

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE COMPARATIVE DES REGLEMENTS

P.S.69, C.T.C, RPA81, C.C.B.A.68 et B.A.E.L.80

SUR UNE TOUR A USAGE D'HABITATION

Proposé par :

BELAZOU GHI

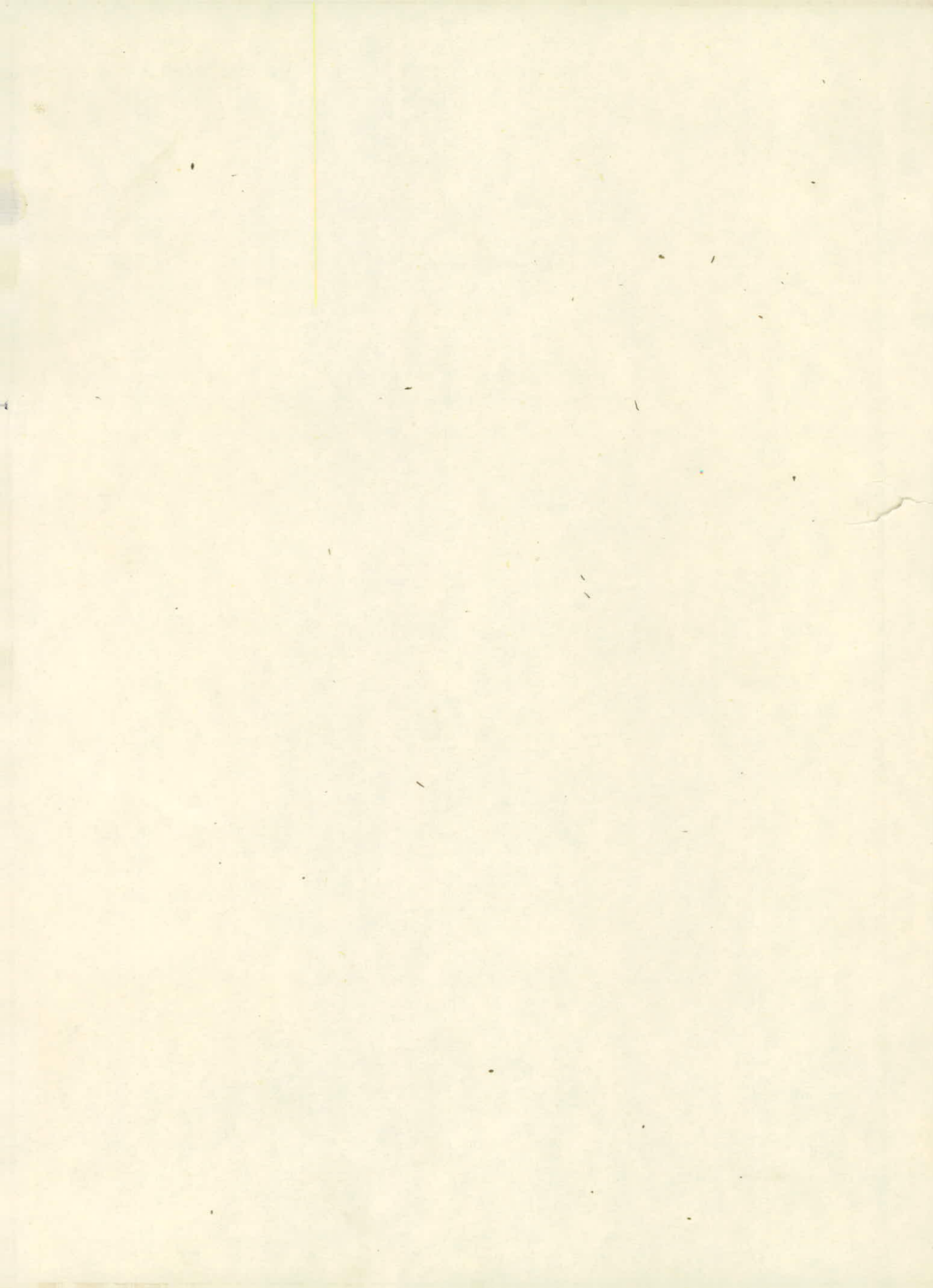
Etudié par :

BOUKAIS SAÏD
OULD AMARA D.

Dirigé par :

BELAZOU GHI
YAVARY

PROMOTION : Fevrier 85



BOUKAIS. S.

je dedie ce modeste travail

- A la memoire de mon pere
- A ma famille
- A AZIZ, Mohamed O., Mohamed B.

Ma reconnaissance va à mon frere Rachid pour l'aide et les encouragements qu'il a su m'apporter sur le plan moral que financier.



Pour le Progrès

M. OULD-AMARA

REMERCIEMENTS

Ce travail n'aurait pu être entrepris et mené à terme sans la contribution de M^r BELAZOUGUI, dont l'attention et l'aide ont contribué à l'orientation de cette étude.

Notre reconnaissance va de même à M^r YAVARY (C.T.C) pour sa collaboration précieuse au cours de notre projet. nous tenons également à remercier :

- . HAMI EL HADI ingénieur au B.E.R.E.P
- . METHIA MUSTAPHA ingénieur au BATIMETAL.

SOMMAIRE

Chapitre I :	INTRODUCTION	1
A/	Presentation de l'ouvrage	2
B/	Presentation du projet	2
C/	Caracteristiques des materiaux	
	Reglements utilises	4
	1 - introduction	4
	2 - Regles c.c.B.A. 68	4
	3 - Regles B.A.E.L 80	9
	4 - Particularites des verifications	15
D/	Descente de charge	19
Chapitre II :	ETUDE AU SEISME	37
1/	Generalites	38
2/	Efforts d'origine sismique	38
	a - D.T.U " Regles PS 69"	40
	b - Complement du C.T.C aux Regles "PS 69"	48
	c - Reglement parasismique Algerien "RPA 81"	52
3/	Comparison des regles	61
Chapitre III :	ETUDE AU CONTREVENTEMENT	43
1/	Generalites	74
2/	objet de l'etude	74
3/	hypotheses de calcul de distribution des efforts d'ensembles	75
4/	Inertie equivalente, definition et application	75
5/	Applications	79
6/	Etude de la torsion	82
7/	Distribution des efforts d'ensemble sur les refends	89
Chapitre IV :	ETUDE DES VOLLES	116
1/	Introduction	117
2/	sollicitations horizontales (seisme)	117
3/	Applications	125
4/	Distribution des efforts verticaux sur les refends	132

Chapitre V :	FERRAILLAGE DES VOILES	150
1/	Introduction	151
2/	Principe de calcul	153
3/	Etude suivant le C.C.B.A. 68	156
4/	Etude suivant le B.A.E.L. 80	203
5/	Tableaux recapitulatifs des Aciers des voiles (C.C.B.A et B.A.E.L)	249
6/	Etude et ferraillage des linteaux suivant le C.C.B.A. 68	251
7/	Ferraillage des linteaux suivant le B.A.E.L	
8/	TABLEAUX Recapitulatifs (C.C.B.A - BAEL)	
Chapitre VI :	ETUDE DES ELEMENTS	271
1/	Ferraillage des planchers (C.C.B.A. 68)	
2/	Ferraillage des planchers (B.A.E.L. 80)	
3/	CALCUL DE L'ACROTERE	
Chapitre VII :	CALCUL DES FONDATIONS	299
1/	Introduction	
2/	etude du sol	
3/	CALCUL DU Radier suivant le C.C.B.A. 68	
4/	CALCUL DU Radier suivant le B.A.E.L. 80	
5/	Tableaux recapitulatifs des armatures du radier (C.C.B.A. 68 et B.A.E.L. 80)	
Chapitre VIII :	LE METRE DES ACIERS	316

— CHAPITRE 1 —

— INTRODUCTION —

A/ PRESENTATION DE L'OUVRAGE :

Le bâtiment ne présente pas de symétrie dans les 2 sens et comporte un sous-sol, un rez de chaussée et 8 étages soit R+8.

Ossature : elle est constituée uniquement de voiles d'épaisseurs égales à 15 et 20 cm, assurent le contreventement longitudinal et transversal de la construction.

• distance entre les points extrêmes :

sens longitudinal : 20,47 m

sens transversale : 18,945 m.

• hauteur totale du bâtiment (y compris l'acrotère) : 25,7 m.

• distance entre 2 planchers successifs : 2,80 m.

Plancher : sera constitué de dalles pleines d'épaisseur égale à 16 cm

Matériaux utilisés :

La préparation du béton sera faite mécaniquement (betonnières centrées à béton), le chantier sera doté de matériel nécessaire pour permettre le prélèvement d'échantillons à des fins de contrôle. L'acier utilisé doit être propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

B/ PRESENTATION DU PROJET

notre projet se décompose en deux parties essentielles :

1^{er}) Etude comparative de règles parasismiques :

- PS 69 "règles parasismiques 69"

- PS 69 + CTC (complément du C.T.C).

- R.P.A 81 "règles parasismiques algériennes 81"

Ces règlements nous conduiront dans notre projet à établir une comparaison des efforts et des déplacements horizontaux. Le but c'est de deduire la regle la plus appropriée qui nous permettra de concevoir la réalisation de l'ouvrage avec des moyens efficaces et peu coûteux.

2°) Le but cité plus haut s'avere indispensable et ce en rapport avec notre projet pour pouvoir aborder cette partie. comparaison des regles de calcul en beton armé:

- C.C.B.A. 68. " Regles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en beton Armé "
- B.A.E.L 80. " Regles de calcul des ouvrages et constructions en beton armé suivant la methode des etats limites "

Pour le B.A.E.L 80, la methode consiste, dans un premier temps à definir les etats limites.

ETAT LIMITE: tout etat d'une construction (ou d'une partie de celle-ci) au delà duquel elle cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. on distingue:

- Etats limites ultimes: correspondent à la ruine de l'ouvrage ou de l'un de ses elements par perte d'equilibre statique, rupture, flambement...
- Etats limites de service: au delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité:

ouverture excessive des fissures, deformations excessives des elements...

Notre but dans cette 2^{eme} partie est de determiner la difference des quantites d'Acier donnée par les deux règlements pour notre ouvrage.

c/ caractéristiques des matériaux règlements utilisés

1/ INTRODUCTION

Les prescriptions relatives au béton armé utilisées dans nos calculs sont contenues dans les documents intitulés "RÈGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARMÉ", suivant les contraintes admissibles connu sous le nom "C.C.B.A.68", et suivant les états limites connu sous celui de "B.A.E.L.80".

2/ REGLES C.C.B.A.68.

A/ BETON

Béton dosé à 350 kg/m^3 , contrôlé, de ciment CPA325 (le plus courant).

Résistance nominale à 28 jours :

- à la compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$

- à la traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_n = \sigma_{28} = +0,06 \sigma'_n$$

① CONTRAINTE de COMPRESSION ADMISSIBLES (Art. 9.4) :

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{Avec} \quad \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \sigma'_{28}$$

α : dépend de la classe du ciment

$$\alpha = 1 \text{ pour le C.P.A. 325.}$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = 1 \text{ pour un contrôle strict.}$$

δ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$\delta = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m \geq 4c_g \\ \frac{h_m}{4c_g} & \text{si } h_m < 4c_g \end{cases}$$

h_m : épaisseur minimale de l'élément

c_g : grosseur du granulat

\mathcal{J} : dépend de la distribution des contraintes dans le sol

- compression simple : $\mathcal{J} = 0,3$

- flexion simple : $\mathcal{J} = 0,6$

- flexion composée : $\mathcal{J} = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$$\mathcal{J} = \min \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0,6 \end{cases} \quad \text{si l'effort normal est une compression.}$$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section totale de béton seul.

e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

REMARQUE :

pour les sollicitations du second genre, les valeurs de " \mathcal{J} " devront être multipliées par 1,5.

ε : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

$$\left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 1 \text{ en compression simple quelque soit la forme de la section et section rectangulaire en flexion simple ou flexion composée avec traction.} \\ \varepsilon = \text{determine par la condition que: } \frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}'_{b_0} \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

c/ caractéristiques des matériaux réglements utilisés

1/ INTRODUCTION

Les prescriptions relatives au béton armé utilisées dans nos calculs sont contenues dans les documents intitulés "REGLES TECHNIQUES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES OUVRAGES ET CONSTRUCTIONS EN BETON ARME", suivant les contraintes admissibles connu sous le nom "C.C.B.A.68", et suivant les états limites connu sous celui de "B.A.E.L.80".

2/ REGLES C.C.B.A.68.

A/ BETON

Béton dosé à 350 kg/m^3 , contrôlé, de ciment CPA325 (le plus courant).

Résistance nominale à 28 jours :

- à la compression : $\sigma'_n = \sigma'_{28} = 270 \text{ bars} = 275 \text{ kg/cm}^2$

- à la traction : $\sigma_n = \sigma_{28} = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_n = \sigma_{28} = +0,06 \sigma'_n$$

① CONTRAINTE de COMPRESSION ADMISSIBLES (Art. 9.4) :

$$\sigma'_b = \rho'_b \sigma'_{28} \quad \text{Avec} \quad \rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot J'E$$

α : dépend de la classe du ciment

$$\alpha = 1 \text{ pour le C.P.A. 325.}$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = 1 \text{ pour un contrôle strict.}$$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$\gamma = \begin{cases} 1 & \text{si } h_m \geq 4c_g \\ \frac{h_m}{4c_g} & \text{si } h_m < 4c_g \end{cases}$$

h_m : épaisseur minimale de l'élément

c_g : grosseur du granulats

γ : dépend de la distribution des contraintes dans le sol

- compression simple : $\gamma = 0,3$
- flexion simple : $\gamma = 0,6$
- flexion composée : $\gamma = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$$\gamma = \min \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \\ 0,6 \end{cases} \quad \text{si l'effort normal est une compression.}$$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section totale de béton seul.

e_1 : rayon vecteur, de même signe que e_0 , du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial passant par le centre de pression.

REMARQUE:

pour les sollicitations du second genre, les valeurs de " γ " devront être multipliées par 1,5.

ϵ : dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation).

$$\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 1 \text{ en compression simple quelque soit la forme de la section. et section rectangulaire en flexion simple ou flexion composée avec traction.} \\ \dots \epsilon = \text{determine par la condition que: } \frac{F'_b}{B'} \leq \bar{\sigma}_{b_0} \text{ pour les autres cas} \end{array} \right.$$

F'_b : résultante des forces de compression

B' : section du béton comprimé

$\bar{\sigma}'_b$: contrainte admissible en compression simple.

② CONTRAİNTE DE TRACTION DE RÉFÉRENCE (Art. 9.5)

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

α, β, γ : ont été déjà définis précédemment

1^{er} genre: $\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$ Avec σ'_{28} exprimé en bars

2^{ème} genre: $\theta = 1,5 \left(0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \right)$

③ TABLEAU RÉCAPITULATIF

	compression simple	flexion simple	traction simple
	$\bar{\sigma}'_b$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}'_b$ [kg/cm ²]	$\bar{\sigma}_b$ [kg/cm ²]
SP ₁	82,5	165	7,1
SP ₂	124	247,5	10,65

SP₁: 1^{er} genre

SP₂: 2^{ème} genre.

B/ ACIER.

① CONTRAİNTE DE TRACTION ADMISSIBLE POUR LES ARMATURES

LONGITUDINALES: $\bar{\sigma}_a$

$\bar{\sigma}_a$ est la plus petite des limites imposées; la première par les caractéristiques mécaniques de l'acier, la seconde par les conditions de fissuration du béton.

1.1) Limite imposée par les caractéristiques mécaniques de l'acier:

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \cdot \sigma_{en}$$

σ_{en} : limite nominale d'élasticité

$\rho_a = 2/3$ pour les sollicitations du 1^{er} genre.

$\rho_a = 1$ pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

Nuance de l'acier		σ_{en} [kg/cm ²]	SP ₁	SP ₂
			$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en}$	$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$
Fe E 24		2400	1600	2400
Fe E 40	$\phi \leq 20$	4200	2800	4200
	$\phi > 20$	4000	2667	4000

Treillis soudés :

$\phi \leq 6$ mm $\sigma_{en} = 5300$ kg/cm² $\bar{\sigma}_a = 3533$ kg/cm²

$\phi > 6$ mm $\sigma_{en} = 4500$ kg/cm² $\bar{\sigma}_a = 3000$ kg/cm²

1.8) Limite imposée par les conditions de fissuration du béton.

(Art. 49,22)

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

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{fissuration accidentelle}$$

k : coef. numérique dépendant des conséquences de la fissuration tant sur le comportement de l'ouvrage que sur son aspect.

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

$k = 1 \cdot 10^6$ " préjudiciable

$k = 0,5 \cdot 10^6$ " très préjudiciables.

ϕ : diamètre nominal exprimé en mm, de la plus grosse des barres tendues de la section d'enrobage.

3/ REGLES B.A.E.L. 80

A/ BETON

Le béton est défini par sa résistance à l'âge de 28 jours, appelée aussi valeur caractéristique requise f_{c28} . Les valeurs caractéristiques sont inférieures de 10 à 15% aux valeurs nominales correspondantes des Règles C.C.B.A.68.

