77	115,77	145,77	175,77
	P	1,81	6,04	10,27	14,5	18,73	22,96
7	G	29,39	58,28	87,17	116,06	144,95	173,84
	P	1,98	4,94	7,90	10,86	13,82	16,78
8	G	25,46	47,91	70,39	92,81	115,28	137,71
	P	0,99	2,47	3,95	5,43	6,91	8,39

CHAPITRE II : ETUDE DU
CONTREVENTEMENT

ETUDE DU CONTREVENTEMENT

Position du centre de torsion :

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

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement la translation des refends (suivant une direction parallèle à la direction de la force).

2. Un moment dans l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation des refends (le sens de rotation est le même que le sens du moment).

Calcul des refends :

Les refends sans ouvertures ne posent pas de problèmes particuliers. Leur calcul est celui d'un mur en béton armé soumis à l'action des sollicitations extérieures (M.N.T).

Les refends présentant des ouvertures superposées, il se produit un affaiblissement dans le plan vertical qui modifie la répartition des efforts dans la totalité du refend.

Cette disposition est incompatible avec l'hypothèse du mur indéformable.

On peut considérer que l'ensemble est constitué de demi refends reliés par des éléments horizontaux.

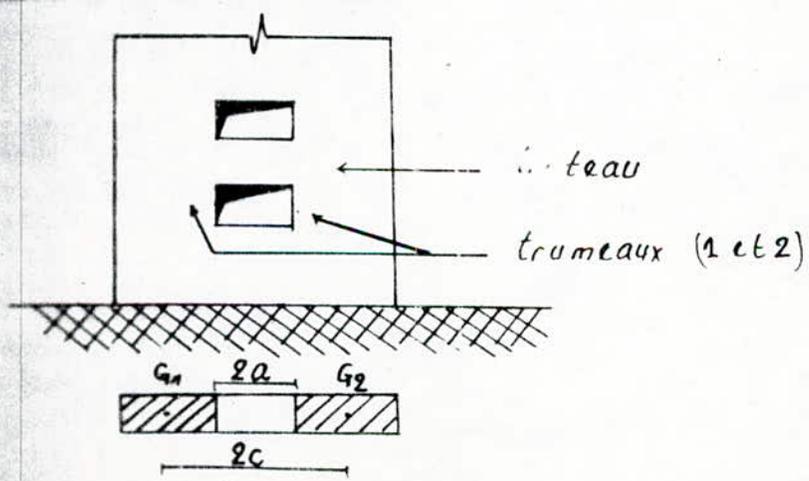
Hypothèses :

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

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

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend présentant des ouvertures peut être assimilé à une structure constituée par deux éléments de refend liés par des linteaux répartis sur la hauteur du bâtiment.

Représentation à une file d'ouvertures :



- I_1, I_2 : moment d'inertie de chaque élément du refend.
 I : moment d'inertie total du refend.
 m : moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.
 c : demi-distance entre le centre de gravité des deux éléments du refend.

$$I = I_1 + I_2 + 2 mc$$

- Ω_1, Ω_2 : aire des éléments du refend (1) et (2).
 a : demi-portée de l'ouverture.
 E : coefficient d'élasticité du matériau constituant les trumeaux.
 E' : coefficient d'élasticité du matériau constituant le linteau.
 h : hauteur d'étage
 Z : hauteur totale du bâtiment
 α : degré de monolithisme ($\alpha = wZ$)
 i : inertie du linteau

- d : demi-portée de l'ouverture.
 E : coefficient d'élasticité du matériau constituant les trumeaux.

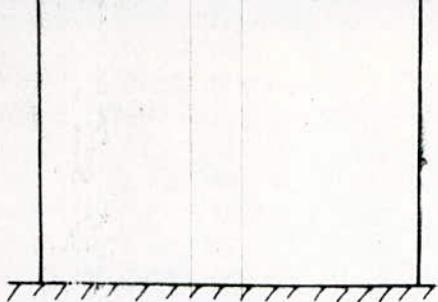
$$W_2 = \frac{E (I_1 + I_2) m a^3 h}{E' I}$$

Inertie équivalente (I2) :

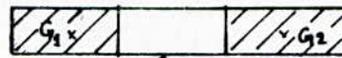
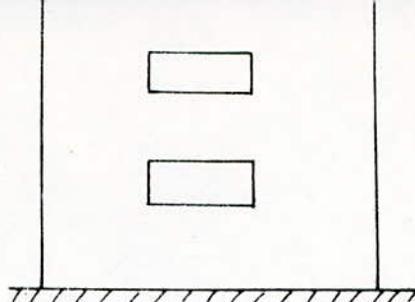
L'introduction de l'inertie équivalente ; permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

Définition :

On appelle "inertie équivalente" I_e , du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au même effort horizontal, présenterait une flèche au sommet égale à celle du refend avec ouvertures.



refend fictif



$2a$
 $2c$

refend réel

$$I_e = \frac{I a_n}{60} \frac{I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1$$

Ψ_0 : coefficient donné par l'abaque B23b dans l'ouvrage de

M.Diver pour ($Z = 0$) où :

$$a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} + \frac{1}{30n^2} + \frac{1}{30n^3}$$

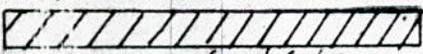
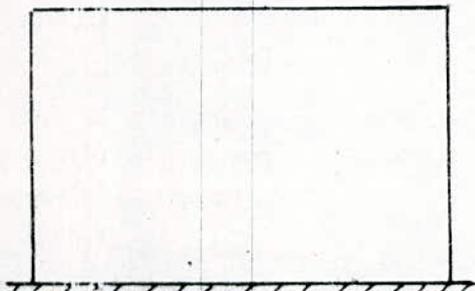
n : nombre de niveaux

Les valeurs de a_n sont données dans le tableau suivant :

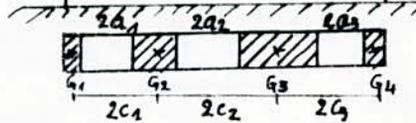
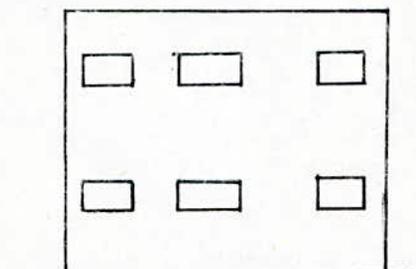
\bar{n}	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
a_n	1,7	1,39	1,27	1,2	1,16	1,14	1,12	1,10	1,09	1,08	1,02

quand $n \rightarrow \infty$, $a_n = 1$ ($n > 11$)

- Refends à plusieurs files d'ouvertures :



refend fictif



refend réel

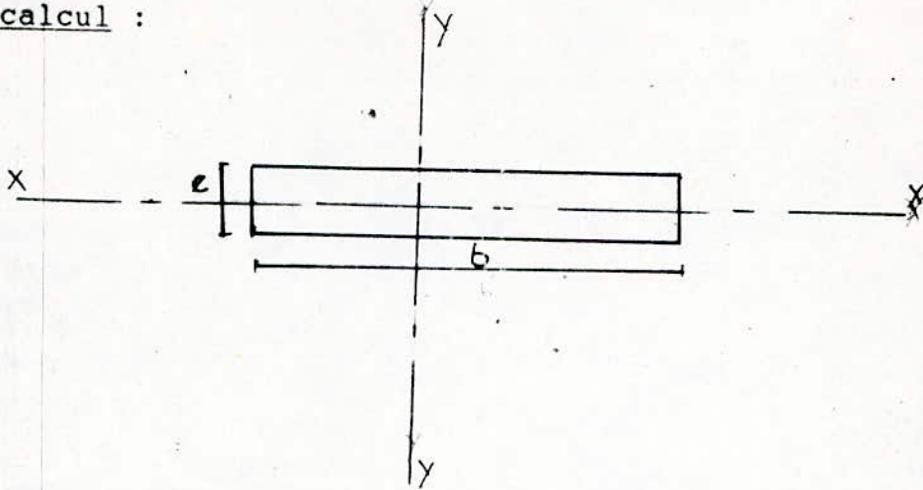
$\alpha = \omega h$

$$\omega^2 = \frac{6}{(I_1 + I_2 + \dots)h} \left[\frac{i_1 c_1^2}{a^3_1} + \frac{i_2 c_2^2}{a^3_2} + \dots \right]$$

$$I_e = \frac{a_n I}{60} \frac{I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1$$

Remarque : Pour l'évaluation de l'inertie équivalente, on supposera que les refends sont encastrés à leurs bases.

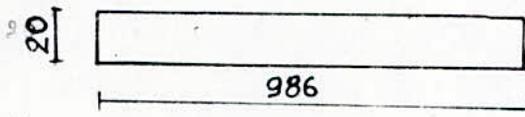
Exemple de calcul :



$$I_{xx} = \frac{eb^3}{12}$$

$$I_{yy} = \frac{be^3}{12} \quad (\text{l'inertie } I_{yy} \text{ est négligée car } e \ll b)$$

1) voile plein : voiles 1 et 8 (étage courant et rez de chaussée).

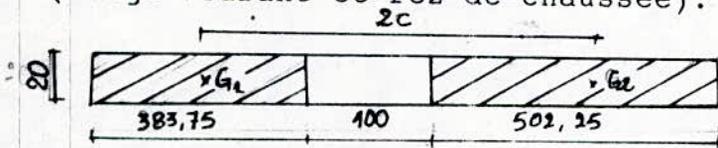


$$I_e = I = \frac{eb^3}{12}$$

$$I = I_e = 15,976 \text{ m}^4$$

2) voile à une file d'ouvertures :

voile 2 et 7 (étage courant et rez-de-chaussée).



$$I_1 = \frac{0,20 \times (3,8375)^3}{12} = 0,942 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{0,20 \times (5,0225)^3}{12} = 2,110 \text{ m}^4$$

$$I_e = 0,768 \text{ m}^4$$

$$\Omega_2 = 1,005 \text{ m}^2$$

$$m = \frac{2C}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = 2,364 \text{ m}^3$$

$$I = I_1 + I_2 + 2 mc = 15,8889 \text{ m}^4$$

$$Z = 18,35 \text{ m}$$

$$\omega^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \times \frac{I}{m} \times \frac{C}{a^3 h}$$

$$i = \frac{1}{12} \times 0,20 \times (0,575)^3 = 3,17 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$2a = 1 \text{ m}$$

$$a = 0,5 \text{ m}$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$Z = 18,35 \text{ m}$$

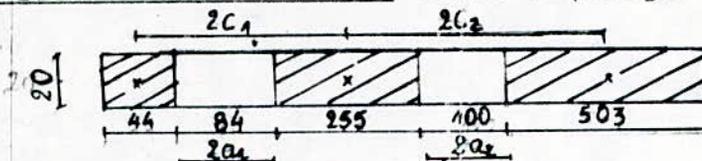
$$W = 0,390 \text{ -----} \rightarrow \alpha = \omega Z = 7,16 \quad (1 < \alpha < 10)$$

$$\alpha = 7,16 \text{ -----} \rightarrow \Psi_0 = 0,535$$

$$\xi = 0 \text{ -----} \rightarrow a_n = 1,16$$

$$I_e = 14,871 \text{ m}^4$$

Voiles à deux files d'ouvertures : voile 3 (étage courant)



$$I_1 = \frac{1}{12} (0,20) \times (0,44)^3 = 0,0014 \text{ m}^4$$

$$I_2 = \frac{1}{12} (0,20) \times (2,55)^3 = 0,276 \text{ m}^4$$

$$I_3 = \frac{1}{12} (0,20) \times (5,03)^3 = 2,121 \text{ m}^4$$

$$9,86 \cdot \frac{0,86}{2} - 0,84 \cdot \left(0,44 + \frac{0,84}{2}\right) - 1 \cdot (4,33)$$

$$X_G = \frac{\sum Mi \times i}{\sum Mi} = \frac{9,86 - 0,84 - 1,00}{2}$$

$$X_G = 5,414 \text{ m}$$

$$d_1 = |X_G - X_1| = |5,414 - 0,22| = 5,194 \text{ m}$$

$$d_2 = |X_G - X_2| = |5,414 - 2,555| = 2,859 \text{ m}$$

$$d_3 = |X_G - X_3| = |5,414 - 7,345| = 1,931 \text{ m}$$

$$I = \sum I_i + e \sum L_i d_i^2 \quad \text{avec } d_i = X_G - X_i$$

$$I = 12,692 \text{ m}^4$$

$$\omega_2 = \frac{6}{(I_1 + I_e + I_3)h} \frac{i_1 C_1}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2}{a_2^3}$$

$$i_1 = i_2 = 3,17 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a_1 = 0,42 \text{ m} \quad C_1 = 1,168 \text{ m}$$

$$a_2 = 0,5 \text{ m} \quad C_2 = 2,395 \text{ m}$$

$$\omega = 0,412 \text{ -----} \rightarrow \alpha = \omega Z = 7,560$$

$$\alpha = 7,560 \text{ -----} \rightarrow \Psi_0 = 0,560$$

$$\varepsilon = 0 \quad a_n = 1,16$$

$$I_e = 10,469 \text{ m}^4$$

Tableaux recapitulatifs :

Notations :

EC : étage courant.

RDC : rez de chaussée.

- Refends pleins :

Voiles	1 - 8 (RDC et EC)
b (m)	9,86
e (m)	0,20
I = I _e (m ⁴)	15,976

- Refends à une file d'ouvertures:

Voiles	I_1 (m^4)	I_2 (m^4)	m (m^3)	I (m^4)	ω	α	Ψ_0	I_e (m^4)
2 - 7 (RDC, EC)	0,942	2,110	2,364	15,839	0,39	7,160	0,535	14,871
5 (RDC, EC)	0,715	1,116	1,836	10,786	0,413	7,579	0,550	10,032
4 (RDC, EC)	0,715	2,509	2,300	15,759	0,362	6,643	0,528	14,581

- Refends à deux files d'ouvertures :

Voiles	I_1 (m^4)	I_2 (m^4)	m (m^3)	I (m^4)
3 (EC)	$d_1 = 5,194$ $d_2 = 2,859$ $d_3 = 1,931$	$I_1 = 0,0014$ $I_2 = 0,276$ $I_3 = 2,121$	$\Omega_1 = 0,088$ $\Omega_2 = 0,510$ $\Omega_3 = 1,006$	12,692
4 (EC)	$d_1 = 2,779$ $d_2 = 0,626$ $d_3 = 4,286$	$I_1 = 0,715$ $I_2 = 0,031$ $I_3 = 0,152$	$\Omega_1 = 0,7$ $\Omega_2 = 0,246$ $\Omega_3 = 0,418$	14,079
a (RDC)	$d_1 = 2,859$ $d_2 = 0,069$ $d_3 = 2,466$	$I_1 = 0,006$ $I_2 = 0,047$ $I_3 = 0,011$	$\Omega_1 = 0,119$ $\Omega_2 = 0,233$ $\Omega_3 = 0,144$	1,909
a (EC)	$d_1 = 2,226$ $d_2 = 0,394$ $d_3 = 3,014$	$I_1 = 0,011$ $I_2 = 0,064$ $I_3 = 0,011$	$\Omega_1 = 0,144$ $\Omega_2 = 0,258$ $\Omega_3 = 0,144$	2,148
A ₂ (EC et RDC)	$d_1 = 3,261$ $d_2 = 0,231$ $d_3 = 2,184$	$I_1 = 0,002$ $I_2 = 0,028$ $I_3 = 0,011$	$\Omega_1 = 0,083$ $\Omega_2 = 0,197$ $\Omega_3 = 0,144$	1,616

ω	α	Ψ_0	I_e (m^4)
0,412	7,560	0,546	11,540
0,504	9,248	0,560	10,469
1,045	19,176	0,67	1,709
1,043	19,139	0,65	2,007
1,147	24,277	0,65	1,425

Refends à trois files d'ouvertures :

voile	d_i (m4)	I_i (m4)	Ω_i (m ²)	I (m4)	ω	α	Ψ_0	I_e (m4)
B (RDC)	d1=4,541 d2=2,206 d3=0,554 d4=4,269	I1= 0,0014 I2=0,2763 I3=0,0152 I4=0,0762	$\Omega_1=0,088$ $\Omega_2=0,51$ $\Omega_3=0,194$ $\Omega_4=0,332$	11,830	0,714	13,102	0,570	10,367
A1 (EC et RDC)	d1=3,578 d2=0,958 d3=1,837 d4=3,524	I1=0,011 I2=0,064 I3=0,028 I4=0,0002	$\Omega_1=0,144$ $\Omega_2=0,258$ $\Omega_3=0,197$ $\Omega_4=0,083$	3,883	1,042	19,121	0,600	3,384
EC et RDC)	d1=4,766 d2=2,431 d3=0,314 d4=3,829	I1=0,0014 I2=0,2764 I3=0,0138 I4=0,1522	$\Omega_1=0,088$ $\Omega_2=0,51$ $\Omega_3=0,188$ $\Omega_4=0,418$	11,604	0,885	16,240	0,590	10,205

Refends à six files d'ouvertures :

voile	d_i (m4)	I_i (m4)	Ω_i (m ²)	I (m4)	ω	α	Ψ_0	I_e (m4)
EC et RDC)	d1=10,120 d2=7,705 d3=4,295 d4=0 d5=4,295 d6=7,705 d7=10,12	0,0111 0,0281 0,0281 1,3144 0,0281 0,0281 0,0111	$\Omega_1=0,144$ $\Omega_2=0,197$ $\Omega_3=0,179$ $\Omega_4=0,708$ $\Omega_5= 0,197$ $\Omega_6=0,197$ $\Omega_7=0,144$	61,525	0,646	11,854	0,57	36,798

defends à 7 files d'ouvertures :

roile	d_i (m4)	I_i (m4)	Ω_i (m ²)	I (m4)	ω	α	Ψ_0	I_e (m4)
EC t DC	d1=9,715	0,0924	$\Omega_1=0,354$	110,944	1,036	19,011	0,60	54,074
	d2=7,500	0,0079	$\Omega_2=0,156$					
	d3=5,190	0,1680	$\Omega_3=0,432$					
	d4=1,895	0,0956	$\Omega_4=0,358$					
	d5=1,895	0,0956	$\Omega_5=0,358$					
	d6=5,190	0,1680	$\Omega_6=0,432$					
	d7=7,500	0,0079	$\Omega_7=0,156$					
	d8=9,715	0,0924	$\Omega_8=0,354$					

Etude de la torsion :

Les sollicitations horizontales peuvent engendrer deux effets :

a- L'effort appliqué à un niveau donné, passe par le centre de torsion, il y'aura alors une translation suivant la direction de l'effort appliqué.

b- L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion. Il y'aura alors en plus de la translation, une rotation, et dans ce cas il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontal relativement au centre de torsion.

Selon le RPA l'excentricité est définie par :

$$e = \text{MAX}(e_c; 5\%L)$$

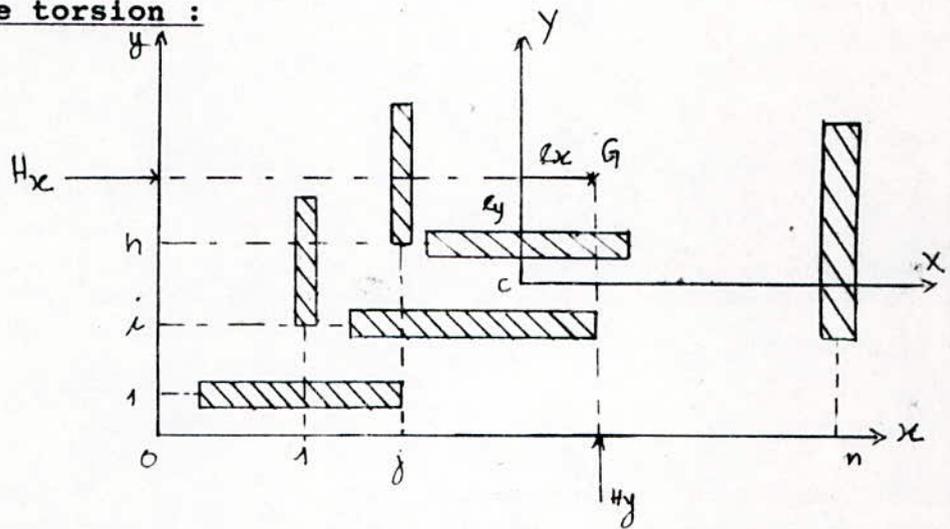
e_c : L'excentricité calculée

L : La plus grande dimension en plan de notre ouvrage.

Coordonnées du centre de torsion :

$$x_c = \frac{\sum x_j I_{y_j}^e}{\sum I_{y_j}^e}$$

$$y_c = \frac{\sum y_i I_{x_i}^e}{\sum I_{x_i}^e}$$



a- Etage courant :

Voiles		1	2	3	4	5	6	7	8
$I_y (m^4)$		15,976	14,871	11,540	10,469	10,000	10,209	14,871	15,976
$x (m)$		0	3	6	9	12	15	18	21
$I_{yx} (m^5)$		0	44,613	69,24	94,221	120,384	153,075	267,678	335,456

$$x_c = 10,436 \text{ m}$$

Voiles		C	B	a	A1	A2
$I_y (m^4)$		36,798	54,074	2,007	3,384	1,425
$x (m)$		0	4,88	8,56	9,76	9,76
$I_{yx} (m^5)$		0	263,881	17,180	33,028	13,908

$$y_c = 3,258 \text{ m}$$

Suite du tableau pour le voile A1 :

VOILE	NIVEAU	ϵ	N4	M1	M2	M3	M4
A1	6	1	0	0	0	0	0
	5	0,883	-0,326	-0,067	-2,298	-0,051	-0,012
	4	0,667	-0,923	-0,807	-27,916	-0,611	-0,147
	3	0,500	-1,737	-0,369	-12,748	-0,539	-0,067
	2	0,33	-2,692	0	0	0	0
	1	0,167	-3,744	0,017	0,576	0,043	0,003
	RDC	0	-4,829	0,033	0,192	0,084	0,006

équilibré : $M1+M2+M3+M4 + 2N1 (c1+c2+C3) + 2N2 (c2+C3) + 2N3C3 = 119,748 \text{ t.m}$
 $M_{ext} = 113,997 \text{ t.m}$ $\Delta = 5,047\%$

V O I L E	NIV EAU	ϵ	$\pi 1 (t)$	$\pi 2 (t)$	$\pi 3 t)$	N1 (t)	N2 (t)	N3 (t.m)
6	6	1	0	0	0	0	0	0
	5	0,883	4,488	3,127	0,500	4,488	-1,361	-2,627
	4	0,667	8,227	5,732	0,917	12,715	-3,856	-7,442
	3	0,500	11,219	7,817	1,251	23,934	-7,258	-14,008
	2	0,33	13,164	9,171	1,468	37,098	-11,251	-21,711
	1	0,167	14,510	10,109	1,618	51,608	-15,652	-30,202
	RDC	0	14,959	10,422	1,668	66,567	-20,189	-38,986

SUITE DU TABLEAU POUR VOILE 6

VOILE	NIVEAU	ϵ	N4 (t.m)	M1 (t.m)	M2 (t.m)	M3 (t.m)	M4 (t)
6	6	1	0	0	0	0	0
	5	0,883	-0,500	-0,0053	-1,0464	-0,0524	-0,5762
	4	0,667	-0,917	-0,063	-12,4380	-0,6228	-6,8489
	3	0,500	-1,251	-0,0290	-5,7254	0,2867	-3,1530
	2	0,33	-1,468	0	0	0	0
	1	0,167	-1,618	0,0013	0,2567	0,0130	0,1413
	RDC	0	-1,668	0,0030	0,5920	0,0300	0,326

équilibré : $M1+M2+M3+M4+2N1 (C1+C2+C3) + 2N2 (C2+C3) + 2N3C3 = 309,781 \text{ t.m}$
 $M_{ext} = 295,740 \text{ t.m}$ $\Delta = 4,748\%$

B - Rez de chaussée

Voile		1	2	3	4	5	6	7	8
	Iy (m ⁴)	15,976	14,871	10,367	14,581	10,032	10,205	14,871	15,976
	x (m)	0	3	6	9	12	15	18	21
	Iyx (m ⁵)	0	44,613	62,202	131,229	120,384	153,075	267,678	335,496

$$x_c = 10,429m$$

Voiles		C	B	a	A1	A2
	Iy (m ⁴)	36,798	54,074	2,007	3,384	1,425
	x (m)	0	4,88	8,56	9,76	9,76
	Iyx (m ⁵)	0	263,881	17,180	33,028	13,908

$$Y_c = 3,342 m$$

En résumé on a :

1 - Rez de Chaussée

$$X_c = 10,429 m$$
$$Y_c = 3,342 m$$

2 - Etage Courant

$$X_y = 10,436 m$$
$$X_c = 3,358 m$$

Coordonnées du centre de masse

Pour cela il va falloir trouver le centre de masse de chaque élément (plancher, acrotère, voiles).

La position du centre de masse est donnée par :

$$X_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}$$

$$Y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

Centre de masse des voiles

a - Rez de chaussée

Voiles	C	1	2	3	4	5	6	7
Mi(t)	26,957	20,854	19,580	9,660	13,53	11,732	10,144	12,668
Xi(m)	10,50	0	3	6	9	12	15	18
yi(m)	0	4,88	4,934	4,769	4,965	4,313	6,523	4,934
mixi (t.m)	283,049	0	40,74	57,96	121,77	140,78	152,16	228,02
miyi (t.m)	0	101,76 9	67,004	46,069	63,523	50,60	66,169	62,504

8	A1	a	A2	B
20,854	11,064	7,5	6,830	21,872
21	4,186	12	19,22	10,5
4,880	9,750	8,560	9,760	4,88
437,934	46,313	91,95	131,273	229,919
101,768	107,984	64,2	66,661	106,765

$$X_G = 10,476 \text{ m}$$

$$Y_G = 4,808 \text{ m}$$

b) **Etage courant**

Voiles	1	2	3	4	5	6	7
Mi(t)	20,854	11,652	10,200	10,144	12,668	11,732	10,144
Xi(m)	0	6	9	15	18	12	15
yi(m)	4,38	5,245	4,591	6,523	4,934	4,313	6,523
mixi (t.m)	0	69,912	91,8	152,160	228,024	140,784	152,160
vim)	101,768	61,115	48,823	66,169	62,504	50,60	66,169

8	A1	a	A2	B	C
12,668	20,854	11,064	7,5	6,830	21,872
18	21	4,186	12	19,22	10,5
4,934	4,880	9,760	8,560	9,760	4,88
228,024	437,934	46,313	91,95	131,273	229,919
62,504	101,768	107,984	64,2	66,661	106,765

Centre de masse des escaliers :

- $X_G = 6,954 \text{ m}$

- $Y_G = 1,2 \text{ m}$

Centre de masse des dalles :

1 - (EC et terrasse)

$X_G = 10,899 \text{ m}$

$Y_G = 4,721 \text{ m}$

Centre de masse au niveau étage courant et terrasse :

$X_G = 10,488 \text{ m}$
 $Y_G = 4,595 \text{ m}$

← étage courant

$X_G = 10,578 \text{ m}$
 $Y_G = 4,950 \text{ m}$

← terrasse

Centre des masses au niveau RDC:

$X_G = 10,498 \text{ m}$

$Y_G = 4,572 \text{ m}$

Excentricité theorique :

L'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion à chaque niveau est donnée par :

$e_x = | X_c - X_G |$

$e_y = | Y_c - Y_G |$

X_G, Y_G coordonnées du centre de masse

X_c, Y_c coordonnées du centre de torsion

niveau	$X_c(m)$	$Y_c(m)$	$e_x(m)$	$e_y(m)$
terrasse	10,755	4,773	0,319	1,415
étage cour	10,488	4,595	0,052	1,237
	10,498	4,572	0,069	1,230

Excentricité accidentelle selon le RPA 88:

$e_x = e_y = 0,05 L$

$e_x = e_y = 1,06 \text{ m}$

Donc les excentricités à considérer sont :

a - RDC :

ex = 1,050m

ey = 1,230m

b - EC :

ex = 1,050m

ey = 1,237m

c - terrasse :

ex = 1,050m

ey = 1,415m

Remarque :

Vu la grande similitude des caractéristiques géométriques entre le RDC et l'étage courant.

Nous assimilerons, dans nos calculs ultérieurs le RDC à un étage courant.

CHAPITRE III : ETUDE AU VENT

ETUDE DU VENT

INTRODUCTION : Le vent correspond à un phénomène vibratoire mettant en mouvement la structure qui est caractérisée par sa période propre fondamentale.

L'action d'ensemble du vent, sur une construction peut être décomposée en trois (03) forces :

1 - Force de traînée "T"

Composante de la force du vent dans la direction parallèle à celle du vent, elle produit un effet d'entraînement et de renversement.

2 - Force de dérive "L"

Composante de la force du vent dans la direction perpendiculaire à celle du vent.

3 - Force de portance "U" : Suivant une direction ascendante verticale, elle produit un effet de soulèvement et éventuellement un renversement.

DETERMINATION DES FORCES

1 - Force de Traînée :

La force de traînée est la plus importante c'est elle qui conditionne le dimensionnement de la construction
La force de traînée par unité de longueur est donnée par la formule : $T C_t = B S q_d$

* C_t : Coefficient de traînée

$C_t = 1,3 \sigma_0$ (NV65, cas d'une construction prismatique de section rectangulaire).

σ_0 = Coefficient dépendant des dimensions de l'ouvrage.

* B : coefficient de majoration dynamique dépendant de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré.

$B = B_N = \theta (1 + Z\xi)$ Pour les surcharges normales

$B = B_E = [0,5 + \theta/2] B_N$ Pour les surcharges extrêmes

θ : Coefficient global d'action dynamique dépendant de la hauteur de la construction.

ξ : Coefficient de réponse de la construction dépendant de la période propre

Z : Coefficient de pulsation qui dépend de la hauteur du niveau considéré.

S : Coefficient de réduction. Il tient compte de la plus grande dimension de la surface offerte au vent.

d : Longueur du maître couple.

q : Pression dynamique : Elle dépend de la région d'implantation du bâtiment, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré.

$$q = K_s K_m q_h$$

K_s : Coefficient de site

K_m : coefficient tenant compte de l'effet de masque

q_h : Pression dynamique à un niveau h

$$q_h = 2,5 q_{10} \frac{H + 18}{H + 60}$$

H : Hauteur du niveau considéré

q_{10} : Pression dynamique de base s'exerçant à une hauteur de 10 m au dessus de sol.

- Vent normal à la grande surface: (sens $x - x$)

$$\lambda a = \frac{h}{a} = \frac{18,35}{21,20} = 0,866$$

$$\frac{b}{a} = 0,937$$

$$\sigma_0 = 1 \quad C_t = 1,3$$

$$T_x = 0,08 \frac{h}{(a)^{1/2}} \left(\frac{h}{h+a} \right)^{1/2} = 0,22 \text{ s} \quad \xi = 0,15$$

$$a = 21,20 \text{ m} \quad S = 0,785$$

$$d = \lambda = 21,20$$

- Vent normal à la petite surface : (sens y - y)

$$\lambda_b = \frac{h}{b} = \frac{18,35}{9,86} = 1,861$$

$$\frac{b}{a} = 0,937$$

$$\sigma_0 = 1 \quad C_t = 1,3$$

$$T_y = 0,08 \frac{h}{(b)^{1/2}} \left(\frac{h}{h+b} \right)^{1/2} = 0,38 \text{ s} \quad \xi = 0,27$$

$$b = 9,86 \text{ m} \quad S = 0,838$$

$$d = b = 9,86 \text{ m}$$

Pour les deux directions on a :

$$h = 18,35 \text{ m}$$

$$h < 30 \text{ m} \quad \theta = 0,70$$

h = Hauteur totale du bâtiment

Ks = 1 (région II site normal)

Km = 1 (Construction non protégée)

$$q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$$

by < 1 on prend b = 1

NIV	H(H)	..	B	q(kg/m)	Sens X - X		Sens Y - Y	
					Tn(kg/ml)	Te(kg/ml)	Tn(Kg/ml)	Te(Kg/ml)
T	18	0,348	1	80,77	1747,43	2058,00	867,88	1518,27
5	15	0,353	1	77,00	1665,86	2915,26	827,09	1447,40
4	12	0,358	1	72,92	1577,60	2760,80	783,23	1370,65
3	9	0,360	1	68,48	1481,54	2592,70	735,56	1287,23
2	6	0,360	1	63,64	1376,83	2409,45	683,55	1196,21
1	3	0,360	1	58,33	1261,95	2208,41	626,59	1096,53
RDC	0	0,360	1	52,9	1135,82	1987,68	563,93	986,88

nota: $T_e = 1,75 T_n$

T_n = force de traimeé normale. T_e = force de traimeé extrême.

Force de derive "L"

$$L = S C_L B q_{cr} d \frac{H}{h}$$

La force "L" tient compte de l'action des tourbillons Karman qui engendrent les vibrations latérales.

Les règles Nv 65 admettent qu'à partir d'une vitesse de 25m/s les oscillations latérales sont négligeables, il est donc inutile de faire un calcul à la raisonance.

La vitesse du vent correspondant aux vibrations maximales est appelée vitesse critique

$$V_{cr} = \frac{d}{ST}$$

d : Longueur du maitre couple
S : Nombre de strouhal
T : Période de vibration de la structure.

1) Sens x - x

$$\begin{aligned} T_x &= 0,22 \text{ s} \\ d &= 21,20 \text{ m} & V_{cr} &= 321,21 \text{ M/s} \\ S &= 0,30 \end{aligned}$$

2) Sens y - y

$$\begin{aligned} T_y &= 0,38 \text{ s} \\ d &= 9,86 \text{ m} & V_{cr} &= 86,49 \text{ M/s} \\ S &= 0,30 \end{aligned}$$

Les vitesses critiques dans les deux sens sont nettement supérieures à 25 m/s.

Il est donc inutile de faire le calcul à la raisonance.

Force de portance "U"

U : $C_u S_q S_u$

Cu : Coefficient de portance.

$$C_u = C_i - C_e$$

Ci : Coefficient de surpression intérieure sur le plancher terrasse.

Ce : Coefficient de surpression extérieure sur le plancher terrasse.

q : Pression du vent au sommet du bâtiment.

Su : Aire de la terrasse.

(S à été défini précédement)

- Sens x - x

- La construction est fermée ($\mu < 5$) $C_i = 0,6(1,8-1,380) = 0,3$

$$C_o = 1$$

$$C_e = - 0,5$$

$$C_u = 0,8$$

$$S_u = 197,76 \text{ m}^2$$

$$q = 80,77 \text{ Kg/m}^2$$

$$S = 0,785$$

$$u = 10,03 \text{ t}$$

$$u_c = 17,55 \text{ t}$$

- Sens y - y

$$C_u = 0,8$$

$$S_u = 197,76 \text{ m}^2$$

$$q = 80,77 \text{ Kg/m}^2$$

$$S = 0,838$$

$$u = 10,71 \text{ t}$$

$$u_c = 18,74 \text{ t}$$

$$u_c < G$$

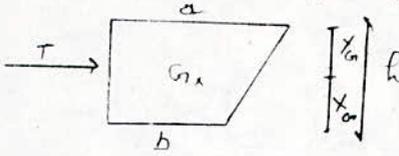
G = Poids total de l'ouvrage.

L'effet de la portance :

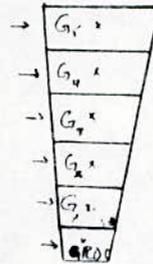
Comme le poids du bâtiment est nettement supérieur à la portance donc il n'y aura pas de risque de soulèvement.

Calcul des efforts au niveau de chaque étage :

L'effort tranchant donné par la surface du trapèze, pour le niveau considéré.

$$T = (a + b) \frac{h}{2}$$


a = force du vent au niveau K
 b = force du vent au niveau K - 1



NIV	T(t)	
	Sens Longitudinal	Sens transversal
T	0	0
5	8,96	4,45
4	17,47	8,68
3	25,50	14,72
2	33,00	18,45
1	39,93	21,89
RDC	49,54	25,02

Ces efforts seront comparés avec ceux engendrés par le seisme (à prendre en considération ou non).

CHAPITRE IV : CALCUL DES DEFORMATIONS

CALCUL DES DEFORMATIONS

Le bâtiment est contreventé par voiles, il est nécessaire de vérifier que les déformations engendrées par les forces sismiques ne dépassent pas celles imposées par le RPA88.

Sans l'effet des forces latérales agissant à chaque niveau, un calcul des déplacements relatifs est fait au niveau de chaque étage, conformément aux prescriptions du RPA88 (articles 3,2,1,7).

Le déplacement relatif est donné par :

$$\Delta = \frac{X_i - X_{i-1}}{2 \cdot B}$$

X_i = Déplacement au niveau (i).

X_{i-1} = Déplacement au niveau (i-1).

B = Facteur de comportement de la

structure.

Il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique. Dans notre cas :

$$B = \frac{1}{3} \text{ (RPA88 art 3, 1,3,3 Tableau 3).}$$

de déplacement admissible est donné par la formule :

$$\Delta = 0,0075 h$$

h = Hauteur d'étage.

les déplacements sont donnés par :

$$[X] = [\delta] [F]$$

$[\delta]$ = Matrice souple

$[F]$ = Vecteur des forces sismiques.

Pour un voile donné, les déplacements au différents niveaux seront :

$$\begin{bmatrix} X1 \\ X2 \\ X3 \\ X4 \\ X5 \\ X6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{11} & \delta_{12} & \delta_{13} & \delta_{14} & \delta_{15} & \delta_{16} \\ & \delta_{22} & \delta_{23} & \delta_{24} & \delta_{25} & \delta_{26} \\ & & \delta_{33} & \delta_{34} & \delta_{35} & \delta_{36} \\ \text{SYM} & & & \delta_{44} & \delta_{45} & \delta_{46} \\ & & & & \delta_{55} & \delta_{56} \\ & & & & & \delta_{66} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} F1 \\ F2 \\ F3 \\ F4 \\ F5 \\ F6 \end{bmatrix}$$

Avec $B = \frac{1}{3}$

Remarque :

La matrice souplesse fait intervenir à chaque fois, l'inertie du voile considéré.

CALCUL DES DEPLACEMENTS

* Sens X - X :

Niveau		6	5	4	3	2	1	0
Voile								
C	$x(10^{-4}m)$	8,012	6,158	4,358	2,722	1,318	0,360	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,781	2,700	2,484	2,075	1,437	0,540	0
B	$x(10^{-4}m)$	8,239	6,333	4,482	2,779	1,355	0,370	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,859	2,777	2,555	2,136	1,478	0,555	0
A	$x(10^{-4}m)$	10,32	7,944	5,613	3,481	1,698	0,855	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	3,581	3,479	3,201	2,675	1,265	1,265	0
A1	$x(10^{-4}m)$	9,433	7,251	5,132	3,182	1,552	0,423	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	3,273	3,179	2,925	2,445	1,694	0,635	0
A2	$x(10^{-4}m)$	8,967	6,893	5,056	3,025	1,475	0,403	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	3,111	2,756	3,047	2,325	1,608	0,605	0

Le déplacement admissible est :

$$\bar{\Delta} = 2,25 \text{ cm.}$$

Après calcul, il s'avère que les déplacements relatifs des différents éléments du système de contreventement sont largement inférieures aux déplacements admissibles, ce qui était prévisible vue la densité élevée de distribution des voiles dans le bâtiment.

* Sens Y - Y :

Niveau		6	5	4	3	2	1	RDC
Valeur								
(1)	$\times(10^{-4}m)$	7,530	5,788	4,096	2,526	1,239	0,338	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,613	2,538	2,355	1,931	1,352	0,507	0
(2)	$\times(10^{-4}m)$	7,530	5,788	4,096	2,526	1,239	0,338	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,613	2,538	2,355	1,931	1,352	0,507	0
(3)	$\times(10^{-4}m)$	7,530	5,788	4,096	2,526	1,239	0,338	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,613	0,538	2,355	1,931	1,352	0,507	0
(4)	$\times(10^{-4}m)$	7,532	5,789	4,102	2,541	1,239	0,338	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,615	2,531	2,342	1,953	1,352	0,507	0
(5)	$\times(10^{-4}m)$	7,731	5,942	4,205	2,608	1,272	0,347	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,684	2,606	2,396	2,004	1,388	0,521	0
(6)	$\times(10^{-4}m)$	8,115	6,238	4,410	2,737	1,335	0,364	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,816	2,742	2,510	2,103	1,457	0,546	0
(7)	$\times(10^{-4}m)$	8,449	6,533	4,624	2,867	1,398	0,382	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	2,949	2,864	2,636	2,217	1,511	0,573	0
(8)	$\times(10^{-4}m)$	8,884	6,829	4,833	2,997	1,461	0,399	0
	$\Delta(10^{-4}m)$	3,083	2,994	2,754	2,304	1,593	0,599	0

CHAPITRE

V

ETUDE DYNAMIQUE.

ETUDE DYNAMIQUE

INTRODUCTION :

Une étude dynamique est nécessaire pour une structure donnée, si celle-ci ne vérifie pas les conditions de l'article 3,2,1.2 du RPA 88 cette méthode se prête mieux à une interprétation réaliste du comportement d'une structure soumise à un effort sismique.

CHARGE DYNAMIQUE :

Une charge dynamique est une charge qui varie avec le temps. De l'application d'une telle charge sur une structure donnée résultent des déformations et des contraintes variant avec le temps.

Le problème de la dynamique diffère de celui de la statique dans deux aspects :

- Le premier relatif à la nature de l'excitation (variant avec le temps pour les problèmes dynamiques) ; le deuxième en même temps le plus important est le rôle que joue l'accélération dans un problème dynamique.

CHOIX DU MODELE MATHEMATIQUE :

Pour avoir la meilleure approximation possible dans les calculs, on doit choisir un modèle qui s'approche le plus du système réel. Le modèle retenu est une console flexible encastrée à sa base, constituée de plusieurs masses concentrées au niveau des planchers, ceux-ci sont supposés rigides.

Ces masses sont solidarisiées à un support d'inertie variable au constant et de masse négligable.

Théoriquement un solide dans l'espace, possède six degrés de liberté ; trois rotations et trois translations. Mais dans notre cas nous admettons que pendant les oscillations la déformée du système réel reste plane et les déformations propres des planchers sont infiniment petites devant celles de l'ensemble du bâtiment et par conséquent, nous aboutissons à un seul degré de liberté par niveau pour chaque direction.

EQUATION DE MOUVEMENT :

En vibration libre non amortie; l'équation de mouvement d'un tel système est donnée par : $M\ddot{u} + K = 0$ (1)

M : matrice masse

K : Matrice rigidité

U : Vecteur déplacement

Remarque :

La supposition d'un mouvement libre non amorti est motivée par le fait que ce type de mouvement donne une bonne approximation du mouvement réel. De plus pour les valeurs usuelles du coefficient d'amortissement, la pseudo-période d'un oscillateur simple amorti diffère très peu de la période du même oscillateur supposé non amorti.

En supposant que le mouvement est harmonique, une solution particulière de l'équation du mouvement a la forme suivante :

$$U = aV \sin (Wt + \phi)$$

aV : représente l'amplitude de déformation maximale du système, V vecteur-constant.

W : pulsation du mouvement

a , ϕ constantes qui dépendent des conditions initiales.

Les accélérations sont données par la forme suivante :

$$\ddot{u} = -W^2 U$$

L'équation de mouvement devient donc

$$(K - MW^2) U = 0$$

Cette équation est vérifiée quelque soit la valeur de t

$$(K - MW^2) aV \sin(Wt + \phi) = 0$$

$$(K - MW^2) V = 0$$

METHODES NUMERIQUES POUR LE CALCUL DES PULSATIONS ET DES FORMES PROPRES DE VIBRATIONS :

Le calcul exact des caractéristiques propres de vibrations d'une structure est extrêmement laborieux par les méthodes traditionnelles ; c'est pour cela que des méthodes approchées ont été élaborées, avec une précision satisfaisante sur les résultats.

L'intérêt pratique pour de telles méthodes a sensiblement augmenté du fait que leurs applications soient facilitées par le développement de l'informatique.

Le choix de la méthode de calcul sera fait en fonction de la technique de calcul dont on dispose, de l'importance et du type de la structure analysée, de la précision désirée et du nombre

de modes propres qui doivent être déterminés

La méthode qui correspond aux objectifs recherchés pour notre cas est la méthode de Stodola

EXPOSE DE LA METHODE DE STODOLA :

La méthode de Stodola a pour base un processus itératif qui permet d'approcher peu à peu la solution

La méthode de Stodola consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itérations successives jusqu'à avoir une approximation satisfaisante du mode. La fréquence (pulsation) de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation de mouvement.

DETERMINATION DU MODE FONDAMENTAL :

La méthode est fondée sur l'équation $(K-MW^2)V=0$ qui peut être écrite aussi sous la forme suivante :

f : matrice souplée : $(f=K-1)$

$$F = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} & f_{13} & \dots & f_{1n} \\ & f_{24} & f_{23} & \dots & f_{2n} \\ & & \text{symétrique} & & \\ & & & f_{in} & \dots & f_{in} \\ & & & & & f_{nn} \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & \dots & \dots & \dots & 0 \\ 0 & & & & & \vdots \\ \vdots & & & & & \vdots \\ \vdots & M_2 & & & & \vdots \\ \vdots & & & & & \vdots \\ 0 & \dots & \dots & \dots & \dots & M_n \end{bmatrix}$$

La relation (1) peut être formulée comme suit :

$$\frac{1}{W^2} V = FMV \quad (2)$$

REMARQUES :

1/ **Matrice masse :**

Dans le cas de masse concentrées, l'accélération d'une seule d'entre elles n'impose de force d'inertie qu'à elle-même, ce qui ne serait pas le cas s'il existait la diagonalisation de notre matrice masse.