Ainsi le béton dosé à 350 kg/m^3 , de classe (55 et 55R) auto-contrôlé surveillé correspond à $f_{c28} = 250 \text{ bars}$

La résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours est déduite de celle à la compression par la relation :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \quad (\text{valable si } f_{c28} \leq 400 \text{ bars})$$

f_{t28} et f_{c28} sont exprimées en MPa.

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa} = 21 \text{ bars}.$$

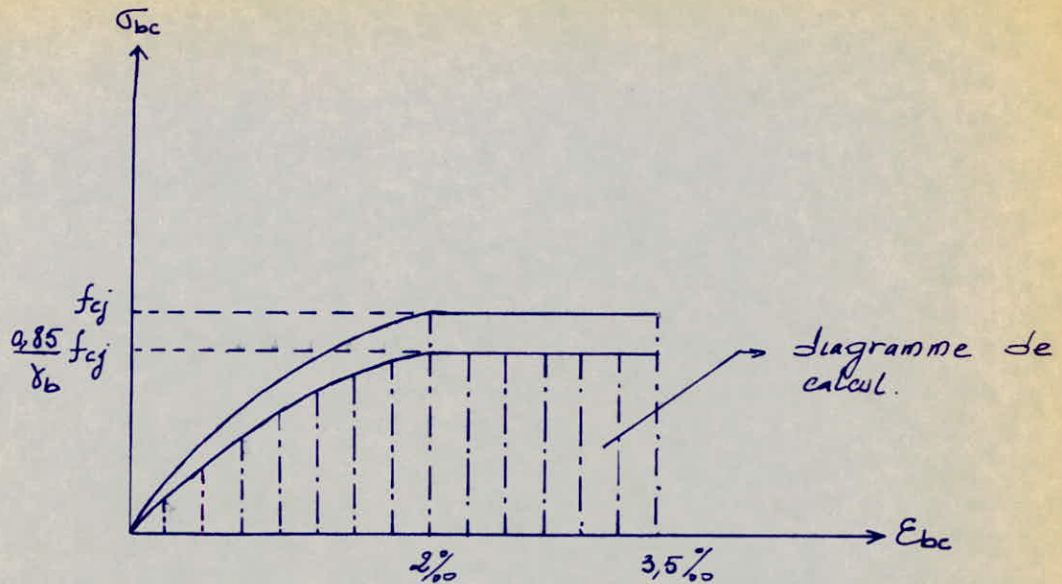
1) DIAGRAMME CONTRAINTE-DEFORMATIONS

Les diagrammes réels contraintes-déformations que l'on peut observer lors d'essais d'écrasement d'éprouvettes de béton, sont représentés par le diagramme parabole-rectangle (ou rectangle simplifié) adopté par les Règlements de calcul aux états limites.

Pour les vérifications à l'état limite ultime, on doit utiliser pour le béton un diagramme non linéaire dit (parabole-rectangle). Pour les vérifications à l'état limite de service le béton considéré comme élastique et linéaire est défini par son module d'élasticité.

Le diagramme parabole-rectangle se compose d'un arc de parabole ayant son sommet pour $\epsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et d'un patier

horizontal pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\%$

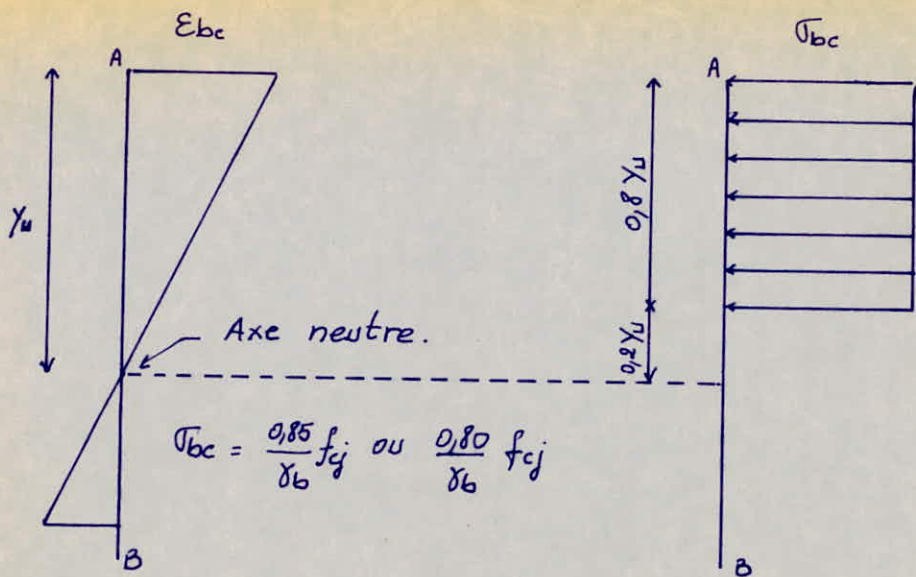


Le coefficient de sécurité δ_b , tient compte d'éventuels défauts localisés, ainsi que de la réduction possible de la résistance mise en œuvre par rapport à sa résistance caractéristique défini à priori.

- situation durable ou transitoire : $\delta_b = 1,5$
- situation accidentelle : $\delta_b = 1,15$

Le coefficient de minoration $0,85$ de la résistance du béton, tient compte de l'influence défavorable de la durée d'application de la charge et des conditions de bétonnage et d'hygrométrie qui conduisent à la face supérieure de la zone comprimée, à une dessiccation plus rapide et en conséquence, à une diminution de la résistance à la compression.

Lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, le calcul à l'état limite ultime peut être effectué en substituant au diagramme parabole rectangle le diagramme rectangle simplifié



- sur une distance $(y_u \cdot 0,2)$, comptée à partir de l'axe neutre, $\sigma_{bc} = 0$
- sur la distance restante $(0,8 y_u)$, la contrainte a pour valeurs:
 - $\frac{0,85}{\delta_b} f_{ctj}$ pour les zones comprimées dont la largeur est constante ou croissante vers les fibres les plus comprimées
 - $\frac{0,80}{\delta_b} f_{ctj}$ pour les zones comprimées dont la largeur est décroissante vers les fibres les plus comprimées.

L'emplot du diagramme rectangulaire donne une bonne approximation des efforts dans le cas d'une déformation extrême du béton $\epsilon_{bc} = 3,5\%$

② MODULES DE DEFORMATIONS LONGITUDINALES :

Pour un chargement d'une durée d'application $< 24h$, le module de déformation instantanée $E_{ij} = 12 \cdot 10^3 (f_{ctj})^{1/3}$ agé de j jours.

Pour un chargement de longue durée d'application, le module de déformation E_{vj} est pris égal à $E_{vj} = E_{ij}/3$

Pour les vérifications courantes, l'âge du béton est $> 28j$, et l'on considère un module de courte durée ($E_i = 12000 f_{ct28}^{1/3}$), et un module de longue durée ($E_v = \frac{E_i}{3}$). L'augmentation de résistance au delà de 28j ne change pas d'une manière significative la valeur du module.

B/ ACIERS :

se distinguent suivant leurs nuances et leurs états de surface .

- Aciers (Armature de type 1) : barre à haute adhérence obtenue par laminage à chaud d'un acier naturellement dur.
- Armature de type 2 : barre à haute adhérence obtenue par laminage à chaud suivi d'un écrouissage par traction ou torsion sans réduction de section.

① CARACTERES MECANQUES :

La limite élastique et la forme du diagramme contrainte-déformation sont les seules caractéristiques utiles à la justification d'une section.

TYPE	NUANCES	LIMITE D'ELASTICITE f_e
BARRE H.A (Type 1 et 2)	$F_e E 40$	4000 bars
	$F_e E 50$	5000 bars.
Ronds Lisses	$F_e E 22$	2200 bars
	$F_e E 24$	2400 bars

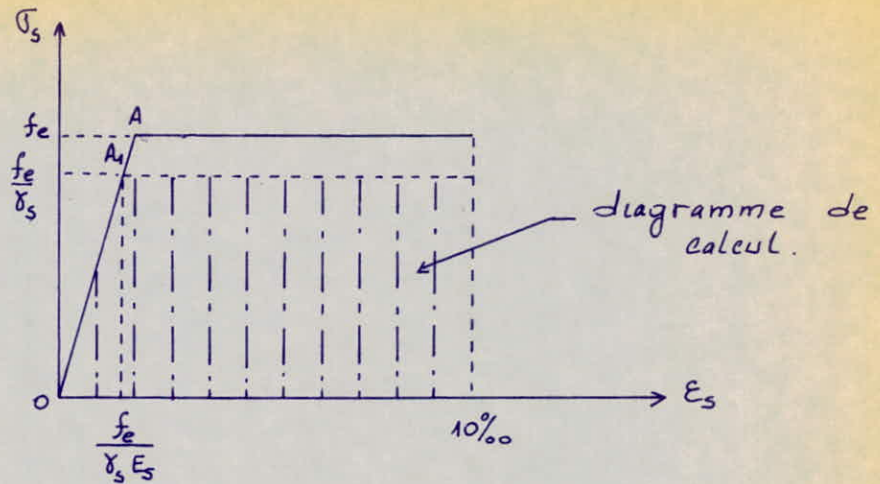
② DIAGRAMME DEFORMATIONS - CONTRAINTE

Pour les calculs de béton armé relatif aux états limites ultimes.

2.1) Ronds lisses, armatures de type 1 et 3

jusqu'au point A, correspondant à la limite élastique f_e , on a une droite d'équation $\sigma_s = E_s \epsilon_s$

Au delà du point A, le diagramme est constitué par une horizontale d'ordonnée f_e

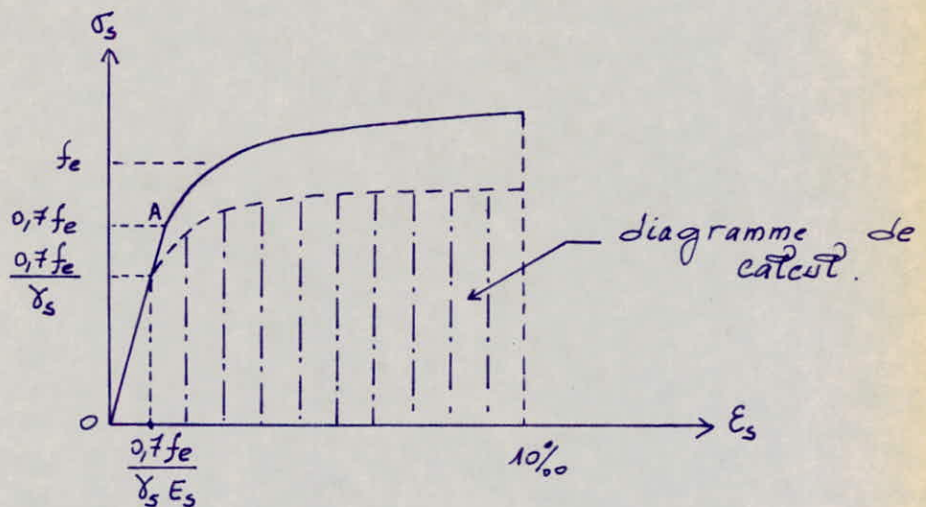


2.2) Armature de type 2:

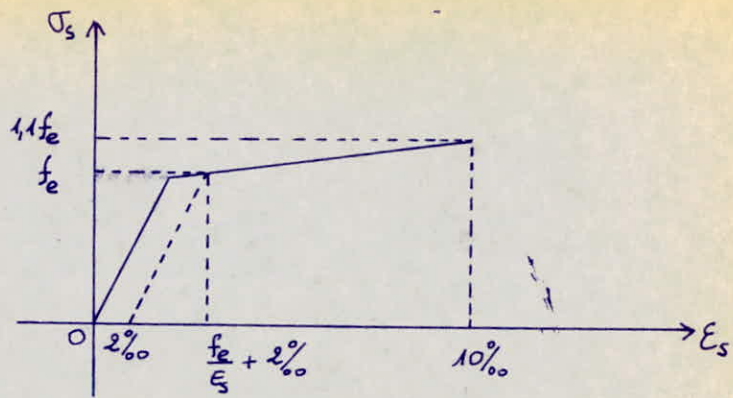
Jusqu'au point A, correspondant à l'ordonnée $0,7 f_e$, le diagramme est constitué par une droite d'équation $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$.

Au-delà du point A, le diagramme se prolonge par une courbe d'équation :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{f_e} - 0,7 \right)^5$$



Lorsqu'une grande précision n'est pas recherchée, les règles B.A.E.L. admettent une autre représentation qui comporte deux droites de chaque côté de l'origine.



REMARQUE :

Tous les diagrammes sont symétriques par rapport à l'origine.

③ DIAGRAMMES DEFORMATIONS-CONTRAINES DE CALCUL :

Le diagramme de calcul des aciers se déduit de ceux donnés ci-dessus en effectuant une affinité parallèle à la tangente à l'origine dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$\gamma_s = 1$ pour les situations accidentelles

$\gamma_s = 1,15$ dans les autres cas.

4/ PARTICULARITES DES VERIFICATIONS

REGLES C.C.B.A 68

- a) calculs de type "élastique"
- b) Adoption pour la loi contraintes-déformation, de la loi de Hooke $\sigma = E \epsilon$. (et en conséquence, introduction d'un coef d'équivalence Acier-Béton).
- c) Limitation des contraintes à des valeurs "admissibles"

ETAT LIMITE ULTIME.

- a) calculs du type "rupture"
- b) Adoption pour les matériaux de lois contraintes-déformation plus ou moins idéalisées à partir des lois réelles.
- c) Limitation des déformations relatives des matériaux.

HYPOTHESES DE BASE

- 1 - Les sections restent planes
- 2 - il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- 3 - La résistance à la traction du béton est négligée

- 1 - Les sections restent planes
- 2 - il n'y a aucun glissement entre l'acier et le béton.
- 3 - La résistance à la traction du béton est négligée.

4 - La contrainte maximale du béton comprimé est limitée à :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 0,3 \sigma_{28} \text{ en compression simple}$$

$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$ en flexion simple, pour une section rectangulaire. (pour le raccordement entre ces 2 valeurs, en flexion composée et pour une section rectangulaire,

$\bar{\sigma}'_b = \bar{\sigma}'_{b_0} (1 + 2(e_0/h_t)) \leq 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$ avec e_0 excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité du béton seul).

5 - La contrainte de l'acier tendu est limitée à $\bar{\sigma}_a = (2/3) \sigma_{en}$

6 - Les diagrammes contraintes - déformations pour le béton et pour l'acier sont, par le jeu du coef d'équivalence $n=15$, confondus en un diagramme unique, linéaire.

4 - Le raccourcissement maximal du béton comprimé est limité à :

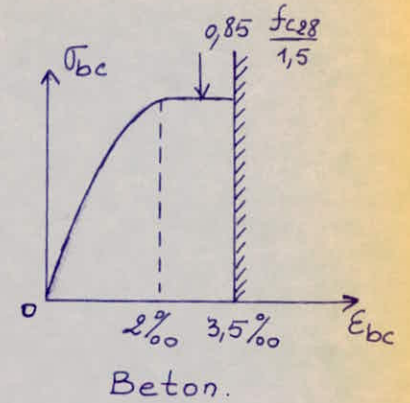
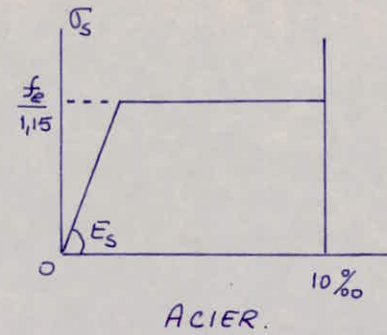
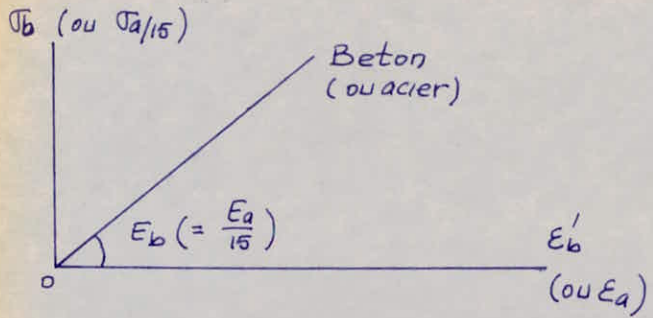
$$\epsilon_{bc_0} = 2\text{‰ en compression simple}$$

$\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ en flexion simple ou en flexion composée lorsque la section n'est pas entièrement comprimée

(pour le raccordement entre ces deux valeurs, voir "pivot c" au point 7

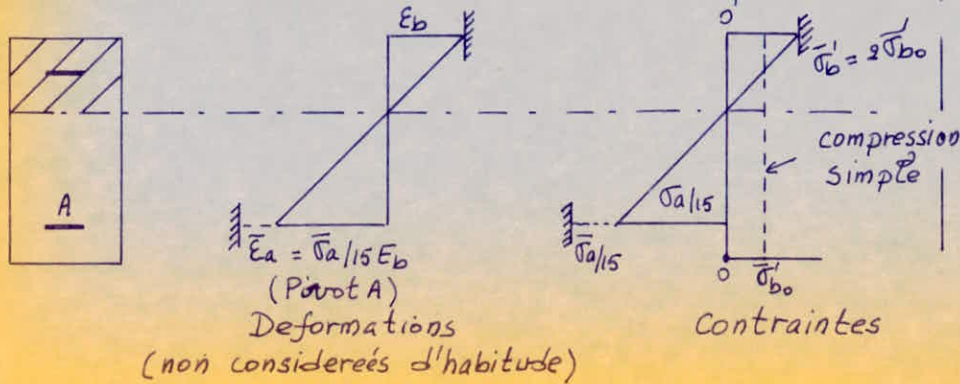
5 - L'allongement de l'acier tendu est limité à $\epsilon_s = 10\text{‰}$

6 - Les diagrammes contraintes - déformations idéalisés pour l'acier et pour le béton (diagramme "parabole rectangle") sont les suivants :



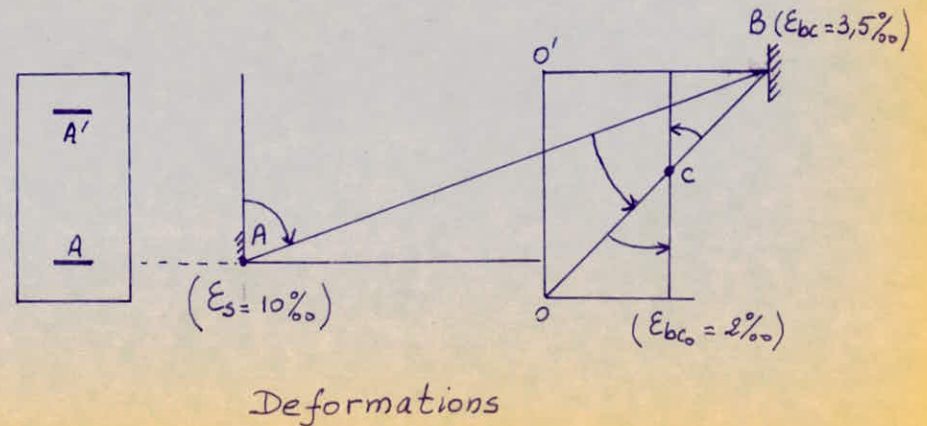
7 - Diagramme de Navier

Le diagramme des contraintes est le diagramme linéaire de NAVIER, qui se déduit du diagramme des déformations par une affinité de rapport $E_b = E_a/15$ (aux contraintes admissibles correspondent donc implicitement des "pivots" pour le diagramme des déformations).



7 - Règle des trois pivots

Le diagramme des déformations est défini par la "Règle des trois pivots" selon la figure ci-après.



Deformations

Par suite de l'affinité qui existe entre les deux diagrammes, le diagramme des déformations n'a pas besoin d'être considéré par la suite

Pour obtenir le diagramme des contraintes, une affinité sur le diagramme des déformations n'est pas possible; il faut obligatoirement utiliser les lois définies avant (voir point 6)

DIMENSIONNEMENT

On cherche à atteindre l'une au moins des contraintes admissibles: $\bar{\sigma}_b'$, $\bar{\sigma}_a'$ ou $\bar{\sigma}_a$. On dispose de 3 équations:

- 1 - Equation de compatibilité des contraintes (sections planes; triangles semblables).
- 2 - equation d'équilibre des forces.
- 3 - equation d'équilibre des moments

On cherche à atteindre l'une au moins des déformations limites correspondant à l'un quelconque des trois pivots. On dispose de trois équations:

- 1 - Equation de compatibilité des déformations (sections planes; triangles semblables).
- 2 - equation d'équilibre des moments.
- 3 - equations d'équilibre des moments

VERIFICATION D'UNE SECTION DONNEE

Elle se fait en recherchant la position de l'axe neutre puis en calculant les contraintes par les formules de la R.D.M. Le diagramme des contraintes qui en résulte doit s'inscrire entre les limites admissibles

La position de l'axe neutre ne peut être déterminé à priori. Le point représentatif de la sollicitation doit se trouver à l'intérieur d'un domaine de sécurité (diag. d'interaction) s'il est sur la frontière du domaine, l'un au moins des pivots est atteint.

D/ Descente de charge:

Introduction

Les sollicitations provenant des charges permanentes G et utiles P sont distribuées selon les surfaces affectées des planchers correspondant à chaque refend pris en - Consideration.

- Cependant, nous avons à - Considerer dans - le chapitre, les - charges et surcharges qui reviennent à chaque élément porteur.

- son poids propre
- La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers (elle est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture du béton à 45°)
- La part des cloisons
- Le poids des façades
- Les éléments spéciaux : escaliers --- etc.

Notre bâtiment est à usage d'habitation, nous aurons à procéder à une dégression des surcharges [la loi de dégression tient compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité

des surcharges soit appliquée simultanément
sur tous les étages d'un bâtiment]

CHARGE et Surcharge

1 - Plancher terrasse

- Protection (gravillon ~5cm)	$0,05 \cdot 1,8 = 0,09 \text{ t/m}^2$
- Etanchéité multicouche	$= 0,02 \text{ t/m}^2$
- Liege (4 cm)	$0,04 \cdot 0,25 = 0,01 \text{ t/m}^2$
- Pare vapeur	$= 0,005 \text{ t/m}^2$
- Forme de pente (moy 12cm)	$0,12 \cdot 2,2 = 0,264 \text{ t/m}^2$
- Dalle pleine $ef = 16 \text{ cm}$	$0,16 \cdot 2,5 = 0,4 \text{ t/m}^2$
- Enduit au plâtre (1,5cm)	$0,015 \cdot 1,3 = 0,02 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
G	$= 0,81 \text{ t/m}^2$

2 - Plancher étage courant

- Carrelage (2cm)	$0,02 \cdot 2,2 = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Mortier de pose (2cm)	$0,02 \cdot 2, = 0,04 \text{ t/m}^2$
- Sable (3cm)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051 \text{ t/m}^2$
- Dalle en B.A $ef = 16 \text{ cm}$	$0,16 \cdot 2,5 = 0,4 \text{ t/m}^2$
- Cloisons	$= 0,075 \text{ t/m}^2$
- Enduit au plâtre (1,5cm)	$0,015 \cdot 1,4 = 0,021 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
G	$= 0,63 \text{ t/m}^2$

3- Escalier

3.1. Palier:

- Carrelage (2cm)	0,044 t/m ²
- Mortier de pose (2cm)	0,040 t/m ²
- Sable (3cm)	0,051 t/m ²
- Dalle en B.A $e_f = 16\text{cm}$	0,400 t/m ²

$$G = 0,535 \text{ t/m}^2$$

3.2. Volée

- Poids propre de la poutre $e_f = 20\text{cm}$	0,623 t/m ²
- Poids propre des marches	0,193 t/m ²
- mortier de pose	0,044 t/m ²
- Revêtement (3cm)	0,066 t/m ²
- Garde corps	0,100 t/m ²

$$G = 1,026 \text{ t/m}^2$$

4 Surcharges d'exploitation:

- Terrasse inaccessible	0,1 t/m ²
- Plancher courant	0,175 t/m ²
- Plancher R.D.c	0,175 t/m ²
- Escalier, Palliers	0,300 t/m ²
- Loggia - Sechoirs	0,300 t/m ²
- Acrotère (main-courante)	0,100 t/m ²

5. calcul du poids propre des garde - corps et Acrotère

on distingue trois types de garde - corps.

- type 1

Poids du garde - corps	1,89 t
Poids du panneau	0,975 t
	$G = 2,87 t$

- type 2

$$G = 2,87 t$$

- type 3

$$G = 3,39 t$$

- Garde-corps métallique acier $7,85 t/m^3$ $G = 0,11 t/ml$

- Acrotère $G = 0,19 t/ml$

6. Surface revenant à chaque voile :

Au niveau de l'étage courant et de la terrasse.

- voiles longitudinaux.

Voiles	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	V	VI	VIIa
Surfaces [m ²]	6,48	13,99	6,3	2,63	15,26	6,23	12,59	12,59	16,79

VIIb	VIII
6,23	12,19

Remarque : Au niveau de la terrasse chaque voile lui revient la même surface que l'étage - Courant sauf pour le voile III pour lequel $S = 3,27 \text{ m}^2$

- Voiles transversaux.

Voiles	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C	D	E	F	G
Surfaces [m ²]	8,31	4,28	19,14	11,29	47,89	1,1	43,12	38,21	4,31

Remarques :

a) Au niveau de la terrasse chaque voile lui revient la même surface que l'étage courant sauf pour les voiles D et E pour lesquels $S_D = 2,46 \text{ m}^2$, $S_E = 44,48 \text{ m}^2$

b) Dans ce chapitre, la notation des voiles, n'est que provisoire.

7. Détermination du poids des refends par hauteur d'étage Voiles transversaux

$$- A_1 = 3,26 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 3,42 \text{ t}$$

$$- A_2 = 5,52 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,80 \text{ t}$$

$$- B_1 = 4,81 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,10 \text{ t}$$

$$- B_2 = 6,92 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 7,27 \text{ t}$$

$$- C = 15,83 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 16,62t$$

$$- D = 2,10 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 2,21t$$

$$- E = 15,21 \cdot 0,20 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 21,29t$$

$$- F = 12,91 \cdot 0,20 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 18,08t$$

$$- G = 3,32 \cdot 0,20 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 4,65t$$

- Voiles longitudinaux

$$- I = 5,07 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,33t$$

$$- II_a = 4,07 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 4,28t$$

$$- II_b = 2,20 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 2,31t$$

$$- III = 2,975 \cdot 0,20 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 4,17t$$

$$- IV_a = 5,92 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 6,22t$$

$$- IV_b = 2,55 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 2,68t$$

$$- V = 5,40 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,67t$$

$$- VI = 5,70 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,99t$$

$$- VII_a = 3,72 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 3,91t$$

$$- VII_b = 2,55 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 2,68t$$

$$- VIII = 5,02 \cdot 0,15 \cdot 2,80 \cdot 2,5 = 5,27t$$

Poids propre des elements

A - Plancher terrasse

Voile A₁

- Acrotère	$(6,55 + 1,8) \cdot 0,19 = 1,59t$
- Plancher terrasse	$8,31 \cdot 0,81 = 6,73t$
	<hr/>
total	$= 8,32t$

Voile A₂

- Acrotère	$(4,45 + 1,8) \cdot 0,19 = 1,19t$
- Plancher terrasse	$4,25 \cdot 0,81 = 3,44t$
	<hr/>
total	$= 4,63t$

- Voile B₁

- Acrotère	$(1,4 + 1,8 + 1,8) \cdot 0,19 = 0,95t$
- Plancher terrasse	$19,14 \cdot 0,81 = 15,50t$
	<hr/>
total	$= 16,45t$

- Voile B₂

- Acrotère	$(1,4 + 1,8 + 1,8) \cdot 0,19 = 0,95t$
- Plancher terrasse	$11,29 \cdot 0,81 = 9,14t$
	<hr/>
total	$= 10,09t$

- Voile C

- Acrotère	$9,61 \cdot 0,19 = 1,83t$
- Plancher terrasse	$47,89 \cdot 0,81 = 38,8t$
	<hr/>
total	$= 40,63t$

- Voile D

- Plancher terrasse $2,46 \cdot 0,81 = 1,99t$

total = 1,99t

- Voile E

- Acrotère $(3,265 + 5,385) \cdot 0,19 = 1,64t$
- Plancher terrasse $44,41 \cdot 0,81 = 36,03t$

total = 37,67t

- Voile F

- Acrotère $(3,385 + 3,55) \cdot 0,19 = 1,32t$
- Plancher terrasse $38,21 \cdot 0,81 = 30,96t$

total = 32,27t

- Voile G

- Acrotère $(3,465 + \frac{3,55}{2}) \cdot 0,19 = 1,00t$
- Plancher terrasse $4,31 \cdot 0,81 = 3,49t$

total = 4,48t

- Voile I

- Acrotère $(5,07 + 1,5) \cdot 0,19 = 1,25t$
- Plancher terrasse $6,48 \cdot 0,81 = 5,25t$

total = 6,50t

- Voile IIa

- Acrotère $(1,5 + 1,8) \cdot 0,19 = 0,63t$
- Plancher terrasse $13,99 \cdot 0,81 = 11,33t$

total = 11,96t

- Voile IIb

- Plancher terrasse $6,3 \cdot 0,81 = 5,10t$

total = 5,10t

- Voile III

- Plancher terrasse 3,27.0,81 = 2,65t

total = 2,65t

- Voile IVa

- Acrotère 4,15.0,19 = 0,79t
- Plancher terrasse 15,26.0,81 = 12,36t

total = 13,15t

- Voile IVb

- Plancher terrasse 6,23.0,81 = 5,05t

total = 5,05t

- Voile V

- Plancher terrasse 12,59.0,81 = 10,20t

total = 10,20t

- Voile VI

- Plancher terrasse 12,59.0,81 = 10,20t

total = 10,20t

- Voile IIIa

- Acrotère 3,3.0,19 = 0,63t
- Plancher terrasse 16,79.0,81 = 13,60t

total = 14,23t

- Voile VIIb

- Plancher terrasse 6,23.0,81 = 5,05t

total = 5,05t

- Voile VIII

- Acrotère 0,788.0,19 = 0,15t
- Plancher terrasse 12,19.0,81 = 9,87t

total = 10,02t

B - Plancher étage courant

- Voile A₁

- Voile		= 3,42t
- Façade	$\frac{1}{2}(3,6 \cdot 2,80 - 1,40 \cdot 2,20) \cdot 0,25$	= 0,88t
- Plancher étage courant	$8,31 \cdot 0,63$	= 5,24t
- Garde-corps	$1,88 \cdot 0,11$	= 0,21t
		<hr/>
		total = 9,75t

- Voile A₂

- Voile		= 5,80t
- Façade	$\frac{1}{2}(3,6 \cdot 2,80 - 1,20 \cdot 1,30) \cdot 0,25$	= 1,07t
- Plancher étage courant	$4,25 \cdot 0,63$	= 2,68t
		<hr/>
		total = 9,55t

- Voile B₁

- Voile		= 5,1t
- Façade	$3,94 \cdot 0,25$	= 2,41t
- Plancher étage courant	$19,14 \cdot 0,63$	= 12,06t
- Garde-corps	$3,76 \cdot 0,11$	= 0,41t
		<hr/>
		total = 19,98t

- Voile B₂

- Voile		= 7,27t
- Façade	$4,13 \cdot 0,25$	= 1,84t
- Plancher étage courant	$11,29 \cdot 0,63$	= 7,11t
- Garde-corps		= 0,21t
		<hr/>
		total = 16,43t

- Voile C

- Voile		= 16,62t
- Façade		= 3,16t
- plancher étage courant		= 25,98t
- Garde-corps		= 2,02t
- Palier		= 2,05t
- Volée	$(1,34 \cdot 2,35) \cdot 1,026$	= 3,24t
		<hr/>
		total = 53,07t

- Voile D

- Voile		= 2,21t
- Plancher étage courant	$1,1 \cdot 0,63$	= 0,69t
		<hr/>
		total = 2,90t

- Voile E

- Voile	= 21,29t
- Façade	= 3,73t
- Plancher étage courant	= 22,98t
- Garde-corps	= 1,61t
- Palier	= 2,05t
- Volée	= 3,24t

total = 54,90t

- Voile F

- Voile	= 18,08t
- Façade	= 3,17t
- Plancher étage courant	= 24,07t

total = 45,32t

- Voile G

- Voile	= 4,65t
- Façade	= 1,07t
- Plancher étage courant	= 2,72t

total = 8,44t

- Voile I

- Voile	= 5,33t
- Façade	= 0,56t
- Plancher étage courant	= 4,08t
- Garde corps	= 0,17t

total = 10,14t

- Voile IIa

- Voile	= 4,28t
- Façade	= 1,32t
- Plancher étage courant	= 8,01t
- Garde-corps	= 0,38t

total = 14,79t

- Voile III

- Voile	= 4,17t
- Plancher étage courant	= 1,66t

total = 5,83t

- Voile IIIa

- Voile	= 6,22t
- Façade	= 1,43t

- Plancher étage courant = 9,61t
 - Garde-corps = 1,61t

total = 18,87t

- Voile III b

- Voile = 2,68t
 - Plancher étage courant = 3,92t

total = 6,60t

- Voile II

- Voile = 5,67t
 - Plancher étage courant = 7,93t

total = 13,60t

- Voile III

- Voile = 5,99t
 - Plancher étage courant = 7,93t

total = 13,92t

- Voile VII a

- Voile = 3,91t
 - Façade = 1,43t
 - Plancher étage courant = 10,58t
 - Garde-corps = 3,13t

total = 19,05t

- Voile III b

- Voile = 2,68t
 - Plancher étage courant = 3,92t

total = 6,60t

- Voile VII

- Voile = 5,27t
 - Façade = 1,07t
 - Plancher étage courant = 7,68t

total = 14,02t

- Surcharges d'exploitation

- Niveau Terrasse = $0,10 \text{ t/m}^2$
- Niveau 8^{ème} étage = $0,175 \text{ t/m}^2$
- Niveau 7^{ème} étage $0,175 \cdot 0,9 = 0,160 \text{ t/m}^2$
- Niveau 6^{ème} étage $0,175 \cdot 0,8 = 0,140 \text{ t/m}^2$
- Niveau 5^{ème} étage $0,175 \cdot 0,7 = 0,120 \text{ t/m}^2$
- Niveau 4^{ème} étage $0,175 \cdot 0,6 = 0,110 \text{ t/m}^2$
- Niveau 3^{ème} étage $0,175 \cdot 0,5 = 0,090 \text{ t/m}^2$
- Niveau 2^{ème} étage $0,175 \cdot 0,5 = 0,090 \text{ t/m}^2$
- Niveau 1^{er} étage $0,175 \cdot 0,5 = 0,090 \text{ t/m}^2$
- Niveau R.D.C $0,175 \cdot 0,5 = 0,090 \text{ t/m}^2$