2/ **Matrice souplesse :**

D'après les théorèmes de Betti, Maxwell, la force appliquée au niveau j est égale au déplacement produit au niveau (j) par une force unitaire appliqué au niveau (i) : ces déplacements respectifs sont notés ϕ_{ij} et ϕ_{ji} , ce qui explique la symétrie de la matrice souplesse de la structure.

(c'est la matrice dynamique) et on la note D.

$$D = FM$$

$$D'ou : \frac{1}{W^2} V = DV \quad (3)$$

Cette dernière équation n'est satisfaite que par les vecteurs qui représentent un mode de vibration vrai..

On commence par se donner un vecteur initial $V^{(0)}$ qui doit représenter au mieux le premier mode . Son amplitude est choisie arbitrairement.

L'indice inférieur (1) caractérise le premier mode , l'indice supérieur (0) indique qu'il s'agit de l'hypothèse initiale, de l'équation (I'), on aura :

$$On commence par se donner un vecteur initial $V^{(0)}$ qui doit représenter au mieux le premier mode . Son amplitude est choisie arbitrairement.$$

$$\frac{1}{W^2} V^{(1)} = DV^{(0)} \quad (4)$$

En générale, la nouvelle déformée diffèrera de l'hypothèse initiale, sauf s'il s'agit d'un vrai mode, on lui attribue l'indice supérieur (1).

$$On note le produit matriciel $DV^{(0)} = \bar{V}_1 \quad (1)$$$

$$L'équation (4) devient donc : \frac{1}{W^2} V^{(1)} = \bar{V}_1 \quad (1)$$

Si on suppose que l'amplitude calculée est égale à l'amplitude initiale, on peut donc déduire directement la fréquence W en considérant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire (k)

$$V_{k1}^{(1)} = \frac{1}{W^2} V_{k1}^{(0)}$$

$$ou : W^2 = \frac{V_{k1}^{(0)}}{V_{k1}^{(1)}} \quad (5)$$

V_{k1} étant la coordonnée de déplacement d'un point arbitraire k. En règle générale la déformée $V^{(2)}$ diffèrera de $V^{(0)}$.

La vraie fréquence du premier mode sera alors située entre les valeurs maximum et minimum

$$\left(\frac{v^{(0)}_{k1}}{v^{(1)}_{k1 \min}} \right) < \omega^2_1 < \left(\frac{v^{(0)}_{k1}}{v^{(1)}_{k1 \max}} \right)$$

On utilise la répartition massique comme facteur de pondération, si une seule itération est effectuée.

$$\omega^2_1 = \frac{\left[\bar{v}^{(1)}_1 \right]^T m v^{(0)}_1}{\left[\bar{v}^{(1)}_1 \right]^T m v^{(1)}_1}$$

La précision sur le mode peut-être améliorée en utilisant le procédé itératif pour le calcul des déformées. En effet après (s) itérations, on obtient :

$$\omega^2_1 = \frac{v^{(s-1)}_{k1}}{v^{(s)}_{k1}}$$

Procédé itératif :

- On calcule les éléments de la matrice D

$$[D] = [F_{ij}] [m]$$

- On se donne un vecteur initial $v^{(0)}_1$ (vecteur colonne dont les éléments sont tous égaux à 1).

- On calcul $\left[\bar{v}^{(1)}_1 \right] = [D] \left[v^{(0)}_1 \right]$

$$\left[v^{(1)}_1 \right] = \left[\bar{v}^{(1)}_1 \right] / \bar{v}^{(1)}_{1n}$$

- Ou $\bar{v}^{(1)}_{1n}$: le plus grand élément du vecteur $\left[\bar{v}^{(1)}_1 \right]$

$$\left[\bar{v}_1^{(2)} \right] = [D] \left[v_1^{(1)} \right]$$

$$\left| v_1^{(2)} \right| = \left| \bar{v}_1^{(2)} \right| / \bar{v}_{1h}^{(2)}$$

On arrêtera les itérations lorsque $\left[v_1^{(k)} \right] = \left[v_1^{(k-1)} \right]$

DETERMINATION DU 2^{ème} MODE :

Pour la détermination du second mode, on considèrera une déformation qui ne contient aucune composante du 1er mode. La forme du 2^{ème} mode est exprimée en fonction de ses composantes modales sous la forme suivante :

$$v_2^{(0)} = \phi_1 Y_1^{(0)} + \phi_2 Y_2^{(0)} + \dots$$

EN multipliant l'équation précédente par ϕ_1^T on aura :

$$\phi_1^T M v_2^{(0)} = \phi_1^T m \phi_1 Y_1^{(0)} + \phi_1^T m \phi_2 Y_2^{(0)} + \dots$$

ORTHOGONALITE DES MODES PROPRES :

Les matrices K et m étant symétriques, il en résulte les deux (2) propriétés suivantes :

$$\phi_j^T K \phi_i = 0 \quad \text{si } i \neq j$$

$$\phi_i^T m \phi_j = 0 \quad \text{si } i = j$$

$$\text{D'où : } y_1^{(0)} = \frac{\phi_1^T m Y_2^{(0)}}{\phi_1^T m \phi_1}$$

En éliminant cette composante de la déformée initiale, on aura ainsi épuré le vecteur d'essai.

$$V_{2ep}^{(0)} = V_2^{(0)} - \frac{\phi_1^{(0)}}{M_1} Y_1$$

$$V_{2ep}^{(0)} = \left[I - \frac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T M \right] V_2^{(0)}$$

$$V_{2ep}^{(0)} = S_1 V_2^{(0)}$$

Avec $S_1 = I - \frac{1}{M_1} \phi_1 \phi_1^T M$: matrice de balayage

$$M_1 = \phi_1^T M \phi_1$$

La méthode de Stodola peut être formulée comme suit :

$$\frac{1}{W_2^2} V_2^{(1)} = D S_1 V_2^{(0)}$$

En posant $D_2 = D S_1$, on a : $\frac{1}{W_2^2} V_2^{(1)} = D_2 V_2^{(0)}$

Pour la détermination du 2^{ème} mode, on utilisera le même procédé itératif que celui utilisé pour le premier mode toutefois avec la matrice dynamique D_2 .

DETERMINATION DU 3^{ème} MODE :

Le vecteur d'essai est épuré des contributions des deux premiers modes simultanément, par le procédé de balayage.

On aura donc : $\frac{1}{W^2} \underset{3}{V}^{(1)} = \underset{2}{DS} \underset{3}{V}^{(0)}$

$$S = S_1 - \frac{1}{M_2} \underset{2}{\Phi} \underset{2}{\Phi}^T m$$

avec :

$$M_2 = \underset{2}{\Phi}^T M \underset{2}{\Phi}$$

On posera $D_3 = DS_2$

D'où : $\frac{1}{W^2} \underset{3}{V}^{(1)} = \underset{3}{D} \underset{3}{V}^{(0)}$

Pour caractériser un mode de vibration, on introduit deux coefficients:

1/ COEFFICIENT DE PARTICIPATION MODALE

$$\alpha_i = \frac{\left| \sum_{k=1}^n M_k \varnothing_{ki} \right|^2}{\sum_{k=1}^n M_k \left| \sum_{k=1}^n M_k \varnothing_{ki}^2 \right|}$$

M_k : masse de l'étage K , \varnothing_{ki} : amplitude de la déformation au niveau k dans le mode i.

2/ COEFFICIENT DE CONTRIBUTION σ_i

$$\sigma_i = \frac{\sum_{k=1}^n M_k \varnothing_{ki}}{\sum_{k=1}^n M_k \varnothing_{ki}^2}$$

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes soit au moins égale 90%.

$$\sum_i \alpha_i \geq 90\%$$

DETERMINATION DES MATRICES CARACTERISANT LES PROPRIETES DE LA STRUCTURE :

1- Matrice des masses concentrées :

$$M(t) = \begin{bmatrix} 259,484 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 315,982 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 315,982 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 315,982 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 315,982 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 315,982 \end{bmatrix}$$

2- Matrice souple :

L'élanement du bâtiment étant relativement faible, les déformations dues aux efforts tranchants ont une influence sur la réponse dynamique de la structure.

En effet on a : élanement : $\frac{H}{L} < 2$

H : Hauteur totale du bâtiment.
L : Longueur du bâtiment.

Donc on aura deux (2) types de matrices souples.

F_{ij}^M : Matrice souple due au moment fléchissant.

F_{ij}^T : Matrice souple due à l'effort tranchant.

$$F_{ij} = \int_0^H \frac{MM}{EI} dx + \int_0^H \frac{Ky T_i T_j dx}{GS}$$

$$K_y = \frac{6}{5} \quad (\text{Section rectangulaire}).$$

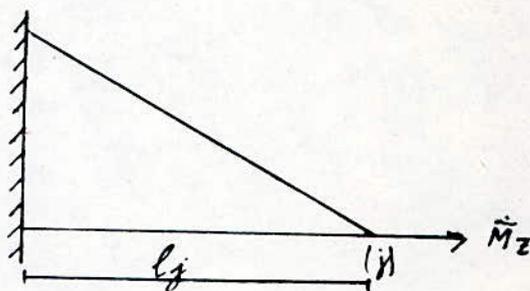
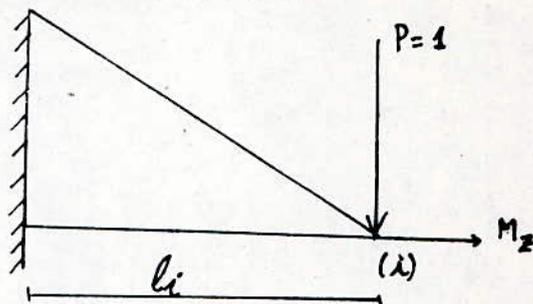
on pose : $S_r = \frac{5}{6} S$

D'où $F_{ij} = \int_0^H \frac{M_i M_j}{EI} dx + \int_0^H \frac{T_i T_j}{GS_r} dx$

Si une force unitaire est appliquée en i , déterminons le déplacement qui en résulte en j : F_{ij}

Deux cas se présentent :

1er cas : ($i \geq j$)



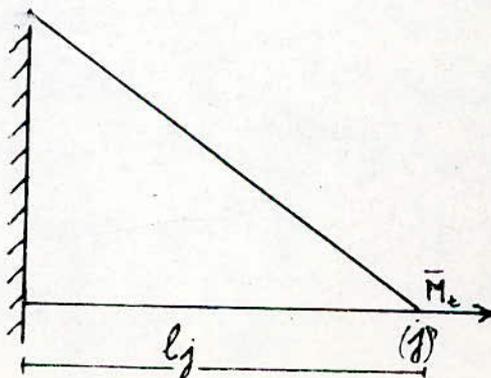
$$S_{ij}^M = \frac{1}{EI} \left[(l_i - l_j) l_j \times \frac{l_j}{2} + \frac{1}{2} \times l_j^2 \times \frac{2}{3} l_j \right]$$

$$S_{ij}^M = \frac{1}{6EI} |3l_i - l_j| l_j^2$$

$$S_{ij}^T = \frac{1}{GS_r} l_j$$

2ème cas : ($i \leq j$)

$$S_{ij}^M = \frac{1}{EI} \times \frac{1}{2} l_i^2 \left[(l_j - l_i) + \frac{2}{3} l_i \right]$$



$$S^M_{ij} = \frac{1}{6EI} \left[3l_j - l_i \right] l_i^2$$

$$S^T_{ij} = \frac{1}{GSr} l_i$$

avec : $l_i = \alpha_i h$ $1 \leq \alpha_i \leq 6$

$l_j = \alpha_j h$ $1 \leq \alpha_j \leq 6$

h : hauteur d'étage .

$$\frac{E}{G} = 2,5.$$

Remarque : les résultats de la méthode de Stodola, sont obtenus grâce à un programme informatique.

RESULTATS :

a - Sens transversal : y-y

$$I_y = 103,940 \text{ m}^4$$

$$E = 11 \times 10^3 \times (\text{Fe28})^{1/3}$$

(MFA)

$$E = 3,2165 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$$

$$S_{yr} = 10,920 \text{ m}^2$$

$$h = 3\text{m.}$$

	56,676	42,638	29,388	17,711	8,396	2,220
F= (m/KN)	42,638	32,799	23,090	14,169	6,822	1,837
	29,388	23,090	16,793	10,627	5,448	1,443
	7,711	14,169	10,627	7,085	3,673	1,050
10 ⁻⁸ x	8,396	6,822	5,248	3,673	2,099	0,656
	2,230	1,837	1,443	1,050	0,656	0,262

VECTEURS PROPRES		
	MODE 1	MODE 2
6	+1	-0,9422603
5	+0,8012753	-0,2002276
4	+0,6417622	+0,5880322
3	+0,4028854	+1
2	+0,2100255	+0,9277051
1	+0,0527017	+0,6274402
Période (S)	T ₁ =0,182	T ₂ =0,048
Coefficients de participation	α ₁ =0,7075	α ₂ =0,2399
	α ₁ + α ₂ = 94,74%	

b / Sens longitudinal : x-x

$$F = m / KN \quad 10^{-8} \times \begin{bmatrix} 60,303 & 45,367 & 31,268 & 18,845 & 8,934 & 2,373 \\ 45,367 & 34,898 & 24,568 & 15,076 & 7,259 & 1,954 \\ 31,268 & 24,568 & 17,868 & 11,307 & 5,584 & 1,536 \\ 18,845 & 15,076 & 11,307 & 7,538 & 3,909 & 1,117 \\ 8,934 & 7,259 & 5,584 & 3,909 & 2,233 & 0,698 \\ 2,373 & 1,954 & 1,536 & 1,117 & 0,698 & 0,279 \end{bmatrix}$$

$I_x = 97,688 m^4$
 $E = 3,3 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$
 $\delta_{xr} = 4,977 m^2$
 $h = 3 m$

NIVEAU	VECTEURS PROPRES	
	MODE 1	MODE 2
6	+1	-0,9643217
5	+0,8203566	-0,2614234
4	+0,6512544	0,5449210
3	+0,4058272	1
2	+0,2207961	0,9347921
1	+0,0554270	0,6619753
PERIODES (S)	T1=0,214	0,067
COEFFICIENTS DE PARTICIPATION	$\alpha_1=0,7122$	$\alpha_2=0,2177$

$\alpha_1 + \alpha_2 = 92,99\%$

CHAPITRE

VI

ETUDE SYSMIQUE

ETUDE SISMIQUE

L'analyse dynamique se prête mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques, que le calcul statique prescrit dans le codes.

Cette méthode permet la détermination des modes propres supérieurs. Pour chaque mode, on évalue les efforts dans la structure puis on effectue une superposition quadratique de ces efforts.

Les forces sismiques de calcul sont déterminées d'après la formule:

$$F_{ik} = A B D_i Q_{ik} m_k$$

F_{ik} : force sismique laterale au niveau K pour le mode i .

A : coefficient d'acceleration de zone

B : Facteur de comportement de la structure

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité

ϕ_{ik} : Coefficient de distribution.

$$\phi_{ik} = Q_{ik} \frac{\sum_{i=k} m_k \phi_{ik}}{\sum_{k=1} m_k \phi_{ik}^2} = \phi_{ik} \sigma_i$$

ϕ_{ik} : amplitude au niveau K dans le mode i
 σ_i : facteur de contribution de chaque mode.
 m_k : poids de l'étage K.

La force sismique résultante à l'étage K est donnée par:

$$F_k = \sqrt{\sum_{i=1}^n F_{ik}^2}$$

CALCUL DE FORCES SISMQUES

A = 0,15 (zone II, groupe d'usage 2)

B = $\frac{1}{3}$ (Structure en voiles parteurs).

Q = 1,2

Les coefficients sont données par le RPA88

$F_{ik} = 0,06 \sigma_i m_k$

1) Sens x-x

* Calcul de coefficients de contribution:

$$\sigma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k \phi_{ki}^2}$$

$$\sigma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k}{\sum_{k=1}^n \phi_{ki}}$$

α_i : coefficient de participation.

	6	5	4	3	2	1	Σ
Mk	259,484	315,982	315,982	315,982	315,982	315,982	1839,394
mk ϕ k1	259,484	259,217	205,785	128,234	69,768	17,514	940,002
mk ϕ k2	-250,226	-82,605	172,185	315,982	295,377	209,172	659,885

$$\bar{\alpha}_1 = 71,22\% \longrightarrow \delta_1 = 1,394$$

$$\bar{\alpha}_2 = 21,77\% \longrightarrow \delta_2 = 0,607$$

sens x-x	δ_i	d_i	F_{ki}
m ϕ de 1	1,394	2	0,170 ϕ ki mk
m ϕ de 2	0,607	1,67	0,061 ϕ kimk

FORCES SISMQUES

NIVEAU	F_k (t)
6	46,878
5	44,354
4	36,526
3	29,000
2	21,571
1	13,102
SOMME	191,33

2 -SENS Y-Y

COEFICIENT CONTRIBUTION

	6	5	4	3	2	1	Σ
Mk	259,484	315,982	315,982	315,982	315,982	315,982	183394
mk ϕ k1	259,484	253,189	202,786	127,305	66,364	16,653	925,781
mk ϕ k2	297,731	-63,68	185,808	315,982	293,138	198,250	632,183

$\bar{\alpha}_1 = 70,75\% \rightarrow \bar{\sigma}_1 = 1,406$

$\bar{\alpha}_2 = 23,99\% \rightarrow \bar{\sigma}_2 = 0,698$

sens y-y	$\bar{\sigma}_i$	d_i	F_{ki}
m ϕ de 1	1,406	2	0,169 ϕ kimk
m ϕ de 2	0,698	1,48	0,061 ϕ kimk

FORCES SISMIQUES

NIVEAU	F_k (t)
6	46,399
5	42,968
4	36,155
3	29,098
2	21,356
1	12611
SOMME	188,587

CALCUL DES FORCES SISMIQUES PAR LA METHODE STATIQUE EQUIVALENTE

Principe de la méthode : Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par système de forces statiques fictives, équivalentes.

Cette méthode consiste à ~~considérer~~ la structure comme soumise à un effort tranchant V à sa base.

$$V = ADBQW$$

Sens x-x:

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{l_x}} \quad \left| \begin{array}{l} H = 18,35m \\ l_x = 21,20m \end{array} \right.$$

$$T = 0,359 \text{ s} \Rightarrow D = 2 \text{ (solmeuble)}$$

$$A = 0,15$$

$$B = 1/3 \quad (\text{Les paramètres } A, B, Q, W \text{ ont été adopté au paravant):}$$

$$Q = 1 + 0,2 = 1,2$$

$$W = 1839,394t$$

$$V = 0,15 \times \frac{1 \times 2}{3} \times 1,2 \times 1839,394 = 220,727t$$

DISTRIBUTION DES FORCES LATERALES

La forces laterale totale V qui agit à la base du batiment doit être distribuée sur toute la hauteur du batiment suivant la formule:

$$F_k = \frac{V m_k h_k}{\sum_{i=1}^n m_i h_i}$$

Niveau	6	5	4	3	2	1
$F_k(t)$	54,577	55,383	44,307	32,230	22,153	11,077

Sens y-y:

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{I_y}} \quad \left| \begin{array}{l} H = 18,35\text{m} \\ L_y = 9,86\text{m} \end{array} \right.$$

$$T = 0,526\text{s}, D = 2 \text{ (sol meuble)}$$

$$V = 220,727\text{t}$$

La force latérale à la base (V) pour le sens y-y est égale à la force qui agit suivant le sens x-x. Donc les efforts au différents niveaux sont égaux à ceux trouvés dans le sens x-x.

REMARQUE : Les intensités des forces calculées par la méthode dynamique sont nettement inférieures à celles calculées antérieurement par la méthode statique équivalente, ce qui était prévisible étant donné les caractéristiques géométriques de notre bâtiment, donc l'étude et le ferrailage des voiles se fera avec les forces déterminées par la méthode statique équivalente.

DISTRIBUTION DES CHARGES HORIZONTALES

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges horizontales peut être composée comme suit:

- Une déformation de translation parallèle à la force horizontale
- Une déformation de rotation autour d'un point fixe qui est le centre de torsion.

HYPOTHESES DE TRAVAIL

- Les refends sont parfaitement encastrés à la base.
- Les planchers sont indéformables horizontalement.
- Le produit EI est constant sur toute la hauteur du bâtiment.
- L'effort repris par chaque refend est proportionnel à son inertie ainsi qu'à la force extérieure. Cet effort est la somme des efforts engendrés par la rotation et la translation.

EFFORTS ENGENDRES PAR LA TRANSLATION

L'effort repris par un voile quelconque est donné par la formule suivante:

$$F'_{xi} = \frac{H_x I_{xi}}{\sum I_{xi}} \quad \text{suisant x-x (voile i)}$$

$$F'_{yj} = \frac{H_y I_{yj}}{\sum I_{yj}} \quad \text{SUIVANT Y-Y (voilej)}.$$

H_x, H_y : Efforts horizontaux suivant la directions x-x et y-y respectivement pour un niveau donné.

I_{xi} : Inertie du voile (i) suivant la direction x-x

I_{yj} : Inertie du voile (j) suivant la direction y-y

$\sum I_{xi}$: Somme des inerties des voiles suivant x-x

$\sum I_{yj}$: Somme des inerties des voiles suivant y-y.

EFFORTS ENGENDRES PAR LA ROTATION:

La réduction de la force extérieure F par rapport au centre de torsion fournit F_x et F_y et un moment $M = F \cdot e$, e étant l'exentricité de la force F par rapport au centre de torsion.

M est un moment d'axe verticale qui produit une rotation de l'ensemble des refends, engendrant l'effort suivant:

$$F''_{xi} = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_{xi} \cdot y_i}{\sum I_{xi} y_i^2 + \sum I_{yj} x_j^2}$$

$$F''_{yj} = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_{yj} \cdot x_j}{\sum_i I_{xi} y_i^2 + \sum_j I_{yj} x_j^2}$$

x_i : coordonnée du centre de gravité du refend(j) par rapport au centre de torsion.

y_j : coordonnée du refend (i)

H_x, H_y : Forces sismiques suivant le sens x-x et y-y respectivement pour un niveau donné.

L'effort global repris par un voile est donc:

$$F_{xi} = F'_{xi} + f''_{xi} \text{ (voile i)}$$

$$F_{yj} = f'_{yj} + f''_{yj} \text{ (voile j)}$$

DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMIQUES HORIZONTAUX A CHAQUE NIVEAU, POUR CHAQUE VOILE:

a-Sens y-y/

$$e_x = 1,060m$$

$$J_{\theta} = \sum I_{xi} Y^2_i + \sum I_{yj} X^2_j = 648,345m^6$$

Supposons au début un effort sismique égale a:

1) Sens x-x : $H_x = 1t$

2) Sens y-y : $H_y = 1t$

selon les prescriptions du RPA88 les efforts négatifs dus à la torsion seront négligés.