- voiles transversaux

P(t) avec degression

Voiles Niveaux	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C	D	E	F	G
Terrasse	0,83	0,43	1,91	1,13	4,79	0,85	4,45	3,82	0,43
8 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,19	8,90	6,69	0,75
7 ^{eme}	1,59	0,67	3,58	2,06	9,32	0,17	8,01	6,02	0,68
6 ^{eme}	1,42	0,59	3,18	1,83	8,29	0,15	7,12	5,35	0,60
5 ^{eme}	1,24	0,52	2,79	1,60	7,25	0,13	6,23	4,68	0,53
4 ^{eme}	1,06	0,44	2,39	1,37	6,22	0,11	5,34	4,01	0,45
3 ^{eme}	0,89	0,37	1,99	1,15	5,18	0,10	4,45	3,35	0,38
2 ^{eme}	0,89	0,37	1,99	1,15	5,18	0,10	4,45	3,35	0,38
1 ^{er}	0,89	0,37	1,99	1,15	5,18	0,10	4,45	3,35	0,38
D.S.E	0,89	0,37	1,99	1,15	5,18	0,10	4,45	3,35	0,38

- Voiles transversaux

P(t) sans dégression

Voiles Niveaux	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C	D	E	F	G
Terrasse	0,83	0,43	1,91	1,13	4,79	0,25	4,45	3,82	0,43
8 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
7 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
6 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
5 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
4 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
3 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
2 ^{eme}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
1 ^{er}	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75
R.D.C	1,77	0,74	3,98	2,29	10,36	0,11	8,90	6,69	0,75

- Voiles Longitudinaux
- P(t) avec degredation

Voiles Niveaux	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	V	VI	VIIa	VIIb	VIII
T	0,65	1,40	0,63	0,33	1,53	0,62	1,26	1,26	1,68	0,62	1,22
8 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
7 ^{eme}	1,26	2,73	0,99	0,41	2,93	0,98	1,98	1,98	3,17	0,98	1,92
6 ^{eme}	1,12	2,42	0,88	0,37	2,60	0,87	1,76	1,98	2,82	0,87	1,70
5 ^{eme}	0,98	2,12	0,77	0,32	2,28	0,76	1,54	1,98	2,46	0,76	1,49
4 ^{eme}	0,84	1,82	0,66	0,28	1,95	0,65	1,32	1,98	2,11	0,65	1,28
3 ^{eme}	0,70	1,52	0,55	0,23	1,63	0,55	1,10	1,98	1,76	0,55	1,07
2 ^{eme}	0,70	1,52	0,55	0,23	1,63	0,55	1,10	1,98	1,76	0,55	1,07
1 ^{er}	0,70	1,52	0,55	0,23	1,63	0,55	1,10	1,98	1,76	0,55	1,07
R.D.C	0,70	1,52	0,55	0,23	1,63	0,55	1,10	1,98	1,76	0,55	1,07

- Voies Longitudinales
- $\beta(t)$ sans dégression

Voies Niveaux	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	V	VI	VIIa	VIIb	VIII
T	0,65	1,40	0,63	0,33	1,53	0,62	1,26	1,26	1,68	0,62	1,22
8 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
7 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
6 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
5 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
4 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
3 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
2 ^{eme}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
1 ^{er}	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13
R.D.C	1,40	3,03	1,10	0,46	3,25	1,09	2,20	2,20	3,52	1,09	2,13

— CHAPITRE 2 —

— ETUDE AU SEISME —

1/ GENERALITES :

Les tremblements de terre ont constitué depuis toujours une des graves menaces pour l'homme et pour les réalisations de la civilisation humaine. Au fur et à mesure que la société réalise des progrès scientifiques et techniques, les ouvrages construits deviennent plus audacieux et plus spectaculaires mais, paradoxalement plus exposés aux périls d'un grave accident. Du point de vue économique, les dégâts causés par des séismes peuvent constituer un grave préjudice pour la situation économique et humaine surtout dans les pays en voie de développement. Citons à titre d'exemple le cas du séisme d'EL-ASNAM qui a fait plusieurs milliers de morts et des dégâts matériels importants. L'étude des mesures de protection anti-sismique apparaît donc comme une nécessité objective, sociale et économique. Cette étude consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul, la sécurité de la construction devant des efforts d'origine sismique.

2/ EFFORTS D'ORIGINE SISMIQUE :

Les actions sismiques sont jusqu'à présent données par le D.T.U "Règles PS69" qui est actuellement en cours de révision suite principalement aux séismes qui ont affecté le pourtour méditerranéen (ALGERIE, ITALIE, GRECE, etc...). Les règles ne sont jusqu'à présent à prendre en considération que lorsque ce D.T.U est mentionné dans les documents particuliers du marché

à l'exception du cas des immeubles de grande hauteur pour lesquels elles sont obligatoires.

En Algérie nous vivons la même situation réglementaire sauf que depuis un certain temps le C.T.C exige pour les constructions qu'il contrôle que ces règles "PS 69" auxquelles il a adjoint un additif intitulé "Complément aux règles PS 69" soient effectivement appliquées. Il a par la suite produit un projet de "Règlement Parasismique Algérien" (R.P.A) qui a été envoyé pour appréciation à toutes les structures et organismes intéressés en vue de l'officialiser par la suite après d'éventuelles retouches. Et c'est le but de ce chapitre, qui consiste en fait en l'étude comparative des Règles citées ci-dessus, à savoir:

- PS 69
- PS 69 + CTC
- RPA.

Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer:

- soit par un calcul dynamique direct. Pour cela, il faudra disposer de l'enregistrement de l'accélérogramme, donc de graphes donnant directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un séisme antérieur connu.
- soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations à ceux de l'action sismique.

Nous appliquerons pour nos calculs présents, le deuxième procédé c'est à dire un calcul statique équivalent vu que les conditions

d'application de cette méthode sont vérifiées.

① D.T.U. "Regles PS 69":

Les systèmes statiques équivalents résultent de la combinaison:

- d'un système de forces horizontales S_H
- d'un système de forces verticales S_V
- d'un système de couples de torsion d'ensemble (d'axe vertical passant par le centre de torsion de la structure).

Ces sollicitations sont fonctions :

- de la zone où l'on construit, c.à.d de l'intensité que peut avoir le séisme
- du terrain sur lequel l'ouvrage est fondé
- de la réponse de la structure.
- du niveau par rapport au sol, donc du déplacement de l'ouvrage sous l'effet du séisme.

① Système de forces horizontales S_H : (Art. 3,111-11)

Les calculs seront faits suivant les deux directions horizontales perpendiculaires correspondant aux axes propres du bâtiment XX et YY considérées successivement.

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné est:

- pour la direction OX : $F_x = \sigma_x \cdot W = (\alpha \cdot \beta_x \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \delta')$ W
- pour la direction OY : $F_y = \sigma_y \cdot W = (\alpha \cdot \beta_y \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \delta')$ W

* W : poids de la structure y compris $\frac{1}{5}$ des surcharges

* coefficient d'intensité α : (Art. 3,112-12)

Il varie de 0,5 à 1,5 suivant la région, c'est à dire suivant les intensités à prendre en compte.

$\alpha = 0,5$ pour zone de faible intensité (ZONE I)

$\alpha = 1$ pour zone de moyenne intensité (ZONE II)

$\alpha = 1,5$ pour zone de forte intensité (ZONE III)

Ce coefficient caractérise l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique, dont on veut la protéger. Il dépend de l'intensité i_n pour laquelle doit être établi le projet.

⊗ Coefficient de réponse β : (Art. 3,112-13)

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse égale à celle de référence.

Il dépend de :

- La période T du mode de vibration de la construction dans la direction étudiée
- Du degré d'amortissement de l'ouvrage
- Accessoirement de la nature du sol de fondation.

Pour les bâtiments courants à voiles, l'amortissement sera considéré comme moyen. Et pour ce cas β est donné par :

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T}} \quad \text{avec} \quad 0,065 \leq \beta \leq 0,11$$

Pour un contreventement par voiles en béton armé: (Art. 3,113-3)

$$T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} \quad \begin{array}{l} H: \text{ hauteur du bâtiment} \\ L: \text{ dimension en plan.} \end{array}$$

Pour notre cas: $H = 25,70 \text{ m}$; $L_x = 18,945 \text{ m}$; $L_y = 20,47 \text{ m}$

$$\text{soit} \quad \begin{cases} T_x = 0,36 \text{ s} \\ T_y = 0,34 \text{ s} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \beta_x = \beta_y = 0,11.$$

⊗ Coefficient de fondation δ' : (Art. 3,112 - 15)

Ce coefficient indépendant des propriétés dynamiques de la construction est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Les règles "PS 69" donne pour:

- des terrains meubles, assez forte teneur en eau
 - Radier
- } $\rightarrow \delta' = 1,10$

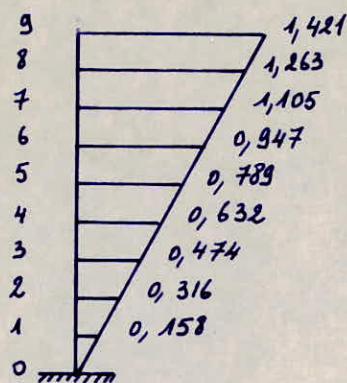
⊗ Coefficient de distribution γ : (Art. 3,112 - 14)

Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les bâtiments d'habitation composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

si l'on désigne par n le nombre de plancher, le coefficient applicable au plancher de rang r est:

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$



② Système de forces verticales S_V : (Art. 3,111-12)

Les efforts verticaux s'exerçant sur un élément de construction sont supposés s'appliquer au centre de gravité de ce dernier. Ils peuvent être ascendants ou descendants.

L'intensité de la force verticale agissant sur un élément donné est égale à :

$$F_V = \pm \sigma_V \cdot W \quad \text{avec } \sigma_V: \text{coefficient sismique vertical}$$

Les règles "PS 69" définissent σ_V comme étant égal à :

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad \text{où } \sigma_H = \max(\sigma_x, \sigma_y)$$

pour $\alpha \leq 1$, σ_V peut être pris égal à σ_H

③ Torsion d'ensemble S_T : (Art. 3,111-13)

A chaque système de forces horizontales, il convient d'associer le système de couple de torsion d'axe vertical.

si la longueur d'un bâtiment excède 2 fois et demi sa largeur

$$\text{c.à.d. } \eta = \frac{L_y}{L_x} > 2,5$$

ou encore; si dans le plan de contreventement le plus sollicité se trouve équilibré une fraction θ des efforts horizontaux supérieurs à $2/3$;

il convient de vérifier la stabilité de la structure en supposant que la résultante des forces horizontales agissant à chaque niveau dans la direction considéré se trouve écartée de sa position théorique, d'une distance égale à :

$$e = \pm \frac{1}{20} (\lambda + \mu) (L + d)$$

Avec : d = bras de levier de la résultante théorique par rapport au centre de torsion de la structure

L : dimension du bâtiment, en plan, perpendiculairement à la direction étudiée.

λ est un coefficient égal à :
$$\lambda = \begin{cases} 0 & \text{si } \eta \leq 2,5 \\ \eta - 2,5 & \text{si } \eta > 2,5 \end{cases}$$
 sans que cette valeur puisse dépasser 1

μ est un coefficient égal à
$$\mu = \begin{cases} 0 & \text{si } \theta \leq \frac{2}{3} \\ 6(\theta - \frac{2}{3}) & \text{si } \theta > \frac{2}{3} \end{cases}$$

cette excentricité accidentelle est donc à prendre en compte en plus de l'excentricité réelle (distance du centre de masse o au centre de torsion c , dans la direction considérée.)

conclusion:

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure seront celles plus défavorables résultant de la combinaison (S_H) , (S_V) et (S_T) .

④ Détermination des forces sismiques :

détermination de w pour chaque niveau.

- Niveau terrasse :

$$G = 251,29 + 77,49 = 328,78 \text{ t}$$

$$\frac{P}{5} = 301,9 \frac{0,1}{5} = 6,04 \text{ t}$$

$$W = 334,82 \text{ t}$$

- Etage courant :

$$G = 345,93 \text{ t}$$

$$\frac{P}{5} = \frac{57,14}{5} = 11,43 \text{ t}$$

$$W = 357,36 \text{ t}$$

4a) ZONE I : $\alpha = 0,5$; $\beta_x = \beta_y = 0,11$; $J = 1,10$.

NIVEAU	δ	σ_y	σ_x	σ_v	Forces horizontales		Forces verticales
					F_y	F_x	
25,20	1,421	0,086	0,086	0,086	28,785	28,785	28,785
22,40	1,263	0,076	0,076	0,076	27,306	27,306	27,306
19,60	1,105	0,067	0,067	0,067	23,890	23,890	23,890
16,80	0,947	0,057	0,057	0,057	20,474	20,474	20,474
14,00	0,789	0,048	0,048	0,048	17,058	17,058	17,058
11,20	0,632	0,038	0,038	0,038	13,664	13,664	13,664
8,40	0,474	0,029	0,029	0,029	10,248	10,248	10,248
5,60	0,316	0,019	0,019	0,019	6,832	6,832	6,832
2,80	0,158	0,010	0,010	0,010	3,416	3,416	3,416

4b) ZONE II : $\alpha = 1$; $\beta_x = \beta_y = 0,11$; $J = 1,10$

NIVEAU	δ	σ_y	σ_x	σ_v	F_y	F_x	F_v
25,20	1,421	0,172	0,172	0,172	57,569	57,569	57,569
22,40	1,263	0,153	0,153	0,153	54,613	54,613	54,613
19,60	1,105	0,134	0,134	0,134	47,781	47,781	47,781
16,80	0,947	0,115	0,115	0,115	40,949	40,949	40,949
14,00	0,789	0,095	0,095	0,095	34,117	34,117	34,117
11,20	0,632	0,076	0,076	0,076	27,328	27,328	27,328
8,40	0,474	0,057	0,057	0,057	20,496	20,496	20,496
5,60	0,316	0,038	0,038	0,038	13,664	13,664	13,664
2,80	0,158	0,019	0,019	0,019	6,832	6,832	6,832

4c) ZONE III :

$$\alpha = 1,5 ; \beta_x = \beta_y = 0,11 ; \beta' = 1,10$$

NIVEAU	δ	σ_y	σ_x	σ_v	F_y	F_x	F_v
25,20	1,421	0,258	0,258	0,211	86,354	86,354	70,532
22,40	1,263	0,229	0,229	0,187	81,919	81,919	66,818
19,60	1,105	0,201	0,201	0,164	71,671	71,671	58,648
16,80	0,947	0,172	0,172	0,140	61,423	61,423	50,187
14,00	0,789	0,143	0,143	0,117	51,175	51,175	41,725
11,20	0,632	0,115	0,115	0,094	40,992	40,992	33,555
8,40	0,474	0,086	0,086	0,070	30,744	30,744	25,093
5,60	0,316	0,057	0,057	0,047	20,496	20,496	16,632
2,80	0,158	0,029	0,029	0,024	10,248	10,248	8,462

⑤ Efforts sismiques :

les efforts engendrés par l'action sismique sont tabulés ci-dessous.

5a) ZONE I

NIVEAU	SENS y-y		SENS x-x		EFFORTS VERTICAUX
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	28,785	80,698	28,785	80,698	28,785
19,60	56,091	237,653	56,091	237,653	56,091
16,80	79,981	461,600	79,981	461,600	79,981
14,00	100,455	742,874	100,455	742,874	100,455
11,20	117,513	1071,91	117,513	1071,91	117,513
8,40	131,177	1439,206	131,177	1439,206	131,177
5,60	141,425	1835,196	141,425	1835,196	141,425
2,80	148,257	2250,315	148,257	2250,315	148,257
0,00	151,673	2675	151,673	2675	151,673

5b) ZONE II

NIVEAU	SENS Y-Y		SENS X-X		EFFORTS VERTICAUX
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	57,569	161,193	57,569	161,193	57,569
19,60	112,182	475,303	112,182	475,303	112,182
16,80	159,963	923,199	159,963	923,199	159,963
14,00	200,912	1485,753	200,912	1485,753	200,912
11,20	235,029	2143,834	235,029	2143,834	235,029
8,40	262,357	2878,434	262,357	2878,434	262,357
5,60	282,853	3670,422	282,853	3670,422	282,853
2,80	296,517	4500,670	296,517	4500,670	296,517
0,00	303,349	5350,047	303,349	5350,047	303,349

5c) ZONE III:

NIVEAU	SENS Y-Y		SENS X-X		EFFORTS VERTICAUX
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	86,354	241,791	86,354	241,791	70,532
19,60	168,273	712,956	168,273	712,956	137,35
16,80	239,944	1384,799	239,944	1384,799	195,998
14,00	301,367	2228,626	301,367	2228,626	246,185
11,20	352,542	3215,744	352,542	3215,744	287,91
8,40	393,534	4317,639	393,534	4317,639	321,465
5,60	424,278	5505,618	424,278	5505,618	346,558
2,80	444,774	6750,985	444,774	6750,985	363,19
0,00	455,022	8025,046	455,022	8025,046	371,652

b) Complément du C.T.C aux Regles "PS 69" :

Ce complément, en dehors des règles de bonne construction suggérées par les points faibles constatés suite au séisme d'EL-ASNAM du 10 octobre 1980, aggrave les coefficients sismiques.

c'est ainsi que :

⊗ α a été multiplié par 1,2 à 1,3 pour les régions II et III.

. pour la zone I $\rightarrow \alpha = 0,5$

. pour la zone II $\rightarrow \alpha = 1$

. pour la zone III $\rightarrow \alpha = 1,8$

⊗ Pour β seuls les amortissements moyens (sans réduction pour formation importante de sol meuble) et faible ont été retenus.

pour notre cas : $0,065 \leq \beta \leq 0,13$

$T_y = 0,34s \rightarrow \beta_y = 0,122$

$T_x = 0,36s \rightarrow \beta_x = 0,119$.

⊗ Le coefficient sismique vertical est pris égal au plus grand coefficient horizontal alors qu'avec le PS 69 pour $\alpha > 1$ ledit coefficient est en plus divisé par $\sqrt{\alpha}$.

⊗ par ailleurs pour ce qui ^{est} du sol de fondation, les 50% de majoration de $\bar{\sigma}_s$ ne sont valables que pour un sol de consistance rocheuse. Pour un sol meuble elle est uniquement de 33%.

① Determination des forces sismiques :

1a) Pour la zone I :

$$\alpha = 0,5 \quad ; \quad \beta_y = 0,122 \quad ; \quad \beta_x = 0,119 \quad ; \quad \beta = 1,10$$

NIVEAU	δ	σ_y	σ_x	σ_v	F_y	F_x	F_v
25,20	1,421	0,096	0,093	0,096	32,14	31,14	32,14
22,40	1,263	0,085	0,083	0,085	30,38	29,66	30,38
19,60	1,105	0,074	0,073	0,074	26,45	26,09	26,45
16,80	0,947	0,064	0,062	0,064	22,87	22,16	22,87
14,00	0,789	0,053	0,052	0,053	18,90	18,58	18,90
11,20	0,632	0,043	0,042	0,043	15,37	15,01	15,37
8,40	0,474	0,032	0,031	0,032	11,44	11,08	11,44
5,60	0,316	0,021	0,021	0,021	7,50	7,50	7,50
2,80	0,158	0,011	0,011	0,011	3,93	3,93	3,93

1b) ZONE II :

$$\alpha = 1 \quad ; \quad \beta_y = 0,122 \quad ; \quad \beta_x = 0,119 \quad ; \quad \beta = 1,10$$

NIVEAU [m]	δ	σ_y	σ_x	σ_v	F_y	F_x	F_v
25,20	1,421	0,191	0,186	0,191	63,95	62,28	63,95
22,40	1,263	0,169	0,165	0,169	60,39	58,96	60,39
19,60	1,105	0,148	0,145	0,148	52,89	51,82	52,89
16,80	0,947	0,127	0,124	0,127	45,38	44,31	45,38
14,00	0,789	0,106	0,103	0,106	37,88	36,81	37,88
11,20	0,632	0,085	0,083	0,085	30,38	29,66	30,38
8,40	0,474	0,064	0,062	0,064	22,87	22,16	22,87
5,60	0,316	0,042	0,041	0,042	15,01	14,65	15,01
2,80	0,158	0,021	0,021	0,021	7,50	7,50	7,50

1c) Zone III :

$$\alpha = 1,8 ; \beta_y = 0,122 ; \beta_x = 0,119 ; \beta_z = 1,10$$

NIVEAU	δ	σ_y	σ_x	σ_z	F_y	F_x	F_z
25,20	1,421	0,344	0,335	0,344	115,18	112,16	115,18
22,40	1,263	0,304	0,297	0,304	101,79	99,44	101,79
19,60	1,105	0,266	0,261	0,266	89,06	87,39	89,06
16,80	0,947	0,229	0,223	0,229	76,67	74,66	76,67
14,00	0,789	0,191	0,185	0,191	63,95	61,94	63,95
11,20	0,632	0,153	0,149	0,153	51,23	49,89	51,23
8,40	0,474	0,115	0,112	0,115	38,50	37,50	38,50
5,60	0,316	0,076	0,074	0,076	25,45	24,78	25,45
2,80	0,158	0,038	0,038	0,038	12,72	12,72	12,72

2) Determination des efforts sismiques :

Les efforts sismiques pour les 3 zones, pour les règles "PS 69+CTC", sont représentés dans les tableaux suivants :

2a) ZONE I :

NIVEAU	SENS Y-Y		SENS X-X		EFFORTS VERTICAUX
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	32,14	89,99	31,14	87,19	32,14
19,60	62,52	265,05	60,80	257,43	62,52
16,80	88,97	514,16	86,89	500,72	88,97
14,00	111,84	827,32	109,05	806,06	111,84
11,20	130,74	1193,39	127,63	1163,43	130,74
8,40	146,11	1602,50	142,64	1562,82	146,11
5,60	157,55	2043,64	153,72	1993,24	157,55
2,80	165,05	2505,78	161,22	2444,65	165,05
0,00	168,98	2978,92	165,15	2907,07	168,98

2b) ZONE II :

NIVEAUX [m]	SENS y-y		SENS x-x		EFFORTS VERTICAUX [t]
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	63,95	179,06	62,28	174,38	63,95
19,60	124,34	527,21	121,24	513,86	124,34
16,80	177,23	1023,46	173,06	998,42	177,23
14,00	222,61	1646,76	217,37	1607,06	222,61
11,20	260,49	2376,14	254,18	2318,76	260,49
8,40	290,87	3190,57	283,84	3113,52	290,87
5,60	313,74	4069,04	306	3970,32	313,74
2,80	328,75	4989,54	320,65	4868,14	328,75
0,00	336,25	5931,04	328,15	5786,96	336,25

2c) ZONE III

NIVEAUX [m]	SENS y-y		SENS x-x		EFFORTS VERTICAUX [t]
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]	
25,20	0	0	0	0	0
22,40	115,18	322,50	112,16	314,05	115,18
19,60	216,97	930,02	211,60	906,53	216,97
16,80	306,03	1786,90	298,99	1743,7	306,03
14,00	382,70	2858,46	373,65	2789,92	382,70
11,20	446,65	4109,08	435,59	4009,57	446,65
8,40	497,88	5503,15	485,48	5368,92	497,88
5,60	536,38	7005,01	522,98	6833,26	536,38
2,80	561,83	8578,14	547,76	8366,99	561,83
0,00	574,55	10186,88	560,48	9936,33	574,55

C) Règlement Parasismique Algérien (RPA)

Le RPA est applicable à toute les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Dans la conception du R.P.A, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dans les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique et cela sous réserve de certaines conditions (Art. 3.2.1.1 du RPA) qui sont vérifiées pour notre cas.

Il faut souligner toutefois que les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême.

c'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante
- la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol.

① Action sismique

Le règlement parasismique algérien permet de calculer la structure par une méthode pseudo-dynamique qui consiste à considérer celle-ci comme soumise à un effort tranchant V à sa base. La valeur de cet effort tranchant étant fonction de cinq paramètres :

$$V = ADBQW.$$

1a) Coefficient d'Accelération des zones A : (Art. 3.3.1.1)

Depend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Les valeurs A, correspondant aux groupes d'usage et aux zones sismiques sont données dans le tableau "1" (page 16 du RPA).

notre structure est définie comme suit:

Batiment d'habitation → Zone d'usage 2

↙	zone sismique I: A=0,08
↘	" " II: A=0,15
↘	" " III: A=0,25

1b) Facteur d'amplification dynamique moyen D: (Art. 3.3.1.2)

Il est fonction de la période de la structure, de la nature du sol et de l'amortissement de la structure. On comprendra

aisément qu'il devrait y en avoir une infinie, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T).

pour ce qui est de l'amortissement, le RPA dans sa version actuelle ne donne qu'une valeur de 10%.

La période est donnée par:

$$T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}}$$

H: hauteur du bâtiment
L: dimension en plan.

soit :

$$T_y = 0,51 \text{ s} \quad ; \quad T_x = 0,53 \text{ s}$$

Le diagramme de $D = f(t)$ (page 17 du RPA) nous donne les valeurs

suivantes: $D_y = 1,98$; $D_x = 1,94$.

1c) Facteur de comportement de la structure B: (Art. 3.3.1.3)

Il exprime la capacité de la structure à entrer dans le domaine plastique donc à absorber de l'énergie car la force réelle à laquelle serait soumise la structure si elle n'était pas ductile est:

$$V_E = \frac{1}{2} A.D.Q.W \quad (* \text{ Le } \frac{1}{2} \text{ sera expliqué plus loin})$$

mais en fait de par sa ductilité, elle est soumise à une force moindre pour une même déformation. Cette force est la valeur notée V du règlement:

$$V = \frac{1}{2} . A.D.(2B).Q.W$$

et l'on a:

d_T : facteur de ductilité

$$2B = \frac{1}{d_T}$$

* Le $\frac{1}{2}$ mentionné ci-dessus vient du produit de deux facteurs

$$\frac{1}{2} = R \cdot \frac{W_{eff}}{W} \approx 0,7 \cdot 0,7$$

- R est un coefficient de réduction qui permet de tenir compte de l'atténuation due à l'interaction sol-structure et du fait que les spectres sont établis avec un modèle à un degré de liberté

- W_{eff} représente en quelque sorte la masse effective sollicitée par le séisme et le rapport $\frac{W_{eff}}{W}$ varie entre 0,6 et 0,9.

En faisant remarquer que pour un système à un seul degré de liberté type Château d'eau $\frac{W_{eff}}{W} = 1,0$.

Nous avons une structure à voiles porteurs (catégorie 5)

$$\text{D'où } B = \frac{1}{4}$$

1d) Facteur de qualité φ : (Art. 3.3.1.4)

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction.

La valeur φ est déterminée par la formule :

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

P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q , elle prend respectivement les valeurs 0 et 0,1.

1. Conditions minimales des files porteuses :

critère observé, car il existe au moins un trumeau dans chaque direction qui vérifie la relation suivante :

$$\frac{h}{L} \leq 0,67$$

h : hauteur d'étage
 L : largeur du trumeau

exemple : voile B₁ : $\frac{h}{L} = \frac{2,80}{7,07} = 0,4 < 0,67$

voile VIII : $\frac{h}{L} = \frac{2,8}{4,87} = 0,58 < 0,67$

Donc : $P_1 = 0$

2. Surabondance en plan

Le critère est observé car plusieurs files de voiles ont un rapport de portée maximum (3,75) sur la portée minimum (3,15) ne dépassant pas 1,5.

D'où $P_2 = 0$

3. Symétrie en plan :

critère observé car l'excentricité entre le centre de gravité

et le centre de rigidité à l'étage considéré, n'excede pas 15% de la dimension effective du bâtiment.

D'où $P_3 = 0$

4. Régularité en élévation :

Ce critère est observé car le système de contreventement reste inchangé au niveau de chaque étage

d'où $P_4 = 0$ (1)

5. Contrôle de la qualité des matériaux

Ce critère est observé car on suppose que des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise

soit $P_5 = 0$

6. Contrôle de la qualité de la construction

Ce critère est observé. L'ingénieur responsable de l'étude inspecte les travaux de gros œuvre.

soit $P_6 = 0$

soit finalement :

$$Q = 1 + 0 = 1.$$

1e) Poids de la structure W : (Art. 3.3.1.5)

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation.

$$W = 3364,66 \text{ t} \approx 3365 \text{ t}$$

Remarque :

on a supposé l'encastrement de notre bâtiment au niveau du Rez de chaussée. L'infrastructure (sous sol) est considérée comme une boîte rigide.

1e) Actions sismiques Longitudinales et transversales pour les 3 zones:

⊗ Zone I :

$$V_y = A D_y B Q W = 0,08 \cdot 1,98 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 133,25 \text{ t}$$

$$V_x = A D_x B Q W = 0,08 \cdot 1,94 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 130,56 \text{ t}$$

⊗ Zone II :

$$V_y = 0,15 \cdot 1,98 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 249,85 \text{ t}$$

$$V_x = 0,15 \cdot 1,94 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 244,80 \text{ t}$$

⊗ Zone III :

$$V_y = 0,25 \cdot 1,98 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 416,42 \text{ t}$$

$$V_x = 0,25 \cdot 1,94 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1 \cdot 3365 = 408 \text{ t}$$

② Distribution des forces Laterales en hauteur:

Les forces laterales V_y et V_x seront distribuées sur la hauteur de la structure suivant les formules:

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

La force concentrée F_t au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante:

$$F_t = 0,07 T \cdot V \quad T \text{ en secondes}$$

$$\text{avec un maximum de: } F_t \leq 0,25 V$$

De plus le R.P.A stipule que F_t peut être prise égale à zero lorsque $T \leq 0,7 \text{ s}$, ce qui est notre cas.

$$\text{Donc } F_t = 0 \rightarrow V = \sum_{i=1}^g F_i$$

et de ce fait l'effort horizontal V sera distribue sur la hauteur de la structure suivant la formule

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^g W_i \cdot h_i} = \frac{V \cdot W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^g W_i \cdot h_i} \quad (F_t = 0)$$

F_k : effort horizontal au niveau k .

h_i, h_k : hauteurs à partir de la base au niveau i et k respectivement.

w_i, w_k : partie de w qui est assignée au niveau i et k respectivement.

2a) Valeurs des forces laterales distribuees pour la zone I:

NIVEAU	w_k	h_k	$w_k \cdot h_k$	SENS y-y		SENS x-x	
				V_y	F_k	V_x	F_k
T: 9	328,78	25,20	8285,256	133,25	25,58	130,56	25,07
8	345,93	22,40	7748,832	133,25	23,93	130,56	23,44
7	345,93	19,60	6780,228	133,25	20,94	130,56	20,52
6	345,93	16,80	5811,624	133,25	17,95	130,56	17,58
5	345,93	14,00	4843,02	133,25	14,95	130,56	14,65
4	345,93	11,20	3874,416	133,25	11,96	130,56	11,72
3	345,93	8,40	2905,812	133,25	8,97	130,56	8,79
2	345,93	5,60	1937,208	133,25	5,98	130,56	5,86
1	345,93	2,80	968,604	133,25	2,99	130,56	2,93
Σ			43155				

2b) Zone II:

NIVEAU	w_k	h_k	$w_k \cdot h_k$	SENS y-y		SENS x-x	
				V_y	F_k	V_x	F_k
9	328,78	25,20	8285,256	249,85	47,97	244,80	47
8	345,93	22,40	7748,832	249,85	44,86	244,80	43,96
7	345,93	19,60	6780,228	249,85	39,25	244,80	38,46
6	345,93	16,80	5811,624	249,85	33,65	244,80	32,97
5	345,93	14,00	4843,02	249,85	28,04	244,80	27,47
4	345,93	11,20	3874,416	249,85	22,43	244,80	21,98
3	345,93	8,40	2905,812	249,85	16,82	244,80	16,48
2	345,93	5,60	1937,208	249,85	11,22	244,80	10,99
1	345,93	2,80	968,604	249,85	5,61	244,80	5,49
Σ			43155				

2c) Zone III:

Les valeurs de $w_k; h_k; w_k \cdot h_k$, étant les mêmes que pour les zones I et II.

$$V_y = 416,42 t$$

$$V_x = 408 t$$

NIVEAU	SENS Y-Y	SENS X-X
	F_k	F_k
9	79,95	78,33
8	74,77	73,26
7	65,42	64,10
6	56,08	54,95
5	46,73	45,79
4	37,39	36,63
3	28,04	27,47
2	18,69	18,31
1	9,35	9,16

③ Determination des efforts engendrés par l'action sismique

Les efforts engendrés par l'action sismique sont représentés dans les tableaux suivants, pour les 3 zones.