Voile	$I_y (m^4)$	X(m)	$F'_y (10-3t)$	$F''_y (10-3t)$	$F_y (10-3t)$
1	15,976	-10,436	143,704	-27,301	153,704
2	14,871	-7,436	143,073	-18,107	143,073
3	11,540	-4,436	111,026	-8,383	111,026
4	10,469	-1,436	100,722	-2,462	100,722
5	10,032	1,564	96,517	2,569	99,086
6	10,205	4,564	98,182	7,627	105,809
7	14,871	7,564	143,073	18,419	161,492
8	15,976	10,564	153,704	27,636	181,34

b - Sens x-x

$$e_y = 1,237m$$

$$J_{\theta} = 6473,345m^6$$

VOILE	F_x	Y	$F'_x (10-3t)$	$F''_x (10-3t)$	$f_x (10-3t)$
C	36,798	-3,358	376,689	-23,613	376,689
B	54,074	1,522	553,538	15,727	569,265
a	2,007	5,202	20,545	1,995	22,540
A1	3,384	6,402	34,641	4,140	40,781
A2	1,425	6,402	14,587	1,743	16,33

Pour $H_x \neq 1t$
 $H_y \neq 1t$

1) Sens x-x:

Niveau	6	5	4	3	2	1
$H_x(t)$	54,577	55,383	44,307	32,230	21,153	11,077

VALEURS DE F_x en tonnes:

NIV VOILE	6	5	4	3	2	1
a	1,230	1,248	0,999	0,726	0,477	0,250
A1	2,226	2,259	1,807	1,314	0,863	0,452
A2	0,891	0,904	0,724	0,526	0,345	0,181
B	31,069	31,528	25,222	18,347	12,042	6,306
C	20,559	20,862	16,690	12,141	7,968	4,173

2) Sens y-y:

Niveau	6	5	4	3	2	1
$H_x(t)$	54,577	55,383	44,307	32,230	21,153	11,077

VALEURS DE F_y en tonnes:

NIV VOILE	6	5	4	3	2	1
1	8,389	8,513	6,810	4,954	3,251	1,703
2	7,808	7,924	6,339	4,611	3,026	1,585
3	6,059	6,149	4,919	3,578	2,349	1,230
4	5,497	5,578	4,470	3,246	2,131	1,116
5	5,408	5,488	4,390	3,194	2,096	1,098
6	5,775	5,860	4,688	3,410	2,238	1,172
7	8,814	8,944	7,155	5,205	3,416	1,789
8	9,897	10,043	8,035	5,845	3,836	2,009

REPARTITION DES EFFORTS T ET M dans les voiles

1) Effort tranchant: (T)

	voile Niv	1	2	3	4	5	6	7	8	A ₂	A ₁	a
	6	9,389	7,808	6,059	5,497	5,408	5,775	8,814	9,897	0,891	2,226	1,230
	5	16,902	15,732	12,208	11,075	10,896	11,635	11,635	19,940	1,795	4,485	2,478
	4	24,712	22,071	17,127	15,545	15,286	16,323	24,913	27,975	2,519	6,292	3,477
	3	26,666	26,682	20,705	18,791	18,480	19,733	30,118	33,820	3,045	7,606	4,203
	2	31,917	29,708	23,054	20,922	20,576	21,971	33,534	37,656	3,390	8,469	4,680
	1	33,52	31,293	24,284	22,038	21,674	23,143	35,323	39,665	3,571	8,921	4,930
	RDC	33,620	31,293	24,284	22,038	21,674	23,143	35,323	39,665	3,571	8,921	4,930

	VOILE NIV.	B	C
	6	31,069	20,559
	5	62,597	41,421
	4	87,819	58,101
	3	106,166	70,242
	2	118,208	78,210
	1	124,514	82,383
	RDC	124,514	82,383

2) Moment flechissant

	Voile Niv	2	1	3	4	5	6	7	8
M (t.m)	6	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	23,424	25,167	18,177	16,491	16,224	17,325	26,442	26,691
	4	70,620	75,873	54,801	49,716	48,912	52,230	79,716	86,511
	3	136,833	147,009	106,182	96,351	94,770	101,199	154,455	170,436
	2	216,879	233,007	168,297	152,724	150,210	160,398	244,809	271,896
	1	306,003	328,758	237,459	215,49	211,938	226,311	349,411	384,864
	RDC	399,882	429,618	310,311	281,604	276,960	295,74	451,380	503,859

	Voile	A ₂	A ₁	a	B	c
	Niv					
M (t.m)						
	6	0	0	0	0	0
	5	2,673	6,678	3,690	93,207	61,677
	4	8,058	20,133	11,124	280,998	185,94
	3	15,615	39,009	21,555	544,455	360,243
	2	24,750	61,827	34,164	862,953	570,969
	1	34,920	87,234	48,204	1217,577	805,599
	RDC	45,633	113,997	62,994	1591,119	1052,748

Voile	Tram	Niv	5	4	3	2	1	RDC
		I_i/I_0						
A1	1	0,105	0,471	0,661	0,799	0,889	0,937	0,937
	2	0,610	2,736	3,838	4,640	5,166	5,442	5,442
	3	0,266	1,193	1,674	2,023	2,253	2,373	2,373
	4	0,019	0,085	1,674	0,145	0,161	0,169	0,169
6	1	0,003	0,035	0,049		0,066	0,069	0,069
	2	0,623	7,249	10,169	0,059	13,688	14,418	147,41
	3	0,031	0,361	0,506	12,294	0,681	0,717	8
	4	0,343	3,991	5,599	0,612	7,536	7,938	0,717
C	1	0,0077	0,319	0,447	0,541	0,,60	0,634	0,634
	2	0,0194	0,804	1,127	1,363	2	1,598	1,598
	3	0,0194	0,804	1,127	1,363	1,517	1,598	1,598
	4	0,0194	37,569	52,69	63,709	1,517	74,72	74,721
	5	0,907	0,804	8	1,363	1,517	1	1,598
	6	0,0194	0,804	1,127	1,363	70,93	1,598	1,598
	7	0,0077	0,319	1,127	0,541	6	1,598	0,634
B	1	0,127	7,950	11,153	13,483	15,012	15,813	15,813
	2	0,011	0,688	0,966	1,168	1,300	1,370	1,370
	3	0,231	14,460	20,286	24,524	27,306	28,763	28,763
	4	0,131	8,200	11,504	13,908	15,485	16,311	16,311
	5	0,131	8,200	11,504	13,908	15,485	16,311	16,311
	6	0,231	14,460	20,286	24,524	27,306	28,763	28,763
	7	0,011	0,688	0,966	1,168	1,300	1,370	1,370
	8	0,127	7,950	11,153	13,483	15,012	15,813	15,813

Repartition des efforts dans les trumeaux

$$T_i = T \frac{I_i}{\sum I_i}$$

T_i = Effort tranchant revenant au trumeau "i"
 I_i = Inertie du trumeau "i"
 T = Effort tranchant revenant au voile.

Voile	Trum	Niv	5	4	3	2	1
		I_i/I_o					
2	1	0,305	4,798	6,732	8,138	9,061	9,544
	2	0,695	10,934	15,339	18,544	20,647	21,749
7	1	0,305	5,416	7,598	9,186	10,228	10,774
	2	0,695	12,342	17,315	20,932	23,306	24,549
5	1	0,380	4,140	5,809	7,022	7,819	8,236
	2	0,620	6,756	9,477	11,458	12,757	13,438
3	1	0,0010	0,012	0,017	0,021	0,023	0,024
	2	0,115	1,404	1,969	2,381	2,651	2,793
	3	0,884	10,792	15,140	18,303	20,380	21,467
4	1	0,796	8,816	12,374	14,998	16,654	17,542
	2	0,035	0,388	0,544	0,698	0,732	0,771
	3	0,169	1,872	2,627	3,176	3,536	3,724
2	1	0,0940	0,233	0,327	0,395	0,440	0,463
	2	0,734	1,819	2,552	3,085	3,435	3,619
	3	0,172	0,426	0,598	0,723	0,805	0,848
A2	1	0,049	0,088	0,123	0,149	0,166	0,175
	2	0,683	1,226	1,720	2,080	2,315	2,439
	3	0,268	0,481	0,675	0,816	0,909	0,957

Voile	Trm	Niv I_i/I_0	5	4	3	2	1	RDC
A ₁	1	0,105	0,471	0,661	0,799	0,889	0,937	0,937
	2	0,610	2,736	3,838	4,640	5,166	5,442	5,442
	3	0,266	1,193	1,674	2,023	2,253	2,373	2,373
	4	0,019	0,085	1,674	0,145	0,161	0,169	0,169
6	1	0,003	0,035	0,049		0,056	0,069	0,069
	2	0,623	7,249	10,169	0,059	13,688	14,418	147,41
	3	0,031	0,361	0,506	12,294	0,681	0,717	8
	4	0,343	3,991	5,599	0,612	7,536	7,938	0,717
C	1	0,0077	0,319	0,447	0,541	0,,60	0,634	0,634
	2	0,0194	0,804	1,127	1,363	2	1,598	1,598
	3	0,0194	0,804	1,127	1,363	1,517	1,598	1,598
	4	0,0194	37,569	52,69	63,709	1,517	74,72	74,721
	5	0,907	0,804	8	1,363	70,93	1	1,598
	6	0,0194	0,804	1,127	1,363	6	1,598	1,598
	7	0,0077	0,319	1,127	0,541	1,517	1,598	0,634
B	1	0,127	7,950	11,153	13,483	15,012	15,813	15,813
	2	0,011	0,688	0,966	1,168	1,300	1,370	1,370
	3	0,231	14,460	20,286	24,524	27,306	28,763	28,763
	4	0,131	8,200	11,504	13,908	15,485	16,311	16,311
	5	0,131	8,200	11,504	13,908	15,485	16,311	16,311
	6	0,231	14,460	20,286	24,524	27,306	28,763	28,763
	7	0,011	0,688	0,966	1,168	1,300	1,370	1,370
	8	0,127	7,950	11,153	13,483	15,012	15,813	15,813

**CHAPITRE VII : ETUDE DES VOILES
SOUS CHARGES HORIZONTALES**

ETUDE DES VOILES

INTRODUCTION

L'étude et le ferrailage des voiles se font sous l'effet de charges horizontales et verticales.

Notre structure comporte plusieurs catégories de refends :

a - REFENDS PLEINS: L'étude de ces derniers consiste à les considérer comme des consoles sollicitées suivant le cas le plus défavorable suivant les combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{|l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array}$$

b - refends avec ouvertures :

Leur étude sera faite suivant la méthode élaborée par MM .ALBIGES ET GOULET.

HYPOTHESES DE LA METHODE DE MM.ALBIGES ET GOULET:

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

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

Ces deux hypothèses permettent d'assimiler un refend avec ouvertures à une structure constituée par deux éléments de refend liés par les linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

a: Etude des linteaux:

- Refend à une file d'ouvertures :

$$\pi = \frac{H_0 m h \varnothing (\alpha, \varepsilon)}{I}$$

H_0 : effort tranchant d'ensemble à la base de refend.

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

h : hauteur d'étage.

I : inertie totale du refend.

Ø : valeur donnée par l'abaque B23.a (ouvrage de Marius Diver)

Elle est fonction de α, ε .

α : degré de monolithisme tenant compte des ouvertures des voiles

$\varepsilon = z/Z$

z : coté du niveau considéré.

Z : hauteur totale du bâtiment.

- Refend à plusieurs files d'ouvertures :

L'effort tranchant dans la première série de linteaux est :

$$\pi_1 = \frac{H_0 h (i_1 c_1)}{2 (a_1)^3 \left(\frac{i_1 (c_1)^2}{a_1^3} + \frac{i_2 (c_2)^2}{a_2^3} + \dots \right)}$$

De même en évalue $\pi_2, \pi_3 \dots$

Le dimensionnement des linteaux se fait en les considérant comme des poutres encastées à leurs extrémités.

Le moment d'encastement est : $M = \pi a$

b : ETUDES DES TRUPEAUX :

Les forces sismiques engendrent des moments dans les éléments de refend, ils ont pour valeur :

1-Refend à une file d'ouvertures :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\varepsilon)^2 (2+\varepsilon)}{3} - \frac{2mc \Psi}{I} \right]$$
$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\varepsilon)^2 (2+\varepsilon)}{3} - \frac{2mc \Psi}{I} \right]$$

Ψ : coefficient donné par l'abaque B.23 b en fonction de α, ε

Forces axiales :

Les forces axiales créées dans les trumeaux sont données par :
 $N = \sum \pi_i$.

ou $\sum \pi_i$: Somme des efforts tranchants du sommet jusqu'à l'étage considéré.

IL est conseillé d'effectuer à la base du refend une vérification de l'équilibre extérieur.

$$M = M_1 + M_2 + 2NC$$

M : moment d'ensemble qui revient au refend considéré.
 M_1, M_2, N : efforts à la base du trumeau.

2- Refend à plusieurs files d'ouvertures :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + \dots +} \text{HoZ} \left[\frac{(1-\varepsilon)^2(2+\varepsilon)}{3} - \Psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1} M_1$$

Les forces axiales créées dans les trumeaux sont données par :

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_1$$

L'équilibre extérieur, à la base du trumeau est vérifié par la relation :

$$M = M_1 + M_2 + 2N_1 (c_1 + c_2 + \dots) + N_2 (c_2 + c_3 + \dots) + \dots$$

VOILE	NIVEAU	ϵ	$\pi(\epsilon)$	M1 (t.m)	M2 (t.m)	N(t)	Equilibre
2	6	1	3,770	0	0	3,770	M1+M2+N=
	5	0,883	4,889	-79,89	-178,650	8,659	384,403
	4	0,667	7,54	0,348	0,7	16,201	t.m
	3	0,500	9,780	4,526	10,120	25,981	Mext =
	2	0,33	10,750	9,573	21,407	36,731	399,882
	1	0,167	9,500	18,76	40,867	46,231	t.m
	RDC	0	0	41,904	91,465	46,231	$\Delta =$ 4,027%

VOILE	NIVEAU	ϵ	$\pi(\epsilon)$	M1 (t.m)	M2 (t.m)	N(t)	Equilibre
7	6	1	4,256	0	0	4,256	M1+M2+N =
	5	0,883	5,519	-90,178	-201,657	9,775	433,91 t.m
	4	0,667	8,513	0,393	0,878	18,288	Mext =
	3	0,500	11,039	5,109	11,423	29,327	451,380
	2	0,333	12,135	10,806	24,164	41,462	t.m
	1	0,167	10,723	20,630	46,130	52,185	
	RDC	0	0	47,301	103,245	52,185	$\Delta = 4,026\%$

VOILE	NIVEAU	ϵ	$\pi(\epsilon)$	M1 (t.m)	M2 (t.m)	N(t)	Equilibre
5	6	1	2,435	0	0	2,435	M1+M2+N =
	5	0,883	3,763	-3,628	-2,224	6,198	276,960
	4	0,667	6,088	-1,925	-1,186	12,286	t.m
	3	0,500	7,748	2,669	4,393	20,034	Mext =
	2	0,33	8,854	4,454	13,785	8,88	399,882
	1	0,167	8,744	12,902	21,040	37,632	t.m
	RDC	0	0	31,588	51,511	37,632	$\Delta = 4,271\%$

VOILE	NIVEAU	ϵ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	N1 (t)	N2 (t)	N3 (t)	M1 (t.m)	M2 (t.m)	M3 (t.m)
3	6	1	2,412	2,931	2,412	0,519	-2,931	0	0	0
	5	0,883	3,126	3,799	5,538	1,192	-6,730	-0,0060	-1,1830	-9,09
	4	0,667	5,091	6,187	10,629	2,288	-12,917	-0,0080	-1,5771	-12,1200
	3	0,500	6,251	7,597	16,880	3,634	-20,514	-0,0438	-8,6350	-66,357
	2	0,33	6,877	8,358	23,757	5,115	-28,872	-0,0087	-1,715	-13,1805
	1	0,167	5,805	7,055	29,562	6,365	-35,927	0,0054	1,0650	8,181
	RDC	0	0	0	29,562	6,365	-35,927	0,0350	6,9000	53,025

équilibre : $M1+M2+M3+2N1 (c1+c2) + 2N2c2 = 301,107 \text{ t.m}$
 $Mext = 310,311 \text{ t.m}$ $\Delta = 3,057\%$

O	NIV EAU	ϵ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
E	6	1	4,168	0,632	4,168	-3,536	-0,632	0	0	0
	5	0,883	5,835	0,884	10,003	-8,487	-1,516	-5,774	-0,214	-1,021
	4	0,667	9,335	1,415	19,338	-16,407	-2,931	-	-0,564	-2,753
	3	0,500	11,66	1,768	31,007	-26,308	-4,699	12,950	-0,302	-1,477
	2	0,33	9	2,097	44,843	-38,047	-6,796	-6,949	0,411	-2,014
	1	0,167	13,83	1,895	57,346	-48,655	-8,691	-9,475	0,288	1,410
	RDC	0	6	0	57,346	-48,655	-8,691	6,633	1,946	9,535
			12,50					44,850		
			3							
			0							
équilibre : $M_1+M_2+M_3+2N_1(c_1+c_2) + 2N_2c_2 = 47,912 \text{ t.m}$ $M_{ext} = 45,633 \text{ t.m}$ $\Delta = 4,994\%$										

VO IL E	NIV EAU	ϵ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	$M_1(t.m)$	$M_2(t.m)$	$M_3(t.m)$
A2	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,883	0,278	0,98	0,278	0,704	-0,982	0,130	-1,820	-0,715
	4	0,657	0,520	2	0,798	2,016	-2,814	-0,151	-2,114	-0,831
	3	0,500	0,696	1,83	1,494	3,774	-5,268	-0,069	-0,966	-0,380
	2	0,33	0,826	2	2,320	5,860	-8,180	0	0	0
	1	0,167	0,891	2,45	3,211	8,110	-11,321	0,0031	0,0434	0,0171
	RDC	0	0,928	4	4,139	10,45	-14,593	0,0063	0,0882	0,0347
				2,91		4				
				2						
				3,14						
				1						
				3,27						
				2						
équilibre : $M_1+M_2+M_3+2N_1(c_1+c_2) + 2N_2c_2 = 47,912 \text{ t.m}$ $M_{ext} = 45,633 \text{ t.m}$ $\Delta = 4,994\%$										

V O I L E	NIV EAU	ϵ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$	M1 (t.M)	M2 (t.m)	M3(t.m)
a	6	1	0	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,883	0,847	0,847	0,847	0	-0,847	0,546	-3,177	0
	4	0,667	1,553	1,553	2,4	0	-2,400	-0,250	-1,455	-0,5460
	3	0,500	2,118	2,118	4,518	0	-4,518	-0,076	-1,4330	-0,2500
	2	0,33	2,485	2,485	7,003	0	-7,003	0	0	-0,0760
	1	0,167	2,739	2,739	9,742	0	-9,742	0,011	0,0640	0
	RDC	0	2,824	2,824	12,566	0	-12,566	0,023	0,1340	0,0110

équilibre : $M_1+M_2+M_3+2N_1(c_1+c_2) + 2N_2c_2 = 66,026t.m$
Mext = 62,994 t.m $\Delta = 4,813\%$

V O I L E	NIVEAU	ϵ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$\pi_3(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
A 1	6	0	0	0	0	0	0	0
	5	1,255	1,326	0,326	1,255	-1	-0,326	-1
	4	2,301	2,431	0,597	3,556	-2,834	-0,923	-2,834
	3	3,138	3,315	0,814	6,694	-5,335	-1,737	-5,335
	2	3,682	3,890	0,955	10,376	-8,270	-2,692	-8,270
	1	4,058	4,287	1,052	14,434	-11,505	-3,744	-11,505
	RDC	4,184	4,420	1,085	18,618	-14,840	-4,829	-14,840

V O I L E	NIV EAU	ε	π1 et	π2 et	π3 et π	π4 (t)	N1 (t)	N2 (t)	N3 (t)
			π7 (t)	π6 (t)	5 (t)				
	6	1	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,883	7,333	10,712	3,939	1,302	7,333	3,379	-6,773
	4	0,667	13,443	19,638	7,221	2,387	20,776	9,574	-19,190
B	3	0,500	18,332	26,779	9,847	3,255	39,108	18,021	-36,122
	2	0,33	21,509	31,420	11,553	3,819	60,617	27,932	-56,009
	1	0,167	23,709	34,634	12,735	4,210	84,326	38,857	-77,908
	RDC	0	24,442	35,705	13,129	4,340	108,768	50,120	-100,484

ε	N4 (t)	N5 (t)	N6 (t)	N7 (t)	N8 (t)	M1 et M8 (t1m)	M2 et M7 (t1m)'	M3 et M6 (t1m)	M4 et M5 (t1m)
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,833	-2,637	2,637	6,773	-3,379	-7,333	-1,138	-0,097	-2,069	-1,177
0,667	-7,471	7,471	19,190	-9,574	-20,776	-143,658	-1,168	-24,833	-14,131
0,500	-14,063	14,063	36,190	-18,021	-39,108	-6,260	-0,535	-11,382	-6,477
0,333	-21,797	21,797	56,009	-27,932	-60,617	0	0	0	0
0,167	-30,322	30,322	77,908	-38,857	-81,326	0,285	0,024	0,518	0,295
0	-39,111	39,111	100,484	-50,120	-108,768	0,569	0,49	1,035	0,589

équilibre : M1+M2+M3+M4+M5+M6+M7+M8+2N1 (C1+C2+C3+C4+C5+C6+C7) +2N2 (C2+C3+C4+C5+C6+C7)

+ 2N4 (C4+C5+C6+C7) +2N5 (C5+C6+C7)+2N6 (C6+C7)+2N7C7 + 1678,392 t.m

Mext = 1591,119 t.m Δ = 5,485%

V O I L E	NIV EAU	ε	π1, π6 (t)	π2, π	π3, π	N1 (t)	N2 (t)	N3 (t.m)	N4 (t)
				5 (t)	4 (t)				
	6	1	0	0	0	0	0	0	0
	5	0,883	4,537	0717	3,768	4,537	-3,820	3,051	0
	4	0,667	8,318	1,315	6,908	12,855	-10,823	8,644	0
	3	0,500	11,342	1,793	9,420	24,197	-20,372	16,271	0
C	2	0,33	13,307	2,105	11,053	37,504	-31,574	25,219	0
	1	0,167	14,669	2,312	12,184	52,173	-43,931	35,091	0
	RDC	0	15,122	2,391	12,561	67,295	-56,662	45,261	0

suite du tableau pour le voile C :

	N5 (t)	N6 (t)	N7 (t)	M1 et M7 (t.m)	M2, M3, M5 et M6 (t.m)	M7 (t.m)
	0	0	0	0	0	0
0,833	-3,051	3,826	-4,537	-0,045	-0,144	-0,045
667	-8,644	10,823	-12,855	-0,545	-1,380	-0,0545
5	-16,271	20,372	-24,197	-0,250	-0,633	-0,250
0,333	-25,219	31,574	-37,504	0	0	0
0,167	-35,091	43,931	-52,173	0,011	0,028	0,011
	-45,261	56,662	-67,295	0,023	0,058	0,023
Equilibre : $M1+M2+M3+M4+M5+M6+M7+2N1 (C1+C2+C3+C4+C5+C6)$ $+2N2 (C2+C3+C4+C4+C5+C6) +2N3 (C3+C4+C5+C6) + 2N4 (C4+C5+C6)$ $+2N5 (C5+C6) +2N6C6 = 880,682 \text{ t.m}$						

CHAPITRE

**VIII : FERRAILLAGE
DES VOILES**

FERRAILLAGE DES VOILES

INTRODUCTION :

Sous l'action des forces verticales et des forces horizontales un voile est sollicité par un effort normal (N) , un moment fléchissant (M) et un effort tranchant (T) .

Les voiles sont calculés en flexion composée et doivent être dimensionnés sur la base des formules données par le R-PA 88 (art, 3.1.11)

$$\begin{array}{|l} G+P \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array}$$

1) - Ferraillage des trumeaux :

Les trumeaux seront calculés en bandes verticales de largeur d
 $d < \min [h/2 ; 2/3 l]$

h : hauteur d'étage

l : longueur de la zone comprimée

Les ferraillage des trumeaux nécessite deux types d'armatures :

- armatures verticales
- armatures horizontales

* armatures verticales :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue d'un voile est de 0,5 %.

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau . la section totale d'armatures verticales sur toute la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5 % de la section horizontale du béton tendu .

* Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur des voiles.

* à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur voile, cet espacement doit être en plus égale à 15 cm.

* L'espacement des barres verticales doit vérifier l'inégalité suivante :

$t < \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$
a : épaisseur du voile
t : espacement

* armatures horizontales :

Selon le RPA 88 (art 4,3,2,1)
la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 F_{c28}$$

où $\tau_b = 1,4T/0,8 hb$

b : épaisseur du voile
h : hauteur totale de la section

$$\begin{array}{ll} \tau_b > 0,025 F_{c28} & A_h > 0,0015bt \\ \tau_b > 0,025 F_{c28} & A_h > 0,0025 bt \end{array}$$

b: largeur du voile
t : espacement des armatures transversales
l'espacement des barres horizontales doit vérifier l'inégalité suivante :

$$t < \min (1,5 a ; 30 \text{ cm})$$

Recommandations communes :

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au m².
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Ferrailage des trumeaux :

Généralement la combinaison la plus défavorable est donnée par :
G+P+E

Etant donné l'importance du moment à la base de chaque voile, on ferrillera sous le plus petit effort normal (donné par la combinaison 0,8 G+E) qui pourrait produire une traction.

Donc le ferrailage sera calculé sous la combinaison (Nmin, Mmax) et la vérification à la compression sera faite sous (Nmax, Mmax).

Pour des raisons d'économie le ferrailage des voiles sera fait en deux secteurs :

Niveau a : RDC, Niv1, Niv2
 Niveau b : Niv3, Niv4 , Niv5

* Calcul de Nmin et Nmax:

$$N_{min} = 0,8 G+E$$

$$N_{max} = G+E$$

VOILE	Niv. Combi (t)	5	4	3	2	1	RDC
1	G+P	26,45	50,38	74,34	98,24	122,19	146,1
	0,8 G	20,37	38,33	74,25	74,25	92,224	110,168
8	G+P	26,45	50,38	74,34	98,24	122,19	146,1
	0,8 G	20,37	38,33	66,31	74,25	92,25	110,168

VOILE	TRUM	NIV Combi (t)	5	4	3	2	1	RDC
2	1	G+P+E	22,46	44,02	67,81	92,58	116,09	130,10
		0,8G-E	1,69	4,31	4,70	4,12	4,79	14,96
	2	G+P+E	26,23	51,604	79,22	107,81	135,14	152,98
		0,8G-E	4,51	9,91	13,07	15,26	18,71	31,65
5	1	G+P+E	18,39	39,54	62,35	86,27.	110,08	139,70
		0,8 G-E	2,95	8,00	11,41	13,70	16,10	27,25
		G+P+E	20,51	44,28	69,71	96,25	122,68	140,37
		0,8 G-E	4,54	11,54	16,88	21,11	25,45	38,54
7	1	G+P+E	23,58	46,10	71,25	97,31	122,04	136,06
		0,8 G-E	0,57	2,23	1,36	-0,61	-1,16	9,01
	2	G+P+E	27,34	53,69	82,57	112,54	141,10	158,93
		0,8 G-E	3,39	7,82	9,73	10,53	12,75	25,70

VOILE	TRUM	NIV Combi (t)	5	4	3	2	1	RDC
3	1	G+P+E	8,18	15,95	24,88	34,44	42,93	45,61
		0,8 G-E	-3,56	-6,71	-11,03	-15,96	-19,83	-17,89
	2	G+P+E	11,87	22,82	36,02	48,36	60,45	71,31
		0,8 G-E	6,80	13,55	20,05	26,42	33,02	40,86
	3	G+P+E	23,76	47,24	72,13	97,79	122,14	139,43
		0,8 G-E	6,00	12,32	17,23	21,38	26,84	39,35
4	1	G+P+E	21,71	45,43	71,49	99,72	126,62	142,04
		0,8 G-E	-1,23	-0,43	-1,98	-5,70	-8,07	2,88
	2	G+P+E	16,45	34,17	53,86	75,792	99,792	106,29
		0,8 G-E	-2,52	-3,55	-6,56	-11,41	-15,13	-7,67
	3	G+P+E	10,39	22,73	35,41	48,42	61,23	72,93
		0,8 G-E	5,14	11,40	17,31	22,90	28,65	36,99
A2	1	G+P+E	2,79	5,39	8,17	11,08	14,06	17,07
		0,8 G-E	1,65	2,68	3,53	4,25	4,90	5,92
	2	G+P+E	5,41	10,64	16,30	22,30	28,46	34,72
		0,8 G-E	2,91	4,50	5,64	6,46	7,11	7,66
	3	G+P+E	3,49	7,41	11,95	16,94	22,17	22,16
		0,8 G-E	0,95	0,66	-0,25	-1,61	-3,21	-4,94
a	1	G+P+E	3,69	7,66	12,20	17,10	22,26	27,29
		0,8 G-E	1,35	1,61	1,30	0,63	-0,30	-1,48
	2	G+P+E	5,33	9,87	14,40	18,94	23,47	27,62
		0,8 G-E	4,12	7,52	10,92	14,31	17,71	20,80
	3	G+P+E	3,69	7,66	12,20	17,01	22,26	27,29
		0,8 G-E	1,35	1,61	1,30	10,63	-0,30	-1,48

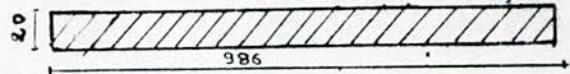
VOILE	TRUM	NIV Combi (t)	5	4	3	2	1	RDC
A1	1	G+P+E	3,88	8,38	13,73	19,61	25,87	32,26
		0,8 G-E	0,76	0,10	-1,40	-3,44	-5,86	-8,40
	2	G+P+E	7,37	13,63	19,94	26,27	32,63	39,00
		0,8 G-E	5,54	9,97	14,36	18,71	23,04	27,37
	3	G+P+E	3,54	7,49	12,13	17,18	22,55	28,00
		0,8 G-E	1,88	3,33	4,74	6,11	7,47	8,81
	4	G+P+E	2,95	5,75	8,77	11,93	15,18	18,47
		0,8 G-E	1,69	2,74	3,56	4,19	4,83	5,39
6	1	G+P+E	6,89	18,09	32,29	48,43	65,92	83,86
		0,8 G-E	-2,69	-8,83	-17,96	-29,04	-41,46	-54,33
	2	G+P+E	11,07	25,61	41,06	57,11	73,56	90,14
		0,8 G-E	5,90	11,85	16,89	21,35	25,40	29,31
	3	G+P+E	9,44	22,71	37,73	53,89	70,83	88,04
		0,8 G-E	2,47	3,58	2,94	1,16	-1,39	-4,22
	4	G+P+E	9,16	20,33	31,41	42,37	53,27	64,07
		0,8 G-E	5,97	13,09	20,29	27,61	35,00	42,48
C	1	G+P+E	7,25	17,86	29,69	47,10	64,06	81,48
		0,8 G-E	-2,45	-9,06	-18,69	-24,36	-43,25	-56,66
	2	G+P+E	8,90	20,18	34,02	49,50	66,14	83,16
		0,8 G-E	0,08	-3,73	-10,08	-18,90	-27,25	-36,79
	3	G+P+E	8,13	18,00	29,91	43,15	57,30	71,76
		0,8 G-E	0,85	-1,55	-5,98	-11,73	-18,41	-25,39
	4	G+P+E	10,01	18,45	26,90	35,35	43,80	52,25
		0,8 G-E	7,70	14,00	20,29	26,59	32,89	39,18
	5	G+P+E	8,13	18,00	29,91	43,15	57,30	71,76
		0,8 G-E	0,85	-1,55	-5,98	-11,73	-18,41	-25,39
	6	G+P+E	8,90	20,18	34,02	49,50	66,14	83,16
		0,8 G-E	0,08	-3,73	-10,08	-18,09	-27,25	-36,79
7	G+P+E	7,25	17,86	29,69	47,10	64,06	81,48	
	0,8 G-E	-2,45	-9,06	-18,69	-24,36	-43,25	-56,66	

VOILE	TRUM	NIV Combi (t)	5	4	3	2	1	RDC
B	1	G+P+E	12,26	30,71	54,04	80,55	109,26	138,71
		0,8 G-E	-3,62	-13,41	-28,09	-45,95	-66,00	-86,80
	2	G+P+E	7,05	16,97	29,15	42,79	57,44	72,43
		0,8 G-E	-0,61	-4,09	-9,81	-17,00	-25,20	-33,74
	3	G+P+E	13,89	26,20	57,68	84,78	113,90	143,70
		0,8 G-E	5,28	4,72	-0,35	-8,38	-18,41	-29,13
	4	G+P+E	8,03	18,34	30,40	43,61	57,61	71,87
		0,8 G-E	1,42	0,59	-2,01	-5,75	-10,27	-15,07
	5	G+P+E	8,03	18,34	30,40	43,61	57,61	71,87
		0,8 G-E	1,42	0,59	-2,01	-5,75	-10,27	-15,07
	6	G+P+E	13,89	26,20	57,68	84,78	113,90	143,70
		0,8 G-E	5,28	4,72	-0,35	-8,38	-18,41	-29,13
	7	G+P+E	7,05	16,97	29,15	42,79	57,44	72,43
		0,8 G-E	-0,61	-4,09	-9,81	-17,00	-25,20	-33,74
	8	G+P+E	12,26	30,71	54,04	80,55	109,26	138,71
		0,8 G-E	-3,62	-13,41	-28,09	-45,95	-66,00	-86,80

EXEMPLE DE CALCUL:

VOILE 1

a - Niveau (a) : (RDC, 1er et 2ème étage)

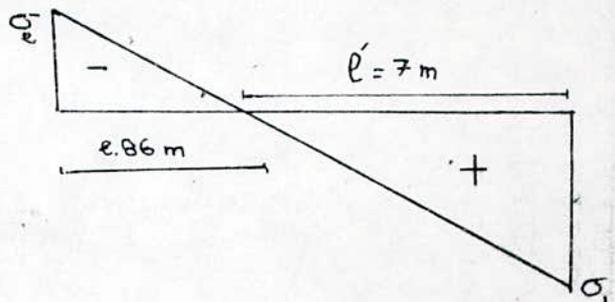


Ferraillage vertical :

Le voile est soumis à une flexion composée, les contraintes sont:

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= N_{min}/\Omega + M/I_v & N_{max} &= 146,1 \text{ t} \\ \sigma_2 &= N_{min}/\Omega + M/I_v & M_{min} &= 429,618 \text{ t.m} \\ & & I &= 15,98 \text{ m}^4 \\ & & \Omega &= 1,97 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

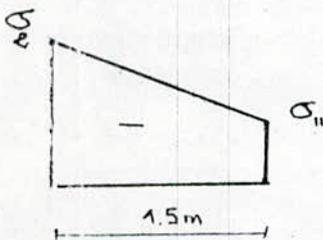
$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 1,89 \text{ MPA} \\ \sigma_2 &= -0,77 \text{ MPA} \end{aligned}$$



La largeur de la bande est telle que :

$$\begin{aligned} d &< \min (h/2 , 2/3 l) \\ d &= 1,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

ETUDE DE LA BANDE :



$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= -0,37 \text{ MPa} \\ \sigma_{12} &= -0,77 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Caractéristiques de la bande :

$$\begin{aligned} \Omega' &= 0,3 \text{ m}^2 \\ I' &= 0,060 \text{ m}^4 \\ V &= V' = 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Résolution de l'équation :

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= N_1/\Omega' + M_1/I' V' \\ \sigma_{12} &= N_1/\Omega' - M_1/I' V' \end{aligned} \quad \left. \begin{array}{l} \text{La résolution de ce système donne :} \\ N_1 = -17,1 \text{ t} \\ M_1 = 1,6 \text{ t.m} \end{array} \right\}$$

Le centre de pression se trouve à l'intérieur des deux nappes d'armatures. La section est entièrement tendue.

La section d'acier : $A_s = N/F_{su} = 4,91 \text{ m}^2$

A_s (/ face et / mètre linéaire) = $4,91/2 \times 1,5 = 1,64 \text{ m}^2$ (c'est une faible valeur)

on adopte le ferrailage minimum

$A_{min} = 0,5 \times 20 \times 100 / 2 \times 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{face et /ml}$

on choisit 5HA12/ml et /face , $t = 20 \text{ cm}$

Remarque : par soucis d'économie, en dehors de la zone tendue (zone comprimée) on prévoit un taux minimal d'armatures verticales , $A_{smin} = 0,1 \%$ pour notre exemple : on opté pour 5HA8/face , $t = 20 \text{ cm}$.

Armatures Horizontales :

La contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_b = 1,4t/bx0,8h = \frac{1,4 \times 33,620 \times 10^{-2}}{0,2 \times 0,8 \times 9,86} = 0,30 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 F_{c28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\Rightarrow A = A_{min} = 0,15 \% = 0,0015 \times 20 \times 100 \times 1/2$$

$$\tau_b < 0,025 F_{c28} \Rightarrow A = 1,5 \text{ cm}^2 \Rightarrow 5HA 8/\text{ml et /face} (A = 2,51 \text{ cm}^2)$$

armatures transversales :

En zone d'about : 2 cadres en $\phi 8$

En zone courante: 4 épingles $\phi 8$ par m^2 de béton

Vérification de la contrainte à la compression :

La contrainte de compression maximale :

$$\sigma_b = N_{max}/A + M/I_v = 1,99 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b$$

Schéma de ferrailage :

$L_p = L/10$ Constitue le potelet

$L_t = (d-L/10)$ Constitue la zone tendue

$L_c = L-2(L_p+L_t)$ Constitue la zone comprimée

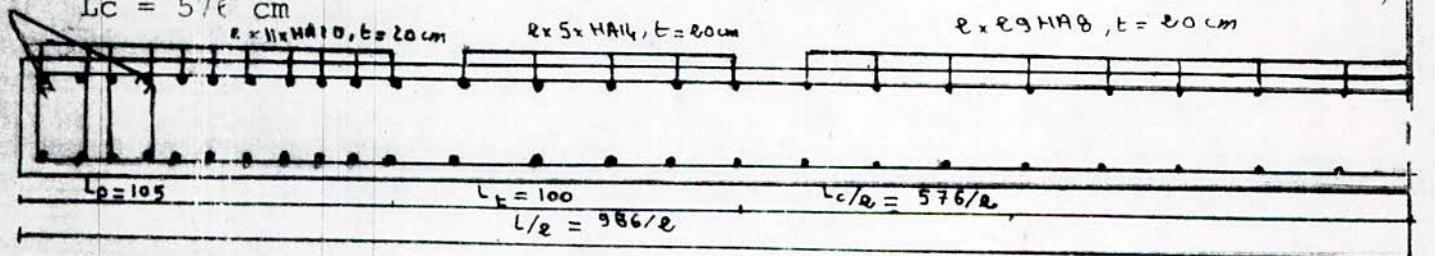
$$\underline{AN} : L_p = 968/10 = 103,6 \text{ cm}$$

$$L_t = (1,50-986/10) = 51,4 \text{ cm}$$

$$L_c = 986-2(51,4 + 103,6) = 676 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques et sécuritaires, nous adopterons les valeurs suivantes :

$L_t = 100 \text{ cm}$
 $L_p = 105 \text{ cm}$
 $L_c = 576 \text{ cm}$



Remarque :

Les trumeaux dont la longueur est inférieure à cinq (05) fois l'épaisseur seront calculés comme des poteaux.

Exemple : Trumeau 1 du voile A2

Il est considéré comme un poteau de section $b \times h = 55 \times 15 \text{ cm}^2$, soumis à une compression simple sous N_{min} .

Détermination des armatures longitudinales :

$$A_s > 1/0,85f_{su} [BN - A_{br} \times F_{bu}/0,9]$$

B: coefficient supérieur à un (01) défini par :

$$B = 1 + 0,2 (\lambda/35)^3, \quad \lambda \leq 50$$

λ : élancement géométrique

$$\lambda = lf/i$$

avec $i = \sqrt{I/B}$

A_{br} : section réduite de béton en retirant 1 cm d'épaisseur de béton sur la périphérie du poteau.

Application numérique :

$$I = (I/B)^{1/2} = b/2(3)^{1/2} = 0,159m$$

$$\lambda = Lf/i = 18,87 < 50$$

$$B = 1 + 0,2 (\lambda/35)^2 = 1,058$$

$$A_{br} = 0,53 \times 0,13 = 0,069 \text{ cm}^2$$

$$F_{bu} = 14,20 \text{ MPA}$$

$$N_{min} = 5,52t$$

$$A_s = -34,83 \text{ cm}^2$$

Ainsi, le béton peut reprendre seul l'effort de compression, cependant on prévoit un taux minimum d'armatures longitudinales qui doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets (art 4.1.2.1 RPA 88)

Le pourcentage minimum d'armatures longitudinales est :

$$A_{smin} \geq 0,8\% A_b \quad (\text{art 4.1.2.1. RPA88})$$

$$A_{smin} \geq 0,8\% \times 10^{-2} \times 15 \times 55 = 6,6 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit } 4HA16 \quad (A=8,04\text{cm}^2)$$

Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation:

$$\phi_t \geq \phi_e/3 = 16/3 = 5,33 \Rightarrow \phi_t = 8 \text{ mm}$$

on opte pour un cadre $\phi 8$

Espacement des armatures transversales (t) :

1 - Dans la zone courante :

$$t_c < 15 \phi = 24 \quad \text{soit } t_c = 20 \text{ cm}$$

2 - Dans la zone de recouvrement :

$$L_r \geq 40 \phi \quad \text{soit } L_r = 70 \text{ cm}$$

L_r : longueur de recouvrement

$$t_r < \min(10\phi; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$$

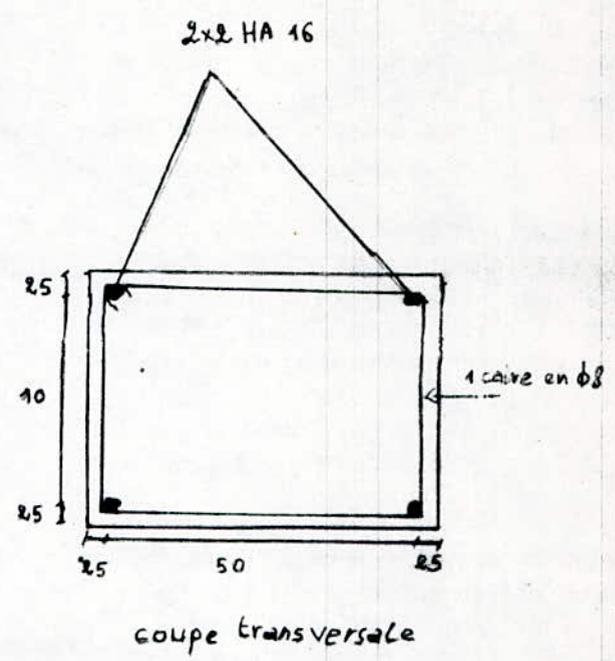
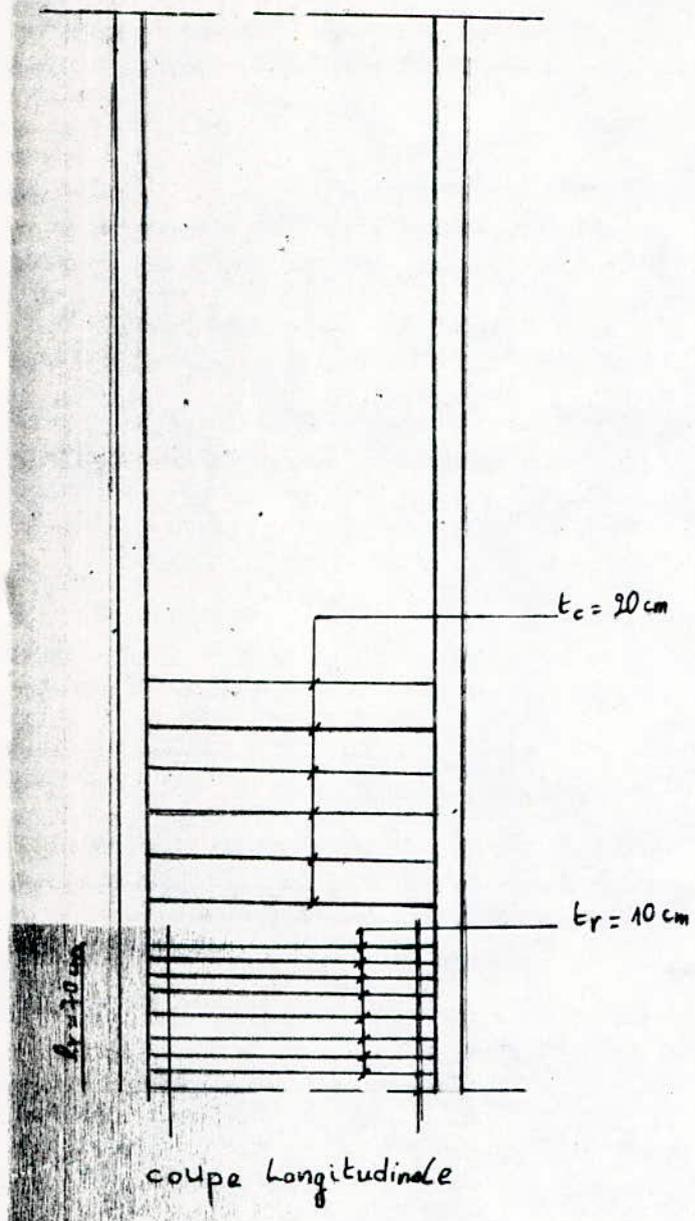
$$\text{soit } t = 10 \text{ cm}$$

Vérification à la compression :

$$\sigma_b = N_{\max}/B + 14 A_s = \frac{17,07 \times 10^{-2}}{0,55 \times 0,15 + 14 \times 8,04 \times 10^{-4}} = 1,82 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_b$$

- Le niveau (b) sera ferrailé comme le niveau (a) puisque on a adopté comme section d'armatures, A_{smin} .