3a) Zone I:

NIVEAU	SENS Y-Y		SENS X-X	
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [t.m]
9	0	0	0	0
8	25,58	71,62	25,07	70,20
7	49,51	210,25	48,51	206,02
6	70,45	407,51	69,03	399,31
5	88,40	655,03	86,61	641,82
4	103,35	944,41	101,26	925,34
3	115,31	1267,28	112,98	1241,69
2	124,28	1615,26	121,77	1582,64
1	130,26	1979,99	127,63	1940
0	133,25	2353,09	130,56	2231,74

3b) Zone II:

NIVEAU	SENS Y-Y		SENS X-X	
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]
9	0	0	0	0
8	47,97	134,32	47	131,6
7	92,83	394,24	90,96	386,29
6	132,08	764,06	129,42	748,66
5	165,73	1228,11	162,39	1203,36
4	193,77	1770,66	189,86	1734,97
3	216,2	2376,02	211,84	2328,11
2	233,02	3028,49	228,32	2967,41
1	244,24	3712,35	239,31	3637,48
0	249,85	4411,94	244,8	4322,92

3c) Zone III:

NIVEAUX	SENS Y-Y		SENS X-X	
	T [t]	M [tm]	T [t]	M [tm]
9	0	0	0	0
8	79,95	223,86	78,33	219,32
7	154,72	657,08	151,59	643,78
6	220,14	1273,47	215,69	1247,71
5	276,22	2046,88	270,64	2005,5
4	322,95	2951,14	316,43	2891,50
3	360,34	3960,10	353,06	3880,07
2	388,38	5047,56	380,53	4945,56
1	407,07	6187,36	398,84	6062,31
0	416,42	7353,33	408	7204,71

calcul des deformations horizontales.

Pour la Determination des deplacements relatifs lateraux d'un etage, on considere l'ensemble de la structure comme etant une console encastree soumise a une charge triangulaire.

la relation donnant les deplacements est la suivante: $f_i = \frac{P x_i^2}{60 E I H^2} (20 H^3 - 10 H x_i^2 + x_i^3)$ "aide memoir R.D.M."

- ou P: charge totale
- H: hauteur du batiment
- x_i: hauteur du niveau considere.

- Cependant le deplacement relatif de l'etage est obtenu comme suit.

$$f_i \text{ relatif} = (f_i - f_{i-1})$$

NB: Pour le R.P.A 81, le deplacement calcule a partir des forces laterales specifiees doit etre multiplie par 1/2B (avec B=1/4) pour obtenir le deplacement relatif. Art 3.3.7.1

deplacement admissible

R.P.A 81	$\bar{\Delta} = 0,0075 h$	Art 3.3.7.1
PS 69	$\bar{\Delta} = \frac{\sqrt{\alpha}}{1000} h$	Art 3.2.2
PS 69 + CTC	$\bar{\Delta} = \frac{1,3}{1000} h$	complement C.T.C

Vous résumons les déplacements relatifs de niveau pour les trois zones sismiques dans les tableaux suivants:

Zone I Déplacement relatif ($10^3 m$)

Sens Longitudinal				Sens transversal		
Regles	PS69	R.P.A 81	PS69+CTC	PS69	R.P.A 81	PS69+CTC
$\bar{\Delta} (10^3 m)$	1,98	21,00	3,64	1,98	21,00	3,64
Effort (kN) Niveaux (m)	151,673	133,250	168,980	151,673	130,56	165,150
25,20	1,10	1,80	1,20	0,50	0,80	0,50
22,40	1,00	1,70	1,10	0,45	0,76	0,46
19,60	0,90	1,60	1,00	0,42	0,70	0,44
16,80	0,88	1,58	0,96	0,40	0,68	0,42
14,00	0,80	1,40	0,95	0,35	0,65	0,40
11,20	0,70	1,20	0,80	0,33	0,60	0,39
8,40	0,60	1,00	0,60	0,30	0,40	0,30
5,60	0,40	0,80	0,40	0,20	0,20	0,1
2,80	0,10	0,20	0,20	0,10	0,10	0,1

Zone II déplacement relatif ($10^{-3}m$)

Sens Longitudinal				Sens transversal		
Regles	PS 69	R.P.A 81	PS69+CTC	PS 69	R.P.A 81	PS69+CTC
$\bar{\delta}(10^{-3}m)$	2,80	21,00	3,64	2,80	21,00	3,64
Effort (t) Niveaux (m)	303,349	249,850	336,25	303,349	244,800	328,150
25,20	2,00	3,20	2,20	0,80	1,40	1,00
22,40	1,90	3,18	2,14	0,80	1,38	0,90
19,60	1,88	3,14	2,10	0,78	1,34	0,88
16,80	1,86	3,00	2,00	0,75	1,20	0,85
14,00	1,70	2,80	1,80	0,70	1,18	0,80
11,20	1,40	2,40	1,70	0,60	1,00	0,70
8,40	1,20	1,80	1,10	0,50	0,80	0,50
5,60	0,70	1,40	0,80	0,40	0,60	0,40
2,80	0,30	0,40	0,30	0,10	0,20	0,10

Zone III Déplacement relatif ($10^{-3}m$)

Sens Longitudinal				Sens transversal		
Regles	PS69	R.P.A 81	PS69+CTC	PS69	R.P.A 81	PS69+CTC
$\bar{\Delta}(10^{-3}m)$	3,43	21,00	3,64	3,43	21,00	3,64
efforts Niveaux (m)	455,022	416,420	574,550	455,022	408,000	560,480
25,20	3,00	5,40	3,70	1,30	2,40	1,60
22,40	2,90	5,35	3,68	1,28	2,20	1,58
19,60	2,89	5,20	3,65	1,25	2,18	1,55
16,80	2,70	5,00	3,40	1,20	2,10	1,50
14,00	2,50	4,60	3,20	1,10	2,00	1,30
11,20	2,20	4,00	2,70	0,90	1,80	1,20
8,40	1,70	3,20	2,20	0,80	0,80	1,00
5,60	1,20	2,00	1,50	0,50	0,70	0,60
2,80	0,40	0,80	0,50	0,20	0,40	0,20

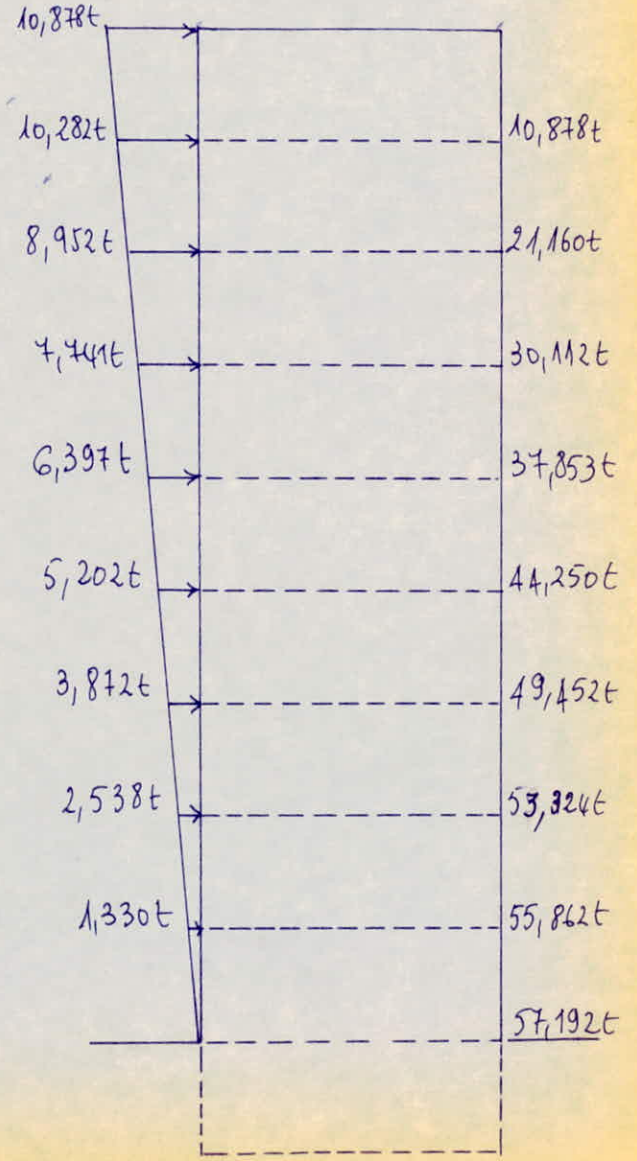
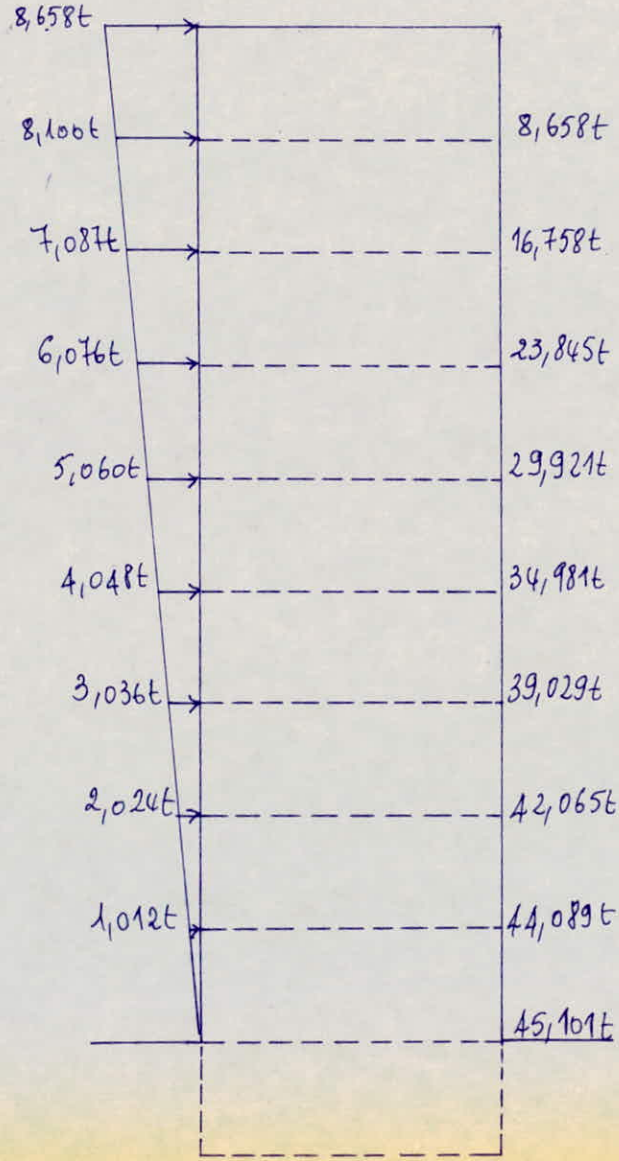
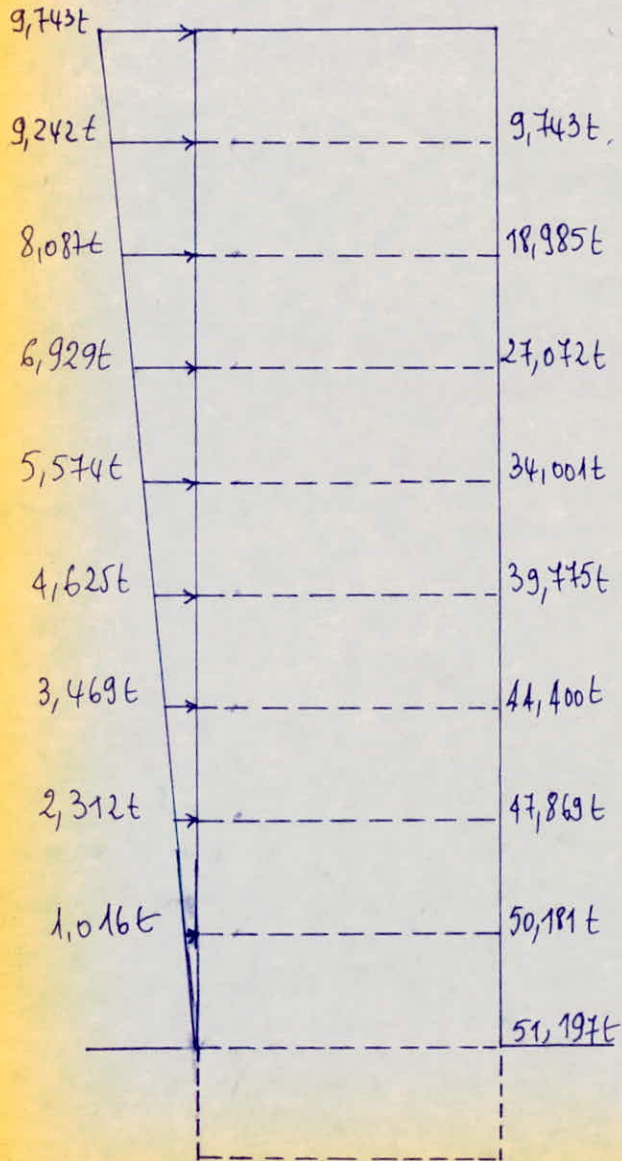
NB: La Comparaison portera uniquement sur le voile le plus sollicité (II), cependant on montre sur les schémas statiques la répartition des forces latérales par niveaux et par zones pour les 3 règles paraboliques.