Schéma de Ferrailage



TABLEAUX RECAPITULATIFS

V O I L L E	N i v	N(t) min	N(t) max	M(t.m)	T(t)	Armatures verticales (/face)			Armatures Horizo ntales (/face , /ml)	Armatures transversa les		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
						Lp	Lt	Lc		Zp	Zc	
1	a	110,68	146,10	429,618	33,620	2x(11H A12) t=10cm	2x(5HA 12) t=20cm	29HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	2cadre $\phi 8$	4eping le $\phi 8$ /m ²	1,99
	b	56,31	74,34	147,01	28,666	2 x (11HA 12) t=10cm	2 x (5HA14) t=20cm	29HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
8	a	110,68	146,10	503,859	39,665	2 x (11HA 12) t=10cm	2 x (5HA12) t=20cm	29HA8 t=20	5HA8 t=20cm	"	"	0,83
	b	56,31	74,34	170,436	33,820	2 x (11HA1 2) t=10cm	2 x (5HA12) t=20cm	29HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
2 tri	a	11,06	130,10	41,904	9,544	2 x (5HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	3HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,54
	b	4,70	67,81	4,526	8,138	2 x (5HA12) t=10cm	2 x (5HA12) t=10cm	3HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
2 tre	a	31,65	152,98	91,465	21,749	2 x (6HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	8HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,62

V D I L E	N i v	N(t) min	N(c) max	M(k.h)	T(t)	Armatures verticales (face)			Armatures Horizonta les (face et /ml)	Armatures transversales		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
						Lp	Lt	Lc		Zp	Zc	
5TR1	a	27,75	139,70	31,588	8,236	2x(14HA12) t=10cm	2x(6HA12) t=20cm	2HaE20 cm	5HA8 t=20cm	2cadre a er ϕ 8	46ping leer ϕ e/m ²	2,77
	b	11,41	62,35	2,669	7,022	2 x 4HA12 t=10cm	2 x 6HA13 t=20cm	2 HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
5TR2	a	38,54	140,37	51,511	13,438	2 x(5HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	4HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,62
	b	16,88	69,71	4,353	11,458	2 x (5HA12) t=10cm	2 x (6HA13) t=20cm	4HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
7TR1	a	9,01	136,06	47,301	10,774	2 x (5HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	3HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,73
	b	1,36	71,16	5,109	9,186	2 x (5HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	3HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	
7TR2	a	25,70	158,93	103,25	24,549	2 x (6HA12) t=10cm	2 x (6HA12) t=20cm	8HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,82
	b	9,73	62,57	11,423	20,932	2 x (6HA12) t=10cm	2 x(6HA12) t=20cm	8HA8 t=20cm	6HA8 t=20cm	"	"	
3tr2	a	40,86	71,31	1,946	2,793	2 x (3HA12) t=10cm	2 x (4HA12) t=20cm	4HA8 t=13cm	5HA8 t=20cm	"	"	1,71
	b	20,05	36,02	-0,302	2,381	2 x (3HA12) t=10cm	2 x (4HA12) t=20cm	4HA8 t=13cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,02
3TR3	b	17,23	72,13	-1,477	18,303	2 x (6HA8) t=10cm	2 x (5HA12) t=20cm	10HA8 t=20cm	5HA8 t=20cm	"	"	2,02

VOILE	Niv	N(t)min	N(t)max	M(t.m)	T(t)	Armatures verticales (face)			Armatures Horizontales (face et /ml	Armatures transversales		σ _s (MPa)
						Lp	Lt	Lc		Zp	Zc	
4TR 1	a	2,88	142,04	44,850	17,542	2x (5ha 12) t=10 cm	2x (3ha 12) t=20 cm	7ha8 t=20 cm	5ha8 t=20cm	2cadres en φ8	4eping 1eφ8/m ²	3,13
	b	-1,96	11,49	-6,949	14,958	2x (5ha 812) t=10 cm	2x (3ha 12) t=20 cm	7ha8 t=20 cm	5ha8 t=20cm	"	"	
TR 2	a	-7,67	106,29	1,956	0,771	2x (2ha 12) t=10 cm	3ha1 2 t=20 cm	-	5ha8 t=20cm	"	"	4,71
	b	-6,56	53,86	-0,302	0,658	2x (2ha 12) t=10 cm	3ha1 2 t=20 cm	-	5ha8 t=20cm	"	"	
urlet 3	a	-1,48	27,29	0,023	0,463	-	10ha 10 t=10 cm	-	5ha6 t=20cm	"	"	1,91
	b	1,30	12,20	-0,250	0,395	-	10ha 10 t=10 cm	-	5ha6 t=20cm	"	"	
aTR	a	20,80	27,62	0,134	-	-	12ha 10 t=15 cm	5ha6 t=20 cm	5HA8 t=20cm	"	"	1,08
	B	10,92	14,40	-1,455	3,085	-	-	12ha 12 t=15 cm	t=20cm 5HAG	"	"	
4tr3	a	36,99	72,93	9,535	3,724	$\frac{2}{x}$ (3HA12) t=10cm	-	8HA12 t=20cm	5HAB t=20cm	"	"	
	b	17,31	35,41	-1,477	3,176	$\frac{2}{x}$ (3HA12) t=10cm	-	8HA12 t=20cm	5HAB t=20cm	"	"	2,4

VOILE	Nl v	N(t) min	N(t) max	M(t.s)	T(t)	Armatures verticales (face)			Armatures Horizontales (face et /ml)	Armatures transversales		$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
						Lp	Lt	Lc		Zp	Zc	
A2TR2	a	7,66	34,72	0,089	2,436	-	-	9ha1 t=15cm	5ha6 t=20cm	2cadres en $\phi 8$	4epingle en $\phi 8$	2,45
	b	5,64	16,30	-0,966	2,080	-	-	9ha10 t=15cm	5ha6 t=20cm	"	"	
A2TR3	a	-4,95	22,16	0,035	0,957	-	10ha10 t=10cm	-	5ha5 t=20cm	"	"	1,55
	b	-0,25	11,95	-0,380	0,816	-	10ha10 t=10cm	-	5ha6 t=20cm	"	"	
A1TR1	a	-8,40	32,26	0,033	0,937	-	10ha10 t=10cm	-	5ha6 t=20cm	"	"	2,25
	b	-1,40	13,73	0,369	0,799	-	10ha10 t=10cm	-	5ha6 t=20cm	"	"	
ATR2	a	27,37	39,00	0,192	5,442	-	-	12ha10 t=15cm	5ha6 t=20cm	"	"	1,53
	B	14,36	19,94	- 12,748	4,640	-	-	12HA10 t=15cm	5ha6 t=20cm	"	"	
A1TR3	a	8,81	23,00	0,084	2,373	-	-	9ha10 t=15	5ha6 t=20cm	"	"	1,44
	b	4,74	12,13	-6,939	2,023	-	-	9ha10 t=15	5ha8 t=20cm	"	"	

VOILE	Niv	N(t)min	N(t)max	M(t)ml	T(t)	Armatures verticales (face)			Armatures Horizontales (face et /ml)	Armatures transversales		$\bar{\sigma}_b$ (MPa)
						lp	Lt	Lc		Zp	Zc	
6TR2	a	25,31	90,14	0,592	14,418	2 x (3ha12) t=10cm	2 x (4ha12) t=20cm	44AP t=12cm	5ha8 t=20cm	2cadre s en ϕ	4eping le en $\phi 8$	1,79
	b	16,89	41,06	-5,725	12,294	2 x (3ha12) t=10cm	2 x (4ha12) t=20cm	4ha8 t=12cm a'	5ha8 t=20cm	"	"	
	a	-4,22	88,04	0,03	0,717	-	-	8ha12 t=12cm	5ha8 t=20cm	"	"	4,69
6TR3	b	2,94	37,73	-0,287	0,612	-	-	8ha12 t=12cm	5ha8 t=20cm	"	"	
6TR4	a	42,48	64,07	0,326	7,938	2 x (3ha12) t=10	8ha12 t=20cm	-	5ha8 t=20cm	"	"	1,56
	b	27,29	31,41	-3,153	6,769	2 x (3HA12)	7ha12 t=20cm	-	5ha8 t=20cm	"	"	
CTR1 etTR7	a	-56,66	81,48	0,023	0,634	-	-	10ha12 t=10cm	5ha6 t=20cm	"	"	5,67
	B	-18,69	29,69	-0,250	0,541	-	-	10ha12 t=10cm	5ha6 t=20cm	"	"	
CTR2 etTR6	a	-36,79	83,16	0,058	1,598	29,91	-0,633	1,363	-	-	9ha12 t=15cm	4,23
	b	-10,08	34,02	-0,633	1,363	-	-	9ha6 t=20cm	5ha8 t=20cm	"	"	
CTR3etT R5	a	-25,39	71,76	0,058	1,58	-	-	9ha12 t=15cm	5ha6 t=20cm	"	"	3,66
	b	-8,98	29,91	-0,633	1,363	-	-	9ha12 t=15cm	5ha6 t=20cm	"	"	
ctr4	a	34,18	52,25	2,723	74,721	2 x (6ha10) t=10	2 x (5ha10) t=20cm	8ha8 t=10cm	5ha8 t=10cm	"	"	0,79
	b	20,29	26,90	-29,595	63,709	2 x (6ha10) t=10cm	2 x (6ha10) t=20cm	8ha8 t=20cm	5ha8 t=20cm	"	"	

Voile	Niv	N _{min} (t)	N _{max} (t)	M(t.m)	T(t)	Armatures verticales (/face)		
						L _p	L _t	L _c
B TR1 et TR8	a	-86.80	138.71	0.569	15.813	-	12HA14 t=15cm	-
	b	-28.09	54.04	-0.260	13.483	-	10HA12 t=19cm	-
B TR3 et TR6	a	-29.13	-143.7	1.035	28.763	2 x 3 HA 12 t=10 cm	9HA12 t=20cm	-
	b	-60.35	57.68	-11.382	24.524	2 x 3 HA 1 t=10 cm	9HA12 t=20cm	-
B TR4 et TR5	a	-15.07	71.87	0.589	16.311	2 x 2 HA 12 t=10 cm	7HA12 t=20cm	-
	b	-2.01	30.40	-6.477	13.908	2 x 2 HA 10 t=10 cm	7HA12 t=20cm	-

Suite du tableau pour le voile B :

Voile	Niv	Armatures horizontal (/face/ml)	Armatures transversales		$\bar{\alpha}_b$ (MPa)
			Z _p	Z _c	
B TR1 et TR8	a	5 HA 8 t=20cm	2 cadres en φ8	4 épingles en φ 3/m ²	3.97
	b	5 HA 8 t= 20 cm	//	//	
B TR3 et TR6	a	5 HA 8 t=20cm	//	//	3.39
	b	5 HA 8 t= 20 cm	//	//	
B TR4 et TR5	a	5 HA 8 t=20cm	//	//	2.05
	b	5 HA 8 t= 20 cm	//	//	

Pour les trumeaux qui ont été calculés comme des poteaux, les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Niv	N(t)min	N (t)max	Asv(cm ²)	Ast(cm ²)	lr(cm)	tc(cm)	tr(cm)	σ _b (MPa)
a	5,52	17,07	4HA16	1cadre en Ø8	70.00	20	10	1,81
b	3,53	8,17	4HA16	1cadre en Ø8	70.00	20	10	-

Niv	N(t)min	N (t)max	Asv(cm ²)	Ast(cm ²)	lr(cm)	tc(cm)	tr(cm)	σ _b
a	5,39	18,47	4HA16	1cadre en Ø8	70.00	20	10	1,95
b	3,53	8,77	4HA16	1cadre en Ø8	70.00	20	10	-

Niv	N(t)min	N (t)max	Asv(cm ²)	Ast(cm ²)	lr(cm)	tc(cm)	tr(cm)	σ _b (MPa)
a	-33,74	72,43	8HA12	2cadreen Ø8	60.00	15	10	4,25
b	-9,81	29,15	8HA12	2 cadres en Ø8	60.00	15	10	-

Niv	N(t)min	N (t)max	Asv(cm ²)	Ast(cm ²)	lr(cm)	tc(cm)	tr(cm)	σ _b (MPa)
a	-17,89	45,61	6HA12	1cadre en 8Ø+1 étrier en 8Ø	60.00	15	10	4,73
b	-17,96	32,29	6HA12	1cadre en 8Ø+1 étrier en 8Ø	60.00	15	10	-

Niv	N(t)min	N (t)max	Asv(cm ²)	Ast(cm ²)	lr(cm)	tc(cm)	tr(cm)	σ _b (MPa)
a	-54,33	83,86	8HA12	2 cadres en 8Ø	60.00	15	10	8,26
b	-17,96	32,29	6HA12	1cadre en 8Ø +étrier enØ8	60.00	15	10	-

Notations utilisées :

Asv : Armatures verticales.
Ast : Armatures horizontales.
lr : Longueur de recouvrement.
tr : espacement des armatures en zone courante.
tr : espacement des armatures horizontales en zones de recouvrement.

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

INTRODUCTION:

Le linteau est calculé comme une poutre encastrée à ses extrémités. Il est soumis à l'action d'un moment fléchissant M et un effort tranchant T.

Le calcul sera fait en flexion simple:

Le linteau sera ferrailé sous:

- Son poids propre
- Le poids du plancher qui lui rev. ient
- La surcharge d'exploitation du plancher.
- L'effort du au séisme

PRESCRIPTIONS RELATIVES AU FERRAILLAGE

Selon le RPA88 (art 4,3,2,1), la contrainte admissible de cisaillement dans le béton est limitée comme suit:

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0,2 F_{c28}$$

$$\text{ou: } \tau_d = \frac{T}{Z.d} \quad \text{avec } T = 1,4 T \text{ calcul}$$

- b : épaisseur du linteau
- Z : bras de levier = 0,8 h
- h : hauteur totale de la section.

$$\tau_b < 0,06 F_{c28}$$

On devra prévoir :

- des armatures longitudinales (A_e)
- des armatures transversales (A_t)
- des armatures de peau

Le calcul des sections de ces aciers se fait suivant les prescriptions du RPA88 (art 5,3,2,2).

$$\tau_b > 0,06 F_{C28}$$

Dans ce cas, on devra prévoir des armatures longitudinales, transversales et de peau suivant les minimums réglementaires. Les efforts (M,T) seront repris par des armatures diagonales.

Le ferrailage minimum est donné comme suit:

- Armatures longitudinales: $(A_2, A'_2) > 0,0015bh$

- Armatures transversales:

Si $\tau < 0,025 f_{C28}$ $A_t > 0,0015bs$

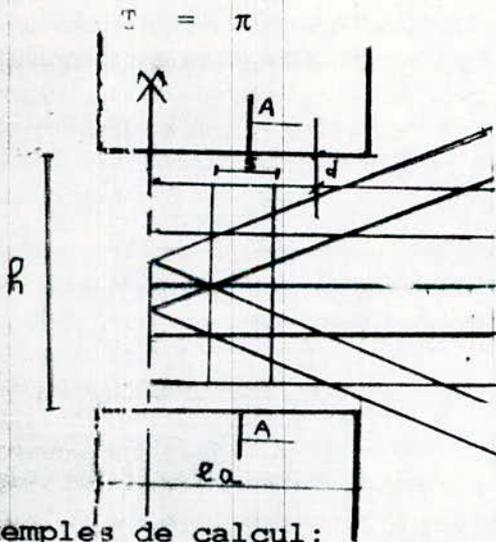
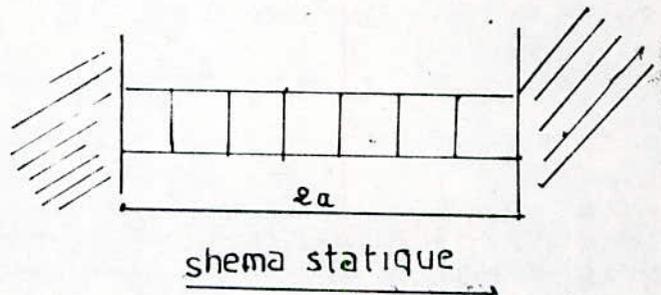
Si $\tau > 0,025 f_{C28}$ $A_t > 0,025 bs$

- Armatures de peau : $A_c > 0,0020 bh$

ARMATURES DIAGONALES:

$$A_d = \frac{T}{(2f_{esinx})}$$

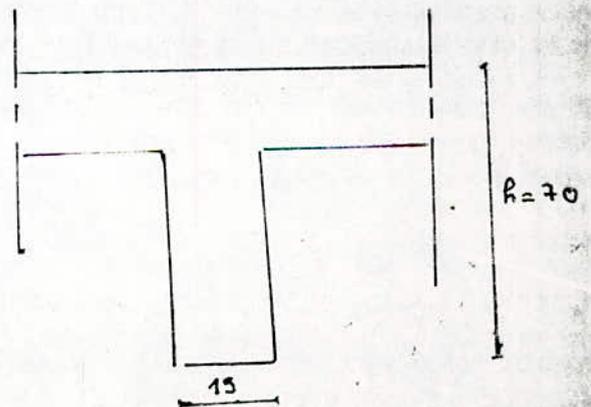
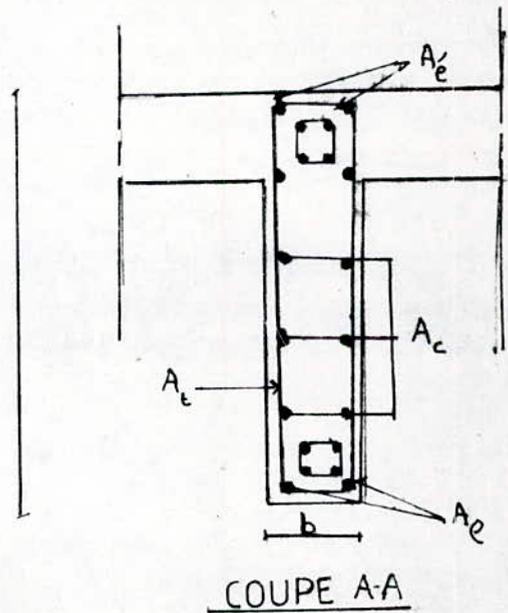
avec : $t_g x = \frac{h - 2d'}{2a}$



1 - linteau 1 - voile c (RDC)

$h = 70 \text{ cm}$

$d' = 2 \text{ cm}$



$$l = 2a = 128 \text{ cm}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$E \rightarrow \begin{cases} T_E = 1,4 \pi = 1,4 \times 15,122 = 21,17 \text{ t.} \\ M_E = 1,4 \pi = 1,4 \times 15,122 \times 0,64 = 13,55 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$G \rightarrow \begin{cases} T_G = g_t a = (0,662 + 0,2 \times 0,7 \times 2,5) \times 0,64 = 0,65 \text{ t} \\ M_G = g_M \frac{(2a)^2}{12} = (0,832 + 0 \times 2 \times 0,7 \times \frac{(,28)^2}{12}) = 0,16 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$Q \rightarrow \begin{cases} T_Q = Q_t a = 0,784 \times 0,64 = 0,50 \text{ t} \\ M_Q = Q_M \times \frac{(2a)^2}{12} = 0,986 \times \frac{(1,28)^2}{12} = 0,135 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$T = T_E + T_G + T_Q = 22,32 \text{ t}$$

$$M = M_E + M_G + M_Q = 13,85 \text{ t.m}$$

CALCUL DU FERRAILLAGE.

La contrainte cisaillement dans le linteau est

$$\tau_b = \frac{T}{0,8bh} = 2,66 \text{ MPA}$$

La contrainte admissible est donnée par:

$$\bar{\tau}_b = 0,2 F_{C28} = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b > 0,06 F_{C28} = 1,5 \text{ MPA} : \text{ il y'a lieu de disposer les}$$

armatures longitudinales, transversales et de peau suivant les minimums réglementaires.

- ARMATURES LONGITUDINALES:

$$(A_e, A'_e) > 0,0015bh = 1,58\text{cm}^2$$

Soit 2HA12 (A = 2,26cm²)

- ARMATURES DE PEAU:

$$A_c > 0,002 \times 15 \times 70 = 2,1\text{cm}^2$$

Soit 6HA8 (A = 3,02cm²)

ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_b > 0,025 F_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPA}$$

Dans ce cas les armatures transversales sont données par:

$$A_t > 0,0025 \times 15 \times 15 = 0,56\text{cm}^2$$

L'espacement des armatures étant limité selon le RPA28, par la valeur S donnée par la formule suivante:

$$S < \frac{h}{4} = \frac{70}{4} = 17,5 \text{ cm}$$

On adopte: S = 15cm

Soit 2 cadres en Ø6 (A_t = 1,13cm²).