Voile VI Zone I

PS 69

RPA 80

PS69-CTC

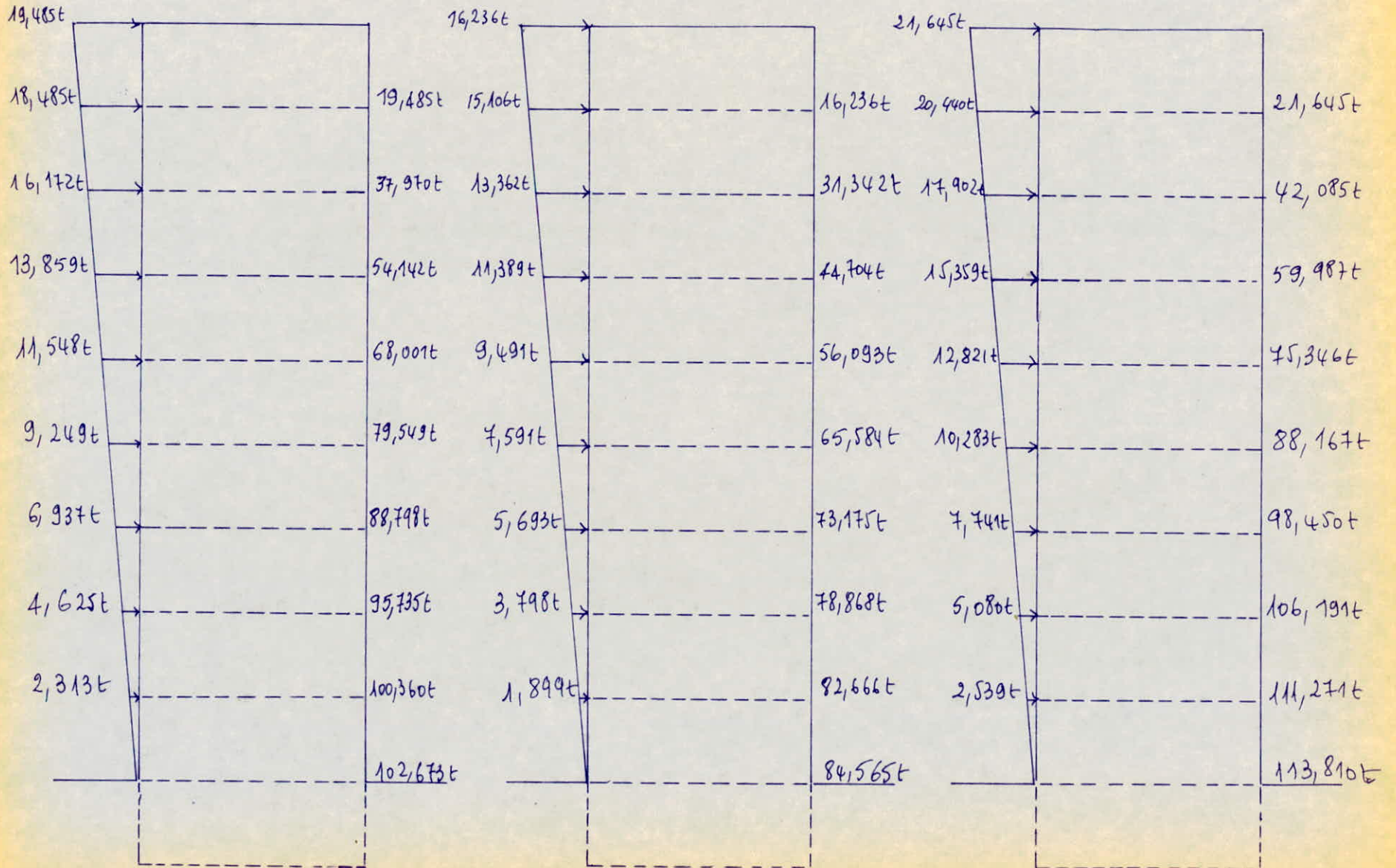


Voile II Zone II

PS 69

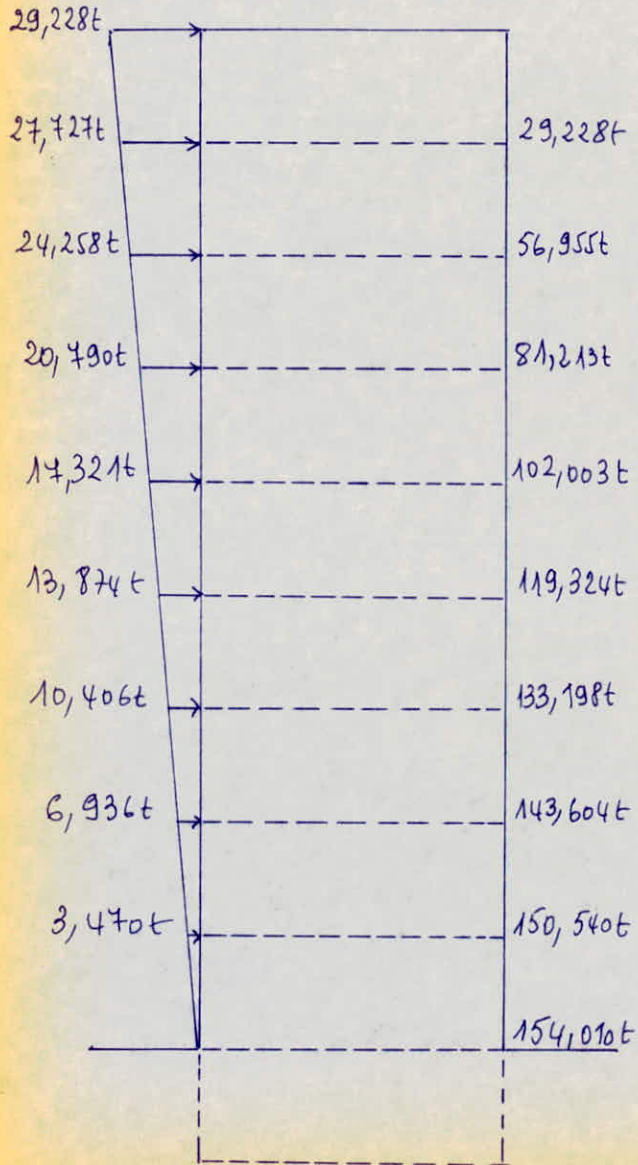
R.P.A 80

PS 69-CTC

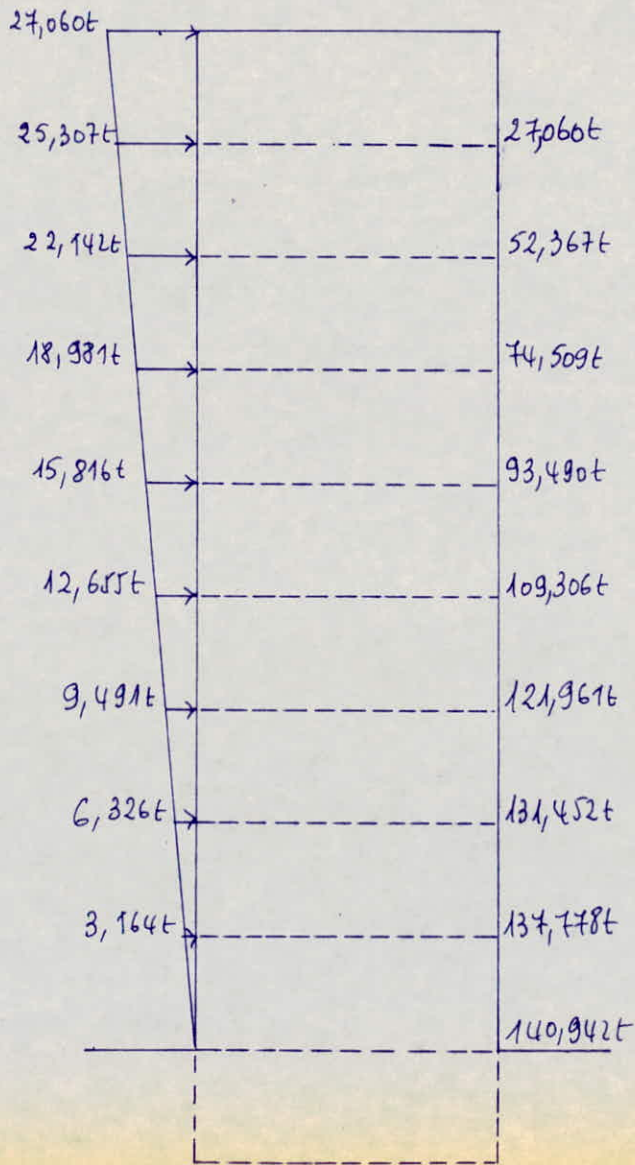


Voile VI Zone III

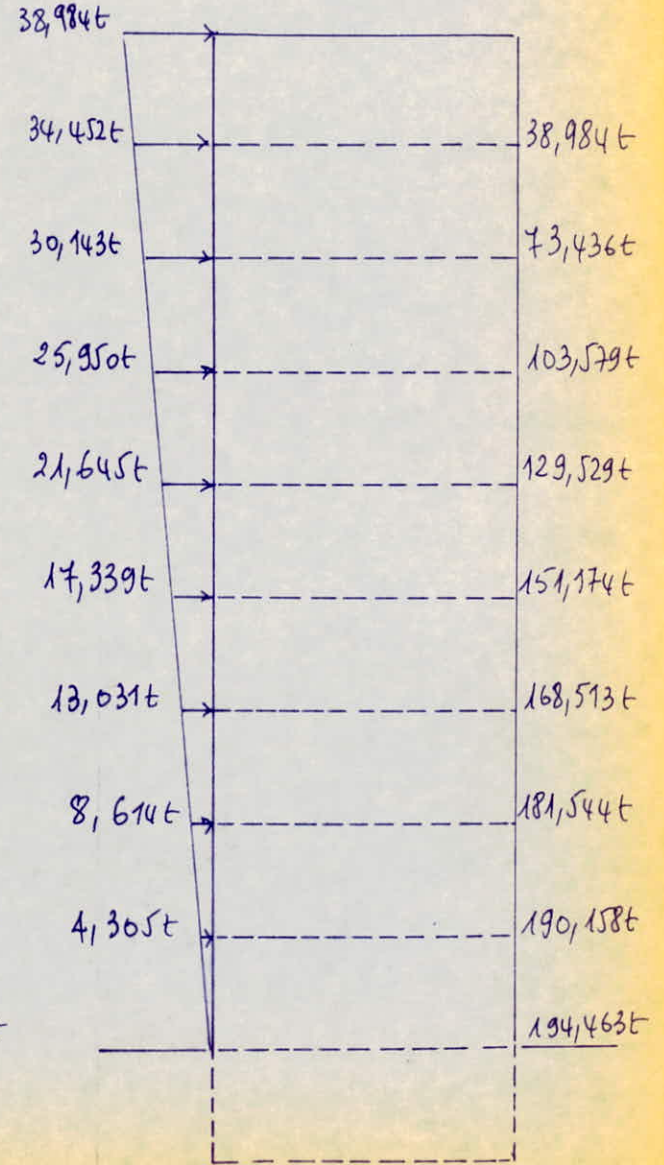
PS 69



RPA 80



PS 69 - CTC



Comparaison des regles Parasismique

a°. A partir des trois regles parasismique nous determinerons, les efforts (M, T) pour la Voile la plus sollicitée en fonction des trois zones de sismicité

Voile Longitudinal III

Regles Zones	PS 69		R.P.A 81		PS 69 - CTC	
	T(t)	M(tm)	T(t)	M(tm)	T(t)	M(tm)
Zone I	51,197	905,024	45,101	796,452	57,192	1008,232
Zone II	102,673	1810,796	84,565	1493,052	113,810	2007,466
Zone III	154,010	2716,210	140,942	2488,82	194,463	3447,864

Nous remarquons que les efforts obtenus par les regles PS 69 et PS 69+CTC sont nettement plus defavorables que ceux donnés par le R.P.A 81 et cette difference est de l'ordre

PS 69 - CTC / R.P.A 81

Zone I : 27%

Zone II : 35%

Zone III : 38%

PS 69 - / R.P.A 81

Zone I : 14%

Zone II : 21%

Zone III : 9%

b'. à partir des règles parasismiques et pour les trois zones de sismicité, on évalue la section minimale de béton pour le voile la plus sollicitée celle-ci sera donnée par la contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau}_b = 0,12 \sqrt{f_c}$.

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 275 = 33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{où } \tau_b = \frac{\bar{T}}{b z}$$

$z = \frac{7}{8} h$; h: longueur du voile

$\bar{T} = 1,5 T$ pour le PS69 + CTC

$\bar{T} = 1,4 T$ pour le R.P.A 81

$\bar{T} = T$ pour le PS69

D'où $b \geq \frac{\bar{T}}{\bar{\tau}_b z} \Rightarrow b_{\min} = \frac{\bar{T}}{z \cdot \bar{\tau}_b} \text{ (cm)}$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant.

	PS 69			R.P.A 81			PS69- CTC		
	$\bar{T}(t)$	bmin calculé	bmin règles	$\bar{T}(t)$	bmin calculé	bmin règles	$\bar{T}(t)$	bmin calculé	bmin règles
Zone I	51,197	3 cm	12 cm	63,141	3 cm	12 cm	85,788	4 cm	12 cm
Zone II	102,673	5 cm	12 cm	118,391	6 cm	15 cm	170,715	8 cm	15 cm
Zone III	154,010	7 cm	12 cm	197,319	9 cm	15 cm	291,695	13 cm	15 cm

c') Détermination de la section minimale du béton pour le même voile à partir des déplacements admissibles

HYPOTHESE: Le plancher est un système rigide qui travaille comme un diaphragme transférant l'effort tranchant à chaque étage sur les voiles de contreventement. Puisque les voiles sont connectés à chaque niveau par un plancher rigide, ils se déformeront de manière identique sous l'effet des forces horizontales appliquées à chaque niveau.

Dans le calcul des déformations des voiles, les déformations dues à l'effort tranchant et au moment flechissant sont considérées

on suppose que les murs sont fixés à leurs extrémités

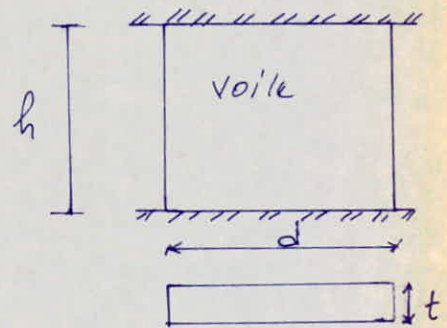
Déformation $\delta = \delta_F + \delta_T$

$$\delta = \frac{Vh^3}{12EI} + \frac{1.2Vh}{GA}$$

Substituant $G \approx 0,4E$

$$I = \frac{td^3}{12} ; A = t.d$$

$$\delta = \frac{V}{Et} \left[\left(\frac{h}{d}\right)^3 + 3\left(\frac{h}{d}\right) \right]$$



Les voiles avec fûts d'ouvertures sont modélisés comme trumeaux et linteaux et par conséquent leur déplacement total est calculé comme suit

$$\delta_{\text{voile}} = \frac{1}{\left(\sum \frac{1}{\delta}\right)_{\text{trumeau}}} + (\sum \delta)_{\text{linteau}}$$

Dans notre cas et pour le voile VI à 2 files d'ouvertures on obtient la section minimale du béton à partir de la relation suivante

$$b_{min} = t = \frac{V}{\bar{\Delta}} (1,83 \cdot 10^{-6}) \text{ (cm)}$$

V étant l'effort tranchant total.

	PS 69			R. P. A 81			PS 69 - CTC		
	V(t)	$\bar{\Delta} 10^3 m$	b _{min} calculé	V(t)	$\bar{\Delta} 10^3 m$	b _{min} calculé	V(t)	$\bar{\Delta} 10^3 m$	b _{min} calculé
Zone I	51,197	1,98	5	45,10	21	0,50	57,19	3,64	3
Zone II	102,673	2,80	7	84,57	21	0,80	113,86	3,64	6
Zone III	154,010	3,43	8	140,94	21	1,00	194,46	3,64	10

Conclusion:

Tableau récapitulatif des épaisseurs minimales du voile. VI

données par la contrainte tangentielle \bar{T}_b et les déformations $\bar{\Delta}$

	Zone I			Zone II			Zone III		
	PS69-CTC	PS69	RPAB1	PS69-CTC	PS69	RPAB1	PS69-CTC	PS69	RPAB1
$b(\bar{T}_b)_{cm}$	(4)	3	(3)	(8)	5	(6)	(13)	7	(9)
$b(\bar{\Delta})_{cm}$	3	(5)	0,5	6	(7)	0,8	10	(8)	1

épaisseurs minimales imposées par les règles } PS69 $b=12cm$ (les 3 zones)
 PS69+CTC $\rightarrow b=12cm$ (ZI)
 RPAB1 $\rightarrow b=15cm$ (ZII, ZIII)

NB: nous considérons l'épaisseur $b = \max\{b(\bar{T}_b), b(\bar{\Delta})\}$

A travers les résultats obtenus (efforts horizontaux, épaisseurs minimales) pour ces règles. nous tirons les conclusions suivantes:

1° Intérêt scientifique: en comparant les épaisseurs minimales obtenues par les calculs (tableau ci-dessus) et les épaisseurs minimales imposées par les règles: nous pouvons dire que les structures à voile présentent une grande réserve de résistance. Celle-ci est exprimée par la différence de quantité de béton. Cependant les épaisseurs - calculées ne peuvent être réalisées en pratique, seules les épaisseurs imposées par les règles parasismiques, car elles prennent en considération plusieurs facteurs.

2° Intérêt économique: pour cela nous pouvons dire que l'application des règles parasismiques ALGÉRIENNES (RPAB1) est la plus économique et cela en se basant sur les résultats des efforts horizontaux obtenus en appliquant les trois règles sur la même structure (Voir P. 68)

3. Hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble: (Méthode de M.M. ALBIGES et Goulet)

on simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes.

- Les planchers sont indéformables suivant un plan horizontal
- Les refends sont parfaitement encastrés à leur base.
- L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur, dans le cas où les refends comportent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

4. Inertie équivalente, Définition et application

4-1 - Introduction

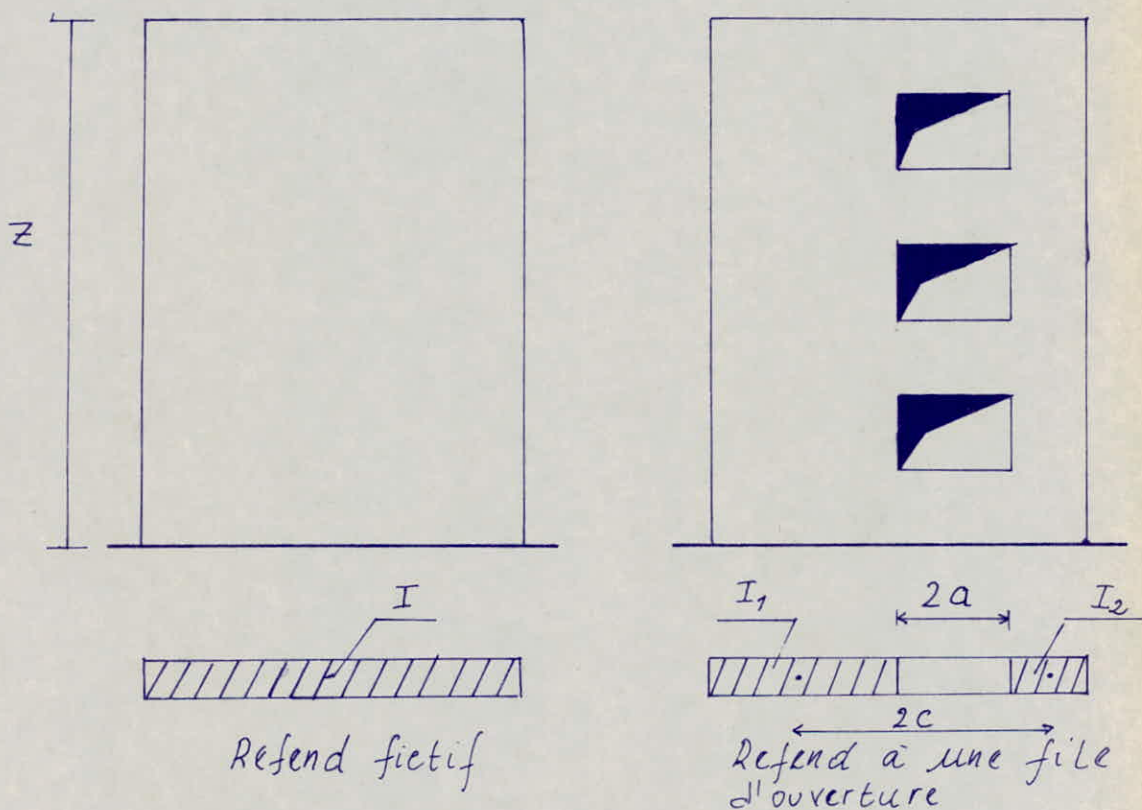
L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures aux refends linéaires pleins.