ARMATURES DIAGONALES

$$A_c = \frac{T}{2F_e \sin x}$$

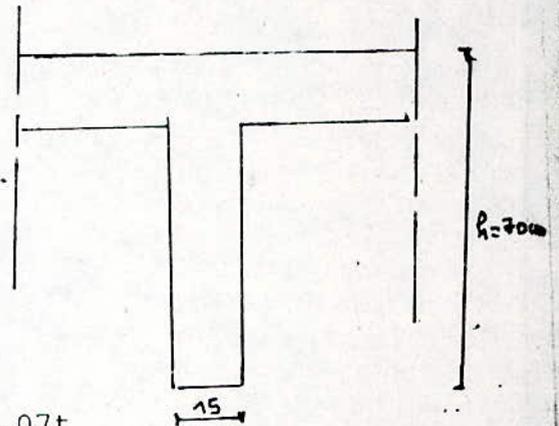
$$t_c \times \frac{h - 2d'}{2} = \frac{0,70 - 2 \times 0,02}{1,28} = 0,52$$

$$A_d = \frac{[16,27 \times 10^{-2}] \times 104}{2 \times 400 \times \sin 27,3^\circ} = 4,43 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA14 (A = 4,54 cm²)

2 - LINTEAU 2-VOILE C (RDC):

$$\begin{aligned} h &= 70 \text{ cm} \\ l &= 2a = 210 \text{ cm} \\ d' &= 2 \text{ cm} \\ b &= 20 \text{ cm} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} E \rightarrow \begin{cases} T_E = 1,4 \pi \cdot 1,4 \times 2,391 = 3,35 \text{ t} \\ M_E = 1,4 \pi a = 1,4 \times 2,391 \times 1,05 = 3,52 \text{ t.m} \end{cases} \\ G \rightarrow \begin{cases} T_G = g_t a = (0,662 + 0,2 \times 0,7 \times 2,5) \times 1,05 = 1,07 \text{ t} \\ M_G = g \frac{(2a)^2}{12} = [0,832 + 0,2 \times 0,7 \times 2,5] \times \frac{(2,10)^2}{12} = 0,43 \text{ t.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q \rightarrow \begin{cases} T_Q = g_t a = 0,784 \times 1,05 = 0,82 \text{ t} \\ M_Q = Q_M \frac{(2a)^2}{12} = 0,986 \times \frac{(2,10)^2}{12} = 0,36 \text{ t.m} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_g &= T_E + T_G + T_Q = 5,23 \text{ t} \\ M &= M_E + M_G + M_Q = 4,31 \text{ t.m} \end{aligned}$$

$$\tau_b = \frac{T}{0,8bh} = 0,64 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_b = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b < 0,06 F_{c28} = 1,5 \text{ MPA}$$

- ARMATURES LONGITUDINALES

$$(A_2, A'2) > \frac{M}{z F_c} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 ($A=2,26\text{cm}^2$)

- ARMATURES DE PEAU

$$A_s > 0,0020bh = 2,1\text{cm}^2$$

Soit 6HA8 ($A = 3,01\text{cm}^2$)

- ARMATURES TRANSVERSALES:

$$\lambda = \frac{l}{h} = \frac{2,10}{0,70} = 3 > 1 \text{ (linteau long).}$$

$$\tau_b > 0,025 F_{c28} = 0,625 \text{ MPA}$$

On adopte 2 cadres en $\emptyset 6$ $A_t = 1,13\text{cm}^2$

$$t < \frac{400 \times 0,66 \times 1,13 \times 10^{-4}}{5,23 \times 10^{-2}}$$

$t < 57\text{cm}$
on opte pour $t = 15\text{cm}$

$\tau_b < 0,06f_{c28}$ donc il n'est pas nécessaire de disposer des armatures diagonales.

3 - LINTEAU 2- VOILE B (RDC)

$$\begin{aligned} h &= 57,5\text{cm} \\ l &= 2a = 84\text{cm} \\ d &= 2\text{cm} \\ b &= 15\text{cm} \end{aligned}$$

Les efforts dus aux charges permanentes et d'exploitation seront négligés, étant donné la faible portée du linteau.

$$E \rightarrow \begin{cases} T_e = 1,4 \pi = 1,4 \times 14,96 = 20,94\text{t} \\ M_e = 1,4 \pi \times 0,42 = 8,80 \text{ t.m} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{T_e}{0,8hb} = 2,28 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 5 \text{ MPA}$$

$$\tau_b > 0,06 F_{c28} = 1,015bh = 1,73 \text{ cm}^2$$

ARMATURES LONGITUDINALES

$$(A_s, A_s') \geq 0,15bh = 1,73 \text{ cm}^2$$

Soit 2HA12 (A=2,26 cm²)

ARMATURES DE PEAU

$$A_c > 0,002 \times 20 \times 57,5 = 2,3 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 (A=3,08 cm²)

ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_b > 0,025 F_{c28} = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ MPA}$$

$$A_t > 0,0025 \times 20 \times 12 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } S \leq \frac{h}{4} = \frac{57,5}{4} = 14,4 \text{ cm}$$

on adopte S = 12 cm

ARMATURES DIAGONALES

$$A_d = \frac{T}{2f_e \sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{H-2d'}{2a} = \frac{0,575-2 \times 0,02}{0,84} = 0,64$$

$$\frac{14,96}{2 \times 400 \sin 38,6^\circ} = 3,47 \text{ cm}^2$$

soit 4HA12 (A=4,52 cm²).

VOILE PERIPHERIQUE

Au niveau du sous-sol, il est prévu un voile périphérique qui constitue le vide sanitaire, formant une cage rigide.

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire la rigidité de l'ensemble d'une manière importante.

LES DIMENSIONS

-Murs supportant les panneaux de pignons:

$$b=0,25 \text{ m}$$

$$h=2,5 \text{ m}$$

-Murs supportant les panneaux de façades:

$$b=0,20 \text{ m}$$

$$h=2,5 \text{ m}$$

FERRAILLAGE

Le voile périphérique sera ferrailé dans les deux sens (horizontal et vertical) d'après la formule suivante : (RPA88 article 4,5,2).

$$A > 0,10bh$$

a- Murs supportant les panneaux de pignons:

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 25 \times 100 = 2,5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}8/\text{ml} \quad (A=2,51 \text{ cm}^2)$$

b- Murs supportant les panneaux de façades:

$$A_{\min} = 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}8/\text{ml} \quad (A=2,51 \text{ cm}^2)$$

**CHAPITRE IX : CALCUL DES
ELEMENTS**

Calcul des dalles

Introduction :

Les dalles sont des éléments de construction en béton armés, horizontaux, destinés essentiellement au cheminement des charges verticales au éléments porteurs. Ces éléments infiniment rigides suivant leur plan, servent, en plus au cheminement des efforts horizontaux (vent, seisme), au éléments de contreventement.

Nature des dalles :

Le plancher adopté est celui des dalles pleines constituant un système de dalles continues, celles-ci reposant sur 4 appuis linéaires.

Les dalles présentent une grande rigidité par rapport à celles des planchers hourdis par exemple.

Méthode de calcul :

La méthode est celle qui consiste à prendre une bande de 1 m de largeur perpendiculaire aux lignes d'appuis, à la manière d'une poutre.

Principe :

Le calcul des dalles s'effectue en deux (2) étapes :

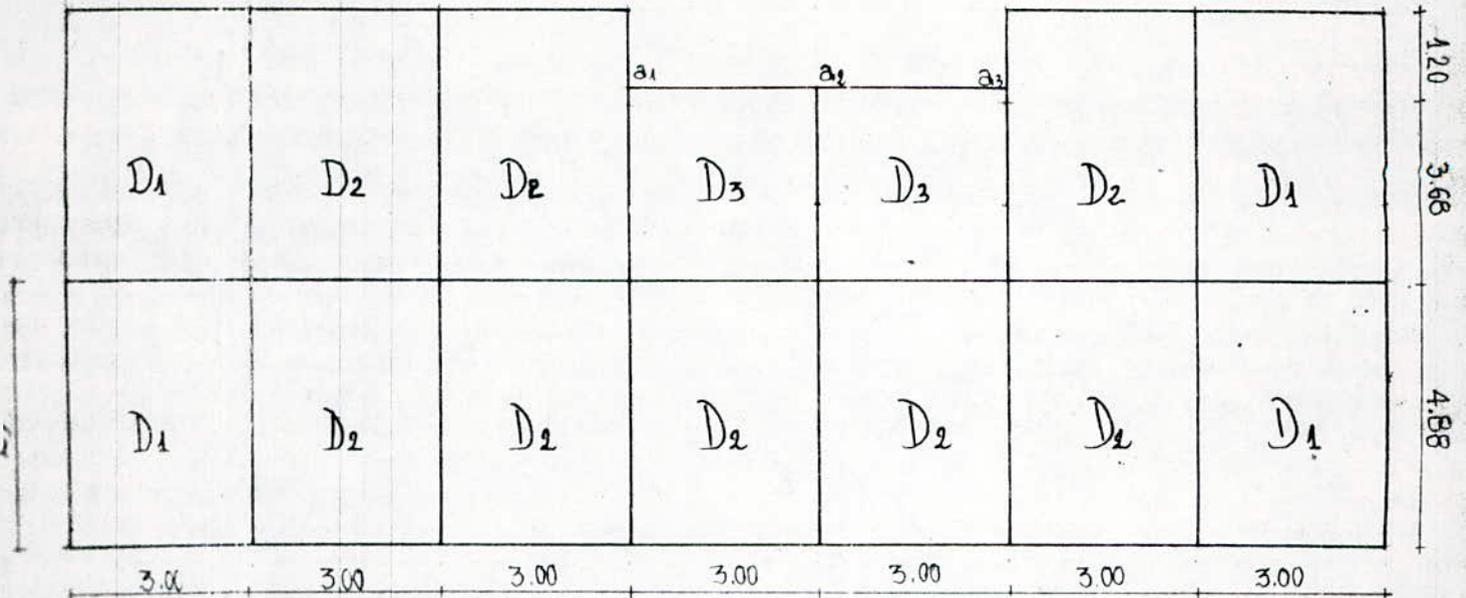
1 - La dalle est supposée simplement appuyée sur son contour; elle est donc sollicitée par des moments isostatiques.

2 - La dalle est replacée dans son contexte de continuité (compte tenu de l'encastrement créé par la liaison plancher-voile).

Hypothèses de base :

- Le matériau de la dalle est homogène, isotrope, parfaitement élastique et suit la loi de HOOKE.
- L'épaisseur de la dalle est faible par rapport à ces autres dimensions.
- Le plan moyen de la dalle est supposé non chargé d'effort normal.
- Le déplacement de la fibre neutre (plan moyen) est faible.
- La fissuration est peu nuisible ($\nu = 0$).

Plancher Courant :



Pour déterminer le ferrailage des dalles, on utilisera la méthode forfaitaire exposée dans les BAEL83, dont les conditions d'application sont remplies.

Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- 1 - La fissuration est non préjudiciable.
- 2 - Absence de charges rapidement variables dans le temps et en position
- 3 - Les éléments solidaires sont de même section, constante dans les différentes travées.
- 4 - Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 .
- 5 - La somme des surcharges (avant pondération) est au plus égale à deux fois la somme des charges permanentes (P₁ + 2G).

Determination des sollicitations isostatiques :

1/ Moments :

- a - Dans le sens de la petite portée l_x : $M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x$.
- b - Dans le sens de la grande portée l_y : $M_y = \mu_y \cdot M_x$.

- * p : charge uniformement repartie par unité d'aire .
- * μ_x, μ_y sont lus sur le tableau donné à l'annexe F3 des BAEL83.

2/ Efforts tranchants :

L'effort tranchant a pour valeur :

$$\text{- au milieu de } l_y : V_{0x} = \frac{p l_x l_y}{(2l_y + l_x)}$$

$$\text{au milieu de } l_x : V_{0y} = \frac{p l_y}{3}$$

En remplaçant les panneaux de dalles dans leur contexte de continuité, on obtient les moments réels qui sont des fractions des moments isostatiques.

Les moments en travée et en appui doivent vérifier l'inégalité suivante :

$$M_T + \frac{M_w + M_e}{2} - 1,25M_0$$

Sollicitations réelles :

- 1 - En travée : pour un panneau de rive : $M_t = 0,85M_0$
pour un panneau intermédiaire $M_t = 0,75M_0$
- 2 - En appui de rive : $M_a = 0,3M_0$
/ intermédiaire : $M_a = 0,5M_0$

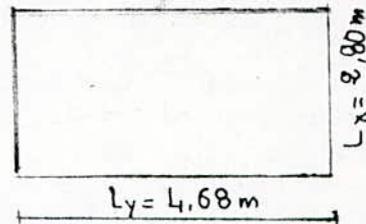
Exemple de Calcul

Etage Courant :

Dalle n°: 1

$$\psi = 0$$

$$a = \frac{l_x}{l_y} = 0,60 \quad \left| \begin{array}{l} \mu_x = 0,081 \\ \mu_y = 0,305 \end{array} \right.$$



$$P = 1,35 G + 1,5 Q$$
$$P = 1,2 \text{ t/m}^2$$

$$M_{0x} = \mu_x P l_x^2 = 0,762 \text{ t.m}$$
$$M_{0y} = \mu_y P l_y^2 = 0,23 \text{ t.m}$$

Sens x - x

Moment en travée

$$M_{xt} = 0,85 M_{0x} = 0,648 \text{ t.m}$$

Moment en appui

Appui de rive : $M_{xa1} = 0,3 M_{0x} = 0,229 \text{ t.m}$

Appui intermediaire : $M_{xa2} = 0,5 M_{0x} = 0,38 \text{ t.m}$

Sens y - y

Moment en travée :

$$M_{yt} = 0,85 M_{0y} = 0,196 \text{ t.m}$$

Moment en appui

Appui de rive : $M_{ya1} = 0,3 M_{0y} = 0,069 \text{ t.m}$

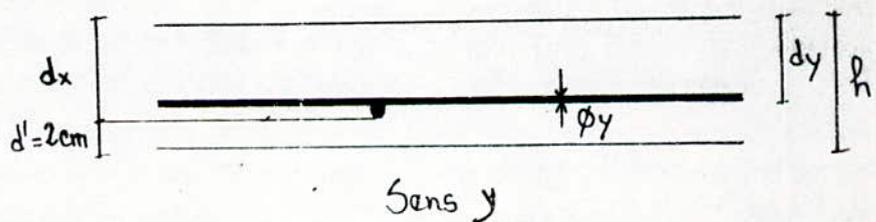
Appui intermediaire : $M_{ya2} = 0,5 M_{0y} = 0,115 \text{ t.m}$

Dispositions constructives :

$$d_x = h - d'$$

$$d_y = d_x - \frac{\Phi_x + \Phi_y}{2}$$

$\Phi \leq \frac{h}{10}$ on choisit $\Phi_x = \Phi_y = 10 \text{ mm}$.



Ecartements des armatures :

- Direction la plus sollicitée : $t_y \leq \min(3h; 33 \text{ cm})$
- Direction perpendiculaire à la première direction :
 $t_x \leq \min(4h; 45 \text{ cm})$

pour notre cas :

$$\begin{aligned} h &= 18,5 \text{ cm} \\ d_x &= 16,5 \text{ cm} \\ d_y &= 15,5 \text{ cm} \\ t_y &\leq 33 \text{ cm} \\ t_x &\leq 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calcul des armatures :

1- sens X :

En travée :

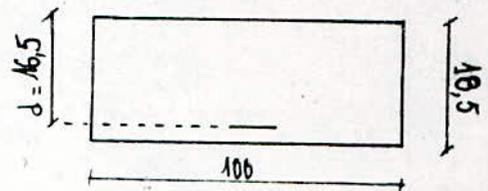
$$M_u = 0,648 \text{ t.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2} = 0,017 < \mu_{lu} = 0,3$$

$$\alpha = 1,25 (1 - (1 - 2 \mu_{bu})^{1/2}) = 0,021$$

$$z = (1 - 0,4 \alpha) = 0,164$$

$$A_s = \frac{M_u}{z F_{su}} = 1,14 \text{ cm}^2$$



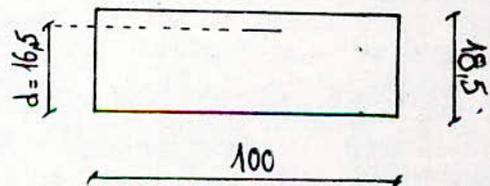
Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,23 bd \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 16,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,99 \text{ cm}^2$$

On voit que la condition de non fragilité n'est pas vérifiée,
donc on optera pour : 3 HA10/ml $t=30 \text{ cm}$ ($A_{ef}=2,36 \text{ cm}^2$)

appui de rive :

$$\begin{aligned} M_y &= 0,229 \text{ t.m} \\ \mu_{bu} &= 0,006 \\ \alpha &= 0,008 \\ z &= 0,164 \end{aligned}$$



$$A_s = \frac{M_u}{Z_{fsu}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Nous opterons pour : 3 HA8/ml , t=30 cm

- appui intermediaire :

$$\begin{aligned} M_u &= 0,381 \text{ t,m} \\ \mu_{bu} &= 0,010 \\ \alpha &= 0,013 \\ z &= 0,164 \\ A_s &= 0,67 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

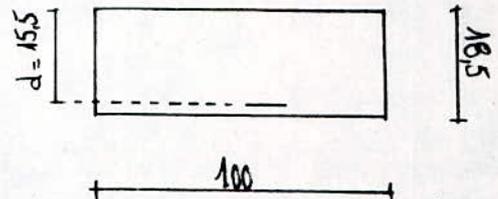
soit : 3HA8/ml , t=30 cm

2- sens Y :

- En travée :

$$\begin{aligned} M_u &= 0,196 \text{ t,m} \\ \mu_{bu} &= 0,02 \\ \alpha &= 0,003 \\ z &= 0,154 \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_{fsu}} = 0,37 \text{ cm}^2$$



Pour satisfaire la condition de non fragilité nous opterons pour : 3HA10/ml , t = 30 cm

- Appui rive : $M_u = 0,069 \text{ t,m}$

soit 3HA6/ml t=30 cm

- Appui intermediaire : $M_u = 0,115 \text{ t,m}$

soit : 3HA6/ml

Pour l'ensemble des dalles, les resultats obtenus par le calcul sont présentés dans les tableaux suivants :

Dalles D1 et D2 :

Sens Z :

Dalles D1			
	Travée	Appui	
		Intermediaire	de rive
$M_z(t,m)$	0,648	0,381	0,229
$A(\text{cm}^2/\text{ml})$	3HA10/ml t=30 cm	3HA6/ml t=30cm	3HA8/ml t=30cm
$V_l(t)$	—	2,536	1,293

Sens Y :

Dalles D1 et D2			
	Travée	Appui	
		Intermediaire	de rive
$M_y(t,m)$	0,196	0,115	0,069
$A(\text{cm}^2/\text{ml})$	3HA10/ml t=30 cm	3HA6/ml t=30cm	3HA6/ml t=30cm
$V_l(t)$	—	2,240	1,120

Sens X :

Dalles D2			
	Travée	Appui	
		Intermediaire	de rive
$M_x(t,m)$	0,572	0,381	0,229
$A(\text{cm}^2/\text{ml})$	3HA10/ml t=30 cm	3HA8/ml t=30cm	3HA8/ml t=30cm
$V_l(t)$	—	2,24	—

Dalles D3 :

sens X :

Dalles D3			
	Travée	Appui	
		Intermediaire	de rive
M_u (t.m)	0,396	0,264	—
A (cm ² /ml)	3HA10/ml t=30 cm	3HA8/ml t=30cm	—
V_u (t)	—	appui a1 a2: 2,491	appui a2:2,400

Sens Y :

Dalles D3			
	Travée	Appui	
		Intermediaire	de rive
M_u (t.m)	0,267	0,157	0,074
A (cm ² /ml)	3HA10/ml t=30 cm	3HA6/ml t=30cm	3HA6/ml t=30cm
V_u (t)	—	2,240	1,120

Vérification à l'effort tranchant :

$$\begin{aligned}
 & \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,396 \cdot 10^3}{100 \cdot 155} = 15,46 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa (vérifiée)} \\
 & \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{2,240 \cdot 10^3}{100 \cdot 155} = 14,45 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa (vérifiée)} \\
 & \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,120 \cdot 10^3}{100 \cdot 155} = 7,22 \text{ MPa} < 18,5 \text{ MPa (vérifiée)}
 \end{aligned}$$

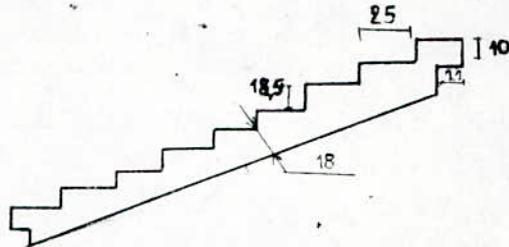
REMARQUE :

La vérification des dalles du plancher courant donne un ferrailage très proche de celui de la terrasse. On adoptera le même ferrailage pour les deux types de planchers.

Calcul des escaliers

- Notre bâtiment comporte des escaliers entièrement préfabriqués (volée et palier). Ils sont constitués d'une seule volée. La volée repose simplement sur les deux paliers par l'intermédiaire des becquets.

La dalle inclinée représente l'élément résistant, les marches au dessus de la dalle sont considérées comme des charges, par conséquent elles n'interviennent pas dans la résistance.



Détermination des charges et surcharges sur la volée :

- Poids propre de la paillasse $\frac{0,12 \times 2,5}{\cos 36^\circ} = 0,371 \text{ t/m}^2$

- Poids propre des marches $\frac{0,1875 \times 2,2}{2} = 0,206 \text{ t/m}^2$

Revetement (carrelage, mortier) 0,084 t/m²

- Garde corps métallique 0,1 t/m²

G = 0,761 t/m²
P = 0,250 t/m²

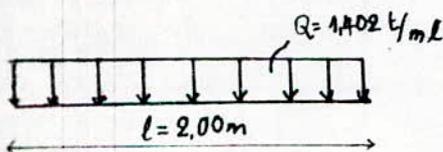
$Q = 1.35G + 1.5P = 1.402 \text{ t/m}^2$

1- Etude de la volée :

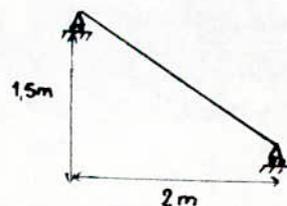
- Le calcul se fera en flexion simple (effets de l'effort tranchant et de l'effort normale négligeables)

- L'étude se fera pour une bande de 1m de largeur

- Les escaliers ne sont pas exposés aux intempéries, donc la fissuration est peu nuisible, d'où un calcul à l'E.I.U.



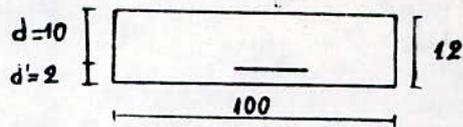
$M_0 = \frac{Ql^2}{8} = 0,701 \text{ t.m}$



Ferraillage en travée :

$$M_t = 0,80M_0 = 0,561 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z_{fsu}} = 1,65 \text{ cm}^2$$



Soit 3HA10/ml , t=33cm

Ferraillage en Appui :

$$M_t = 0,5M_0 = 0,35 \text{ t,m}$$

$$A_s = 1,02 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 b.d \frac{F_t28}{F_e} = 1,21 \text{ cm}^2$$

Donc pour le ferraillage en appui nous opterons pour :

$$2 \text{ HA10/ml} , t = 50 \text{ cm} \quad (A = 1,57 \text{ cm}^2)$$

Armatures de repartition :

$$\frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2}$$

Soit 2HA8 / ml , t = 50cm

Remarque :

L'épaisseur de la volée étant inférieure à 16 cm, il est inutile de faire un calcul au cisaillement.

2 - Etude du becquet :

La volée repose sur palier par l'intermédiaire du becquet.

Le becquet sera étudié comme une console de portée $l \geq \text{MAX}(a+3, h)$, les efforts horizontaux et verticaux le sollicitant peuvent être remplacés par une charge verticale Q telle que :

$$Q = 1,35G + 1,5P = 1,402 \text{ t/ml}$$

Dans notre cas :

$$a + 3 = 13 \text{ cm} \quad , \quad e = 25 \text{ cm}$$

$$h = 24,5 \text{ cm}$$

Pour une bande de 1 m de largeur

$$Q = 1,402 \text{ t/ml}$$

$$Q = 2,804 \text{ t}$$

$$M = Ql = 0,701 \text{ t.m}$$

$$A_s = 2,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4\text{HA}10 / \text{ml} \quad , \quad t = 25 \text{ cm}$$

Condition de non fragilité :

$$A_s > 0,23 \text{ bd} \frac{F_{t28}}{F_e} = 0,97 \text{ cm}^2$$

condition vérifiée

Vérification au cisaillement :

$$V_u = Q = 2,804 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,35 \text{ MPA} < 0,05 F_{c28} = 1,25 \text{ MPA}$$

Il n'est pas nécessaire de mettre des armatures transversales.

Etude de poutre palière :

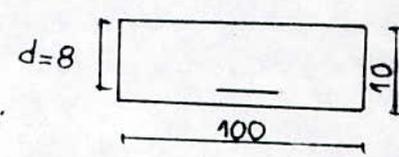
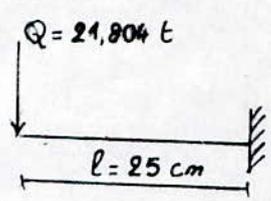
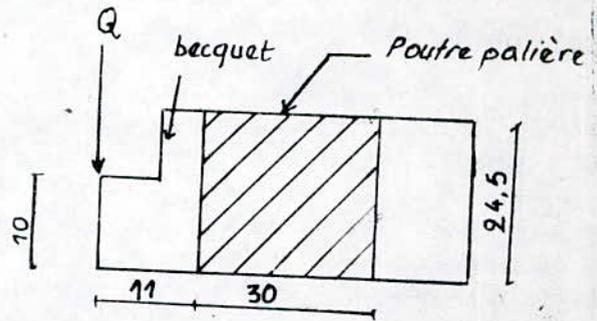
La poutre palière supporte les charges transmises par la volée et le palier.

La charge supportée est la somme de :

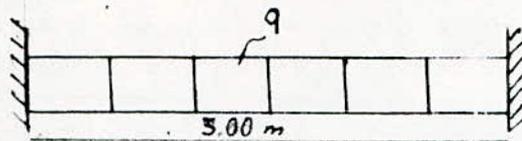
- Poids propre de la poutre : $2,5 \times 0,30 \times 0,245 = 0,184 \text{ t/ml}$

- Réaction de la volée : $q \frac{1}{2} = \dots\dots\dots = 1,402 \text{ t/ml}$

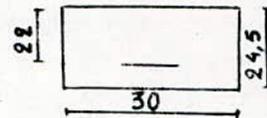
$$q = 1,586 \text{ t/ml}$$



- en travée :



Schema Statique



$$M_0 = \frac{ql^2}{8} = 1,784 \text{ t.m (moment isostatique).}$$

$$M_t = 0,8 M_0 = 1,427 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{Z_{fsu}} = 1,93 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA10/ ml, t=8cm

- En appui :

$$M_a = 0,5 M_0 = 0,892 \text{ t.m}$$

$$A_s = \frac{M_a}{Z_{fsu}} = 1,19 \text{ cm}^2$$

Soit 3HA8 , t=8cm

- Condition de non fragilité :

$$A_s = 0,80 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Ferailage transversal :

$$A_t = 1 \text{ cadre} + 1 \text{ etrier } \phi 6 = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec } t \leq \frac{A_t * 0,8 F}{(\tau_u - 0,5 k) b} \quad K = 1 \text{ (flexion simple)}$$

On opte pour $t = 20 \text{ cm}$

**CHAPITRE X : ETUDE DES
FONDATAIONS**

Calcul des fondations

- Introduction :

Le choix du type de fondation est fonction de la qualité du sol (contrainte admissible du sol), et de la charge transmise au sol par les différents éléments porteurs.

Un bref calcul de prédimensionnement a abouti à des semelles trop rapprochées, telles que celles se trouvant entre les voiles N° 4 et N° 5.

De plus, en raison de l'importance du poids de notre ouvrage, et de la qualité moyenne de notre sol, on a été dans l'obligation d'opter pour un radier général.

- Avantages de ce type de fondation :

- L'ensemble des charges des éléments porteurs, transmises au sol sont uniformément réparties.

- Réduit les désordres engendrés par les tassements différentiels.

Le radier sera calculé comme un plancher renversé. Il est soumis aux forces de réaction du sol de fondation qui sont uniformément réparties et qui agissent du bas vers le haut.

- Hypothèses de calcul :

- 1 - Le radier sera considéré comme infiniment rigide
- 2 - Le sol n'est pas compressible
- 3 - Il n'existe pas de points durs pouvant entraîner une concentration de contrainte.
- 4 - La fissuration est préjudiciable

- Prédimensionnement de la surface du radier :

Charge supportée par le radier :

- Poids dû à la superstructure : $G_1 = 1802,08 \text{ t}$
- Poids propre du voile périphérique : $G_2 = 302,4 \text{ t}$

$$G = G_1 + G_2 = 2104,48 \text{ t}$$

$$Q = \dots = 185,978 \text{ t}$$

$$N = 1,35G + 1,5P = 3120,015 \text{ t}$$

$$\text{- Surface nécessaire : } S_{nec} = \frac{Nu}{\sigma_{sadm}} = 208,001 \text{ m}^2$$

$$\text{- Surface d'emprise du bâtiment : } S_1 = 202,312 \text{ m}^2$$

Le minimum réglementaire du débord est de : 30 cm

pour notre cas on opte pour : 60 cm

- Surface du bâtiment avec débord : $S_2 = 238,468 \text{ m}^2$

La surface du radier à adopter :

$$S_{\text{rad}} = \text{MAX}(S_{\text{nec}}; S_2) \quad S_{\text{rad}} = 238,468 \text{ m}^2$$

- pression sur le radier : $p = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} = 13,084 \text{ t/m}^2$

Prédimensionnement du radier :

L'étude du radier se fera pour une bande de 1 m de largeur .

VERIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT

$$V_{\text{max}} = P \frac{L}{2} = 30,62 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{0,9hb} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$h > \frac{V_{\text{max}}}{0,9b\bar{\tau}_u}$$

$$h > 13,61 \text{ cm}$$

VERIFICATION AU POINCONNEMENT

$$Q_s = N_u < 0,045 \times U_c \times h_t \times f_{c28}$$

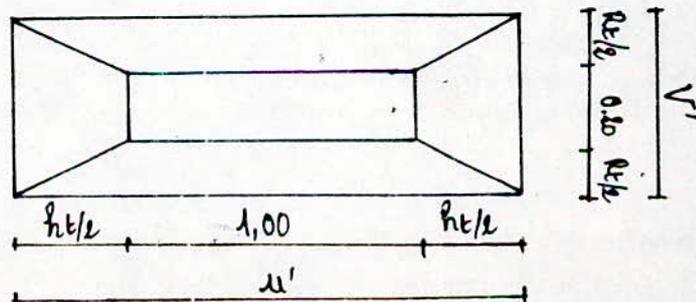
Cette vérification se fera pour le voile le plus sollicité, soit le voile n° 4 .

$$N_u = 1,35 G + 1,5 p = 1,35 \times 183,61 + 1,5 \times 22,96 = 282,314 \text{ t}$$

La charge par mètre linéaire : $N_u/m \text{ l} = \frac{282,314}{9,86} = 28,632 \text{ t/ml}$

$$\left. \begin{array}{l} u' = 1,00 + h \\ v' = 0,20 + h \\ h_t = 1(u' + v') \end{array} \right\} \rightarrow u = 2(1,2 + 2h) = 2,4074h_t$$

$$\begin{array}{l} 28,632 \leq 0,045(2,4 + 4h)h_t \times 25 \\ h_t \geq 9,28 \text{ cm} \end{array}$$



CONDITIONS FORFAITAIRE:

$$h \geq \frac{L}{10}$$

l : distance maximale entre deux voiles voisins .

$$h \geq \frac{468}{10} = 46,8 \text{ cm}$$

finalement on optera pour : $h = 35 \text{ cm}$

VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER :

- Sous : Sp1

$$\begin{aligned} G_{TOT} &= G + G_{rad} \\ G_{rad} &= 2,5 \times 0,35 \times 238,468 = 208,660 \text{ t} \\ G_{tot} &= 2104,48 + 208,660 = 2313,14 \text{ t} \\ G_{tot} &= Q = 189,978 \text{ t} \\ Q_{tot} &= 1,35 G_{tot} + 1,5 P_{tot} = 3401,706 \text{ t} \end{aligned}$$

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} = 14,265 \text{ tm}^2 < \bar{\sigma}_{sadm}$$

- Sous : sp2

La vérification de la stabilité du radier se fera en calculant les contraintes sous l'effet du moment de reversement et de l'effort normal qui agissent simultanément à la base du radier, on doit éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité.

Le cas le plus défavorable de sollicitation et sous la combinaison:

$$G_{tot} + P_{tot} = 2499,12 \text{ t}$$

on doit vérifier que :

- Les contraintes extrêmes (σ_1, σ_2) ne dépassent pas: $1,5 \times 1,33 \bar{\sigma}_{sadm}$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} v \leq (1,5 \times 1,33 \bar{\sigma}_{sadm}) = 29,93 \text{ t/m}^2$$

- La contrainte s'exerçant au quart (1/4) de la dimension de la fondation dans la direction considérée est inférieure à

$$1,56 \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{(1/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,5 \sigma_{adm} = 22,5 \text{ t/m}^2$$

1- Verification suivant le sens longitudinal:

$N = 2499,12 \text{ t}$
 $S_{rad} = 238,468 \text{ m}^2$
 $H_x = 220,727 \text{ t}$
 $M_{x(rad)} = 2804,034 \text{ t}$
 $M = M_{x(rad)} + H_x XZ = 280,0341 + 220,727 \times 2,65$
 $M = 3388,961 \text{ tlm}$

I_x : rigidité suivant x du radier
 $(21,20+0,60)^3 \times (9,86+0,6) + (4,4)^3 \times 0,6$
 $I_x = \frac{\dots}{12} - \frac{\dots}{12} + 2 \times 4,4 \times 0,6 \times (4,93)^2$

$I_x = 8898,05 \text{ m}^4$

$\sigma_{1,2} = \frac{2499,12}{238,468} \pm \frac{3388,961}{8898,05} \times (10,9)$

$\sigma_1 = 14,63 \text{ t/m}^2 < 29,93 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_2 = 6,33 \text{ t/m}^2 < 29,93 \text{ t/m}^2$
 $\sigma_{(1/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 12,56 \text{ t/m}^2 < 22,5 \text{ t/m}^2$

2- Verification suivant le sens transversal :

$N = 2499,12 \text{ t}$
 $S_{rad} = 238,468 \text{ m}^2$
 $M = 3388,961 \text{ tlm}$
 $(9,86+0,6) \times (21,20+0,6) + (0,6)^3 \times 4,4$
 $I_y = \frac{\dots}{12} - \frac{\dots}{12} + 2 \times 4,4 \times 0,6 \times (1,1)^2$

$I_y = 24721,612 \text{ m}^4$

$$\sigma_1 = \frac{2499,12}{236,468} + \frac{3388,961}{2072,612} \times (5,23)$$

$$\sigma_1 = 19,03 \text{ t/m}^2 < 22,93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 1,93 \text{ t/m}^2 < 22,93 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 14,76 \text{ t/m}^2 < 22,5 \text{ t/m}^2$$

Détermination de la sollicitation la plus défavorable :

Le calcul du radier se fera sous la sollicitation la plus défavorable.

Soit : q_1 : sollicitation maximale du 1er genre (5p1), qui est produite sous la combinaison : $1,35 G_{tot} + 1,5 P_{tot}$

$$q_1 = \frac{1,35 G_{tot} + 1,5 P_{tot}}{S_{rad}}$$

$$q_1 = 14,265 \text{ t/m}^2$$

q_2 : sollicitation maximale du 2ème genre

$$q_2 = 19,03 \text{ t/m}^2$$

La sollicitation la plus défavorable est définie comme suit :

$$q_1 : \frac{q_1}{F_{su}} \geq \frac{q_2}{F_e} \rightarrow \text{la combinaison la plus défavorable est:}$$

$$1,35 G_{tot} + 1,5 Q_{tot} \quad \text{donc } q = q_1$$

$$q_1 : \frac{q_1}{F_{su}} \leq \frac{q_2}{F_e} \rightarrow q = q_2$$

Autre cas : l'effet le plus défavorable est obtenu par la sollicitation du 2ème genre.

$$q = 19,03 \text{ t/m}^2$$

Ferraillage des panneaux de dalle

Tout les panneaux de dalle sont appuyés sur quatre (04) cotés

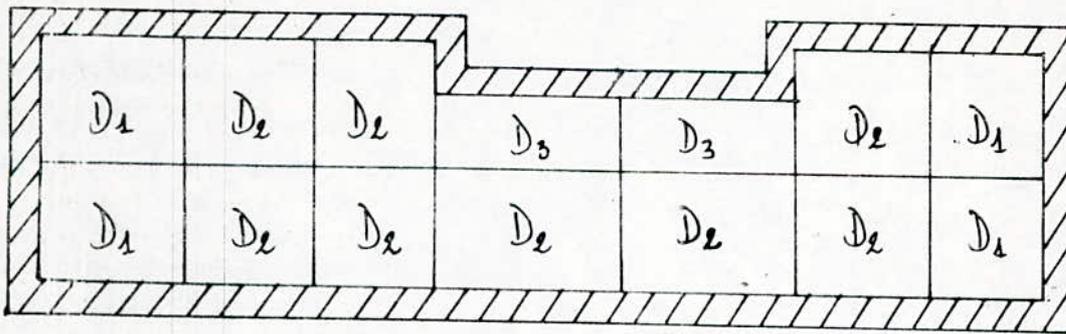


Schéma du radier général

- Le moment isostatique dans le sens de la petite portée :

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2$$

- Le moment isostatique dans le sens de la grande portée :

$$M_{0y} = \mu_y q l_y^2$$

(les valeurs de μ_x et μ_y sont données dans l'annexe F3 des BAEL 83).

Pour tenir compte de la continuité des dalles on a :

1 - si le panneau est continu au delà de ses appuis, les moments en travée et en appui ont pour valeur :

$$\left| \begin{array}{l} M_t = 0,75 M_0 \\ M_a = 0,5 M_0 \end{array} \right.$$

1 - si le panneau est un panneau de rive :

$$\left| \begin{array}{l} M_t = 0,85 M_0 \\ M_a = 0,3 M_0 \end{array} \right.$$

- L'effort tranchant a pour valeur :

$$\text{- Au milieu de } L_y : V_x = \frac{q l_x l_y}{(2l_y + l_x)}$$

$$\text{- Au milieu de } L_x : V_y = \frac{q l_x}{3}$$

- La contrainte tangente : $Z = \frac{V}{dh}$

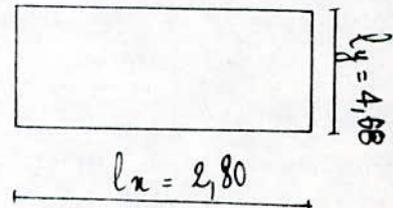
- La contrainte admissible : $\bar{Z} = 2,5 \text{ MPA}$ (fissuration préjudiciable).

Exemple de calcul

Panneau n°: 1

* $\nu = 0,2$

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,086 \\ \mu_y = 0,475 \end{cases}$$



$P = 19,03 \text{ t/m}^2$

$M_{0x} = \mu_x P l_x^2$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

$M_{xt} = 0,85 M_{0x} = 10,91 \text{ t.m}$

Appui de rive : $M_{xa} = 0,3 M_{0x} = 3,85 \text{ t.m}$

Appui intermédiaire : $M_{xi} = 0,5 M_{0x} = 6,42 \text{ t.m}$

$M_{yt} = 0,85 M_{0y} = 5,18 \text{ t.m}$

Appui de rive : $M_{ya} = 0,3 M_{0y} = 1,83 \text{ t.m}$

Appui intermédiaire : $M_{yi} = 0,5 M_{0y} = 3,05 \text{ t.m}$

Ferrillage :

on choisit : des barres HA12, $d' = 4 \text{ cm}$, $\phi_x = \phi_y = 16 \text{ mm}$

$bx = ht - d - \phi_x/2 = 30,2 \text{ cm}$

$by = ht - d - (\phi_x + \phi_y)/2 = 29,4 \text{ cm}$

1- Suivant X :

a- en travée : $M = 10,91 \text{ t.m}$

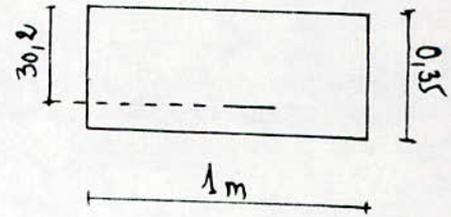
$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} = 0,084 < \mu_{lu} = 0,3$$

$$\alpha = 0,11$$

$$Z = 0,288$$

$$A_s = \frac{M}{Z f_{su}} = 10,89 \text{ cm}^2$$

soit 6 HA16/ml , $t = 15 \text{ cm}$

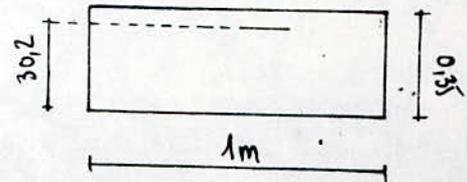


b- Appui de rive :

$$M = 3,85 \text{ t.m}$$

$$A_s = 3,75 \text{ cm}^2$$

soit 3 HA14/ml , $t = 30 \text{ cm}$



c- Appui intermediaire :

$$M = 6,41 \text{ t.m}$$

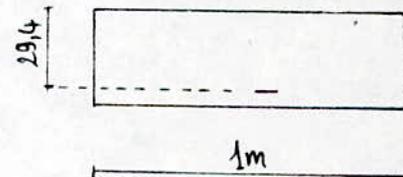
$$A_s = 6,28 \text{ cm}^2$$

soit 5HA14/ml, $t = 20 \text{ cm}$

2- Suivant Y :

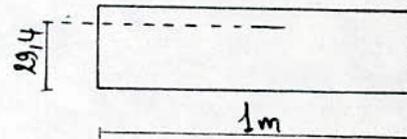
a- en travée : $M = 5,18 \text{ t.m}$
 $A_s = 5,19 \text{ cm}^2$

soit 4HA14/ml, $t = 25 \text{ cm}$



b- Appui de rive :

$$M = 1,83 \text{ t.m}$$
$$A_s = 1,81 \text{ cm}^2$$



Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 0,294 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,55 \text{ cm}^2$$

Cette condition impose de prendre :

soit 4ml , $t = 30 \text{ cm}$

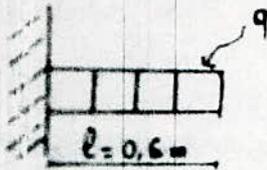
Pour le ferrailage de l'ensemble des dalles, les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

		D1	D2	D3
Sens X	Mt (t.m)	10,91	9,62	7,05
	At (cm ² /ml)	10,89	9,37	6,94
	Aeff (cm ² /ml)	6HA16,t=15cm	5HA16,t=20cm	4HA16,t=25cm
	M (t.m)	6,42 tim	6,42	4,7
	Aa (cm ² /ml)	6,28	6,27	4,56
	Aeff (cm ² /ml)	5HA14 t=20cm	5HA14t=20cm	3HA14 t=30cm
	A2 (cm ² /ml)	5,19	5,19	5,68
	A2 (cm ² /ml)	5,19	5,19	5,68
Sens Y	Aeff (cm ² /ml)	4HA14 t=25cm	4HA14 t=25cm	4HA t=25cm
	Ma (t.m)	3,05	3,05	3,34
	Aa (cm ² /ml)	3,55	3,55	3,55
	Aeff (cm ² /ml)	3HA14 t=30cm	3HA14 t=30cm	3HA 14 t=30cm

Remarque : Pour les trois (03) types de dalle, on dispose en appui, dans le sens Y une section d'acier minimale qui vérifie la condition de non fragilité.

Ferrailage du débord

Le débord sera étudié comme une console encastrée au radier.



Pour une bande de 1 m de largeur :

$$M = \frac{q l^2}{2} = 3,43 \text{ t.m}$$

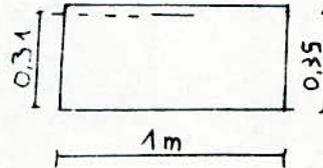
$$\mu = 0,025$$

$$\alpha = 0,032$$

$$z = 0,306$$

$$A_s = 3,22 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA 12 /ml , t = 30 cm



CHAPITRE XI : CONCLUSION

CONCLUSION

L'étude d'un bâtiment en panneaux préfabriqués, se fait presque de la même manière pour les bâtiments en voiles, réalisés sur chantier

la singularité réside dans le fait que :

Pour le premier type de bâtiment, on prévoit, en plus du ferrailage commun au autres types de bâtiment, des armatures dites armatures de joints pour relier les différents panneaux.

On prévoit aussi des joints en béton ou mortier entre les différents éléments de notre construction

En raison du grand nombre de voiles porteurs (tous les voiles), notre bâtiment présente une grande inertie totale. Par conséquent il est considéré comme une construction rigide, ce qui explique la faiblesse des périodes de vibration.

Ces types de constructions ont été conçues dans un soucis de gain de temps. D'un autre côté les dimensions des moules utilisés s'avèrent être un peu trop grandes, d'où une perte inestimable en matériaux.

On pourrait réaliser ce même type de bâtiments en diminuant les dimensions des moules tout en améliorant les caractéristiques des matériaux utilisés.

BIBLIOGRAPHIE

- 1) - R. Petrovici - Structures résistantes au seisme (ENP - EPAU 1976)
- 2) - Trenov et Bonneville - Calcul des structures parasismiques (ENAL 198)
- 3) - A. Capra - Calcul dynamique des structures en zones sismiques (Eyrolles 1982)
- 4) - R.W. Clough - Dynamique des structures Tome 1 (Fluralis 1980)
- 5) - M. Daoudi - Conception et calcul des structures soumises au seismes (OPU 1984)
- 6) - O. Chaallal - Dynamique des constructions, conception parasismique
- 7) - M. Belazougui - Calcul des ouvrages en béton armé (OPU 1988)
- 8) - M. Divers - Calcul pratique des tours en béton armé
- 9) - P. Charon - Calcul des ouvrages en béton armé (Eyrolles 1986)
- 10) - A. Fuentes - Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé (Eyrolles 1983)
- 11) - A. Guerrin - Traité de béton armé (Dunod)
- 12) - Règles parasismiques Algériennes (RPA 88)
- 13) - DTR B.C 22 - Charges permanentes et d'exploitation
- 14) - Aide Mémoire bâtiment tome 1 (Dunod)
- 15) - L. Dobrescu et A. Dobrescu - Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur (OPU 1983)
- 16) - J. Lugez - Préfabrication lourde en panneaux et le bâtiment d'habitation (Eyrolles)
- 17) - E.B. Gruneaux - Les joints dans les bâtiments (Eyrolles)
- 18) - Thèses.