4-2 Définition

On appellera "inertie équivalente" I_e du refend considéré, l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis au mêmes efforts horizontaux uniformément repartis sur la...

... la hauteur du bâtiment, présenterait à son sommet une fleche égale à celle du refend avec ouvertures.

4.2.1 Refend à une file d'ouverture.



Nous écrivons, la relation qui donne une fleche approché au sommet du refend avec une file d'ouverture (la fleche est calculée à l'aide de l'intégrale de Mohr)

$$f = H_0 z^3 \left(\frac{11}{60 EI} + \frac{2mc}{I} \cdot \frac{4}{a^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2)} \right)$$

la fleche f_0 au sommet du refend linéaire fictif est donnée par la relation suivante:

$$f_0 = \frac{11}{60} \frac{H_0 Z^3}{EI_e}$$

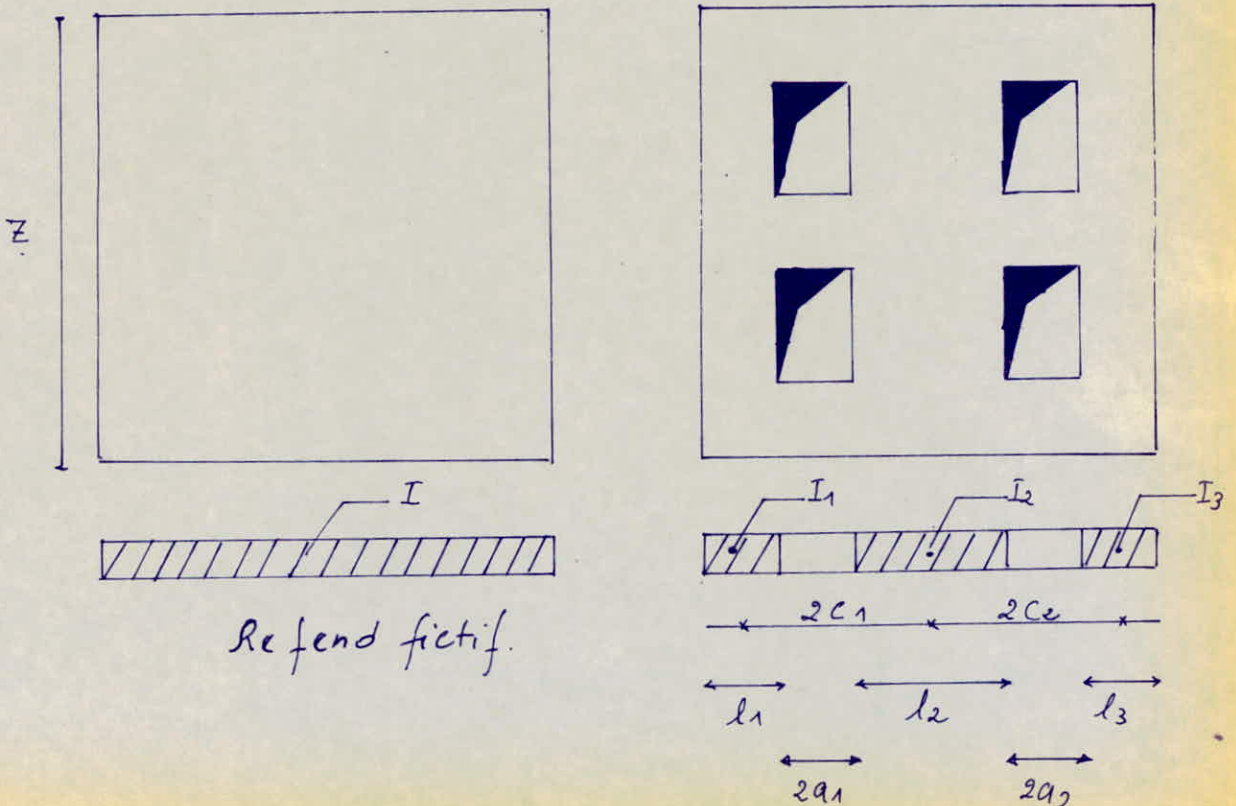
on écrit alors: $f = f_0$

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

D'où

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

4.2.2 Refend à plusieurs files d'ouvertures



Nous écrivons de la même manière la relation donnant la fleche approchée au sommet du refend \bar{z} plusieurs files d'ouvertures

$$f = H_0 \bar{z}^3 \left(\frac{M}{60 EI} + \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} \right)$$

en écrivant $f = f_0$ avec f_0 fleche au sommet du refend linéaire fictif:

$$\frac{M}{60 EI} + \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{1}{E(I_1 + I_2 + \dots + I_n)} = \frac{M}{60} \cdot \frac{1}{EI_e}$$

D'où

$$I_e = \frac{I}{\frac{60}{M} \frac{I}{\sum_{i=1}^n I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec :

$\alpha = \omega Z$ degré de concordance

$\omega =$ degré monolithique

$Z =$ hauteur d'étage

$\psi_0 =$ Coefficient donné par l'abaque 23.6

M. Divers $\psi_0 = f(\xi, \alpha) = f(\frac{Z}{l}, \alpha)$

$I =$ Inertie totale du refend avec ouvertures

$$I = \sum_{i=1}^n I_i + 2 \sum_{i=1}^n m_i c_i$$

$m =$ moment Statique.

5. Applications:

5.1 - Refends longitudinaux et transversaux

5.1.1 Refends à une file d'ouverture.

$$- I_c = b \frac{h_c^3}{12} \quad (r = 4/2)$$

$$- 2I_c = I_1 + I_2$$

$$- c = (l_1 + 4a + l_2 + 1)/4$$

$$- m = \frac{2cb}{l_1 + l_2 + 4a}$$

$$- I = \frac{2}{3} I_c + 2mc$$

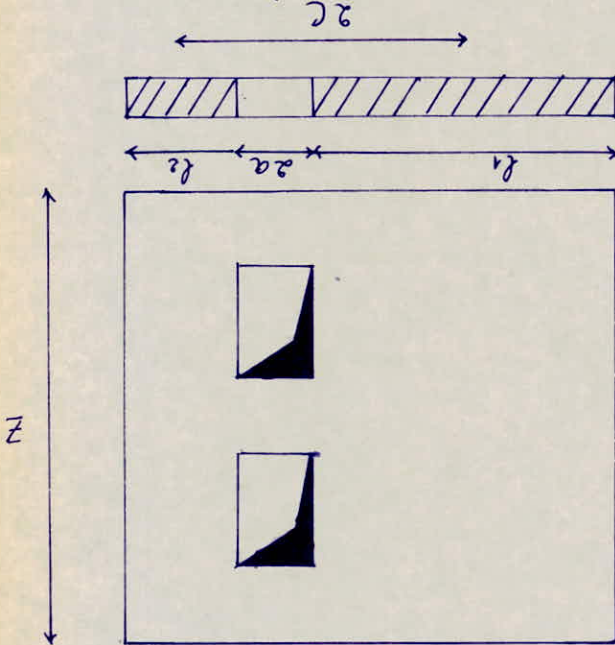
$$- r = b \frac{h_c^3}{12} ; h_c = \text{hauteur du linteau} \quad (h_c = 0,63m)$$

$$- w^2 = 3r I_c$$

$$2I_c \cdot m \cdot a^3 \cdot h$$

$$D'où \quad I_c = \frac{60 \frac{2mc}{46} + 1}{I} \quad \text{Vo abaque}$$

$$; a = wZ \quad (Z = 25,20m)$$



Refends caract.	IV b	IV a	VIII b	VIII	E1	E3	F1	F2
l4 (m)	0,30	2,11	0,30	0,35	3,75	4,38	3,48	2,46
l2 (m)	2,65	0,89	2,65	4,85	0,40	2,37	1,00	0,60
a (m)	0,50	0,45	0,50	0,45	0,40	0,40	0,45	0,40
I4 (m ⁴)	0,0003	0,120	0,0003	0,0005	0,188	1,140	0,70	0,25

Nous obtenons, les résultats dans le tableau suivant:

$I_2 (m^4)$	0,23	0,009	0,23	1,43	0,001	0,22	0,02	0,004
$\sum I_i (m^4)$	0,23	0,13	0,23	1,43	0,88	1,62	0,72	0,25
$C (m)$	1,24	1,20	1,24	1,75	1,44	2,09	1,57	1,17
$m (m^3)$	0,10	0,23	0,10	0,17	0,21	1,29	0,49	0,23
$I (m^4)$	0,48	0,68	0,48	2,03	1,48	7,01	2,26	0,79
W	0,82	0,98	0,82	0,72	0,88	0,69	0,69	1,04
α	21,07	25,19	21,07	18,50	22,62	17,73	17,73	26,73
ψ_0	0,65	0,65	0,65	0,64	0,65	0,64	0,64	0,65
$I_e (m^4)$	0,48	0,66	0,48	2,03	1,47	6,76	2,21	0,78

5.1.2 Refend à 2 files d'ouvertures. (Refend VI)

Nous obtenons d'après le même principe la valeur de l'inertie équivalente suivante :

$$I_e = \frac{I}{\frac{G_0}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$\frac{G_0}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1$$

$$l_1 = l_3 = 2,70 \text{ m}$$

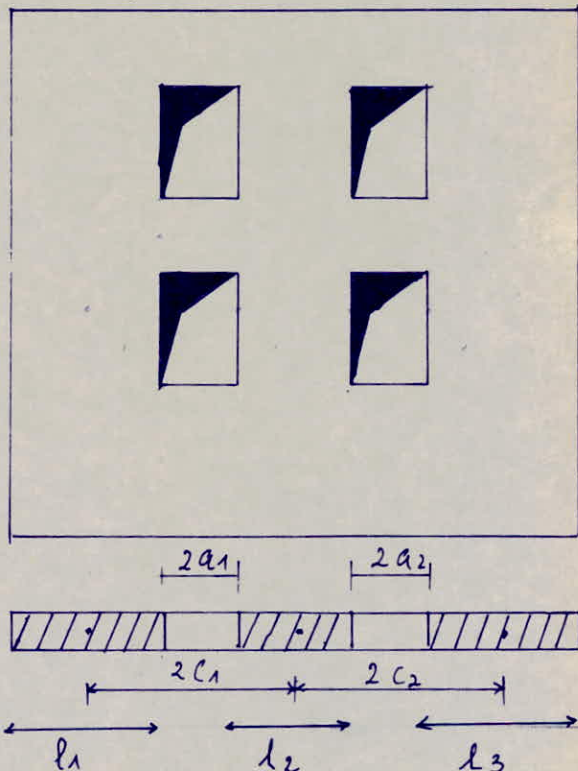
$$a_1 = a_2 = 0,45 \text{ m}$$

$$w = 1,31, \quad b = 0,15 \text{ m}$$

$$\alpha = w z = 33,67$$

$$\psi_0 = 0,66 \text{ (abaque 23.b Divers)}$$

$$I_e = 5,28 \text{ m}^4$$



5.1.3 Refend pleins

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

Nous resumons les resultats dans le tableau suivant:

- Refends longitudinaux

Refend Caract	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	VIIIa
b [m]	0,15	0,15	0,15	0,20	0,15	0,15	0,15
l [m]	5,245	3,87	2,40	2,975	6,12	2,55	3,32
I [m ⁴]	1,80	0,72	0,17	0,44	2,87	0,21	0,46

- Refends transversaux

Refend Caract	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	E ₂	F ₃	G	C ₁	C ₂
b [m]	0,15	0,15	0,15	0,15	0,20	0,20	0,20	0,15	0,15
l [m]	5,67	3,41	7,07	4,96	4,305	5,365	3,465	10,16	5,67
I [m ⁴]	2,28	0,50	4,42	1,53	1,33	2,57	0,69	13,11	2,28

- 6. Etude de la torsion

6.1 Introduction

des forces horizontales peuvent engendrer deux effets suivant que :

- L'effort appliqué à un niveau donné passe par le "centre de torsion", il y'a alors simplement une translation.
- L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion, la translation est alors accompagnée d'une rotation.

Dans ce dernier cas, il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontale (supposé agir au centre de gravité des masses) par rapport au centre de torsion (qui est le centre de gravité des inerties)

Les règles parasismiques ALGERIENNES (R.P.A 81) prévoient une excentricité e définie. Comme suit:

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} e. \text{ théorique résultant des plans} \\ 5\% \text{ de la plus grande dimension en plan.} \end{array} \right.$$

NB: Les règles parasismiques FRANÇAISES, "PS69" ne prévoient pas dans notre cas une excentricité accidentelle.

on calculera donc l'excentricité théorique (qui définit les positions relatives des centres de gravité

des masses et des inerties) qu'on comparera à 5% de la plus grande dimension en plan.

Les coordonnées cartésiennes des centres de gravité des masses et des inerties sont définies par les expressions suivantes :

centre de gravité des masses :

$$Y_m = \frac{\sum m_i Y_i}{\sum m_i} \quad ; \quad Z_m = \frac{\sum m_i Z_i}{\sum m_i}$$

centre de gravité des inerties

$$Y_{CT} = \frac{\sum Y_i I_{yy}^i}{\sum I_{yy}^i} \quad ; \quad Z_{CT} = \frac{\sum Z_i I_{zz}^i}{\sum I_{zz}^i}$$

6.1 Détermination du centre de gravité des masses

Pour cela on détermine le centre de gravité de chaque masse au niveau de l'étage par rapport à un système d'axe orthonormé choisis. Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants.

6.1.1. Centre de gravité des fonds

Voiles	$M_i [t]$	$Y_i [m]$	$Z_i [m]$	$M_i Y_i$	$M_i Z_i$
I	5,33	17,11	17,19	91,20	91,62
IIa	4,28	16,68	14,04	71,39	60,09
IIb	2,31	13,10	14,04	30,26	32,43
III	4,17	9,14	11,09	38,11	46,25

IV _a	6,22	17,51	10,29	108,91	64,00
IV _b	2,68	12,93	10,29	34,65	27,58
V	5,67	3,56	9,49	20,19	53,81
VI	5,99	3,73	7,57	22,34	45,34
VII _a	3,91	17,72	7,14	69,29	27,92
VII _b	2,68	12,93	7,14	34,65	19,14
VIII	5,27	17,93	3,39	94,49	17,87
A ₁	3,42	0,08	12,32	0,27	42,13
A ₂	5,80	0,08	5,86	0,46	33,99
B ₁	5,10	3,83	13,02	19,53	66,40
B ₂	7,27	3,83	5,01	27,84	202,40
c	16,62	7,58	10,49	125,98	174,34
d	2,21	8,95	9,79	19,78	21,64
E	21,29	10,73	9,33	228,44	198,64
F	18,08	14,48	8,90	261,80	160,91
G	4,65	18,23	1,66	84,77	7,72
Σ	132,95			1384,35	1394,22

D'où

$$Y_m = \frac{1384,35}{132,95} = 10,41m$$

$$Z_m = \frac{1394,22}{132,95} = 10,49m$$

- 6.1.2 Centre de gravité des dalles.

Les coordonnées du centre de gravité des dalles sont les suivantes:

$$\sum M_i = 178,51 \text{ t} \quad , \quad \sum M_i y_i = 1933,24 \text{ tm.}$$

$$\sum M_i z_i = 1740,52 \text{ tm}$$

$$y_m = \frac{1933,24}{178,51} = 10,83 \text{ m}; \quad z_m = \frac{1740,52}{178,51} = 9,75 \text{ m}$$

- 6.1.3 Centre de gravité des garde-corps

$$\sum M_i = 11,45 \text{ t} \quad ; \quad \sum M_i y_i = 178,33 \text{ tm}$$

$$\sum M_i z_i = 123,84 \text{ tm.}$$

$$y_m = \frac{178,33}{11,45} = 15,57 \text{ m} \quad ; \quad z_m = \frac{123,84}{11,45} = 10,82 \text{ m}$$

- 6.1.4 Centre de gravité des façades

$$\sum M_i = 22,03 \text{ t} \quad ; \quad \sum M_i y_i = 244,66 \text{ tm}$$

$$\sum M_i z_i = 193,79 \text{ tm}$$

$$y_m = \frac{244,66}{22,03} = 11,11 \text{ m} \quad ; \quad z_m = \frac{193,79}{22,03} = 8,8 \text{ m}$$

- 06 -

- 6.1.5 Centre de masse de l'étage courant

Elements	$M_i [t]$	$Y_i [m]$	$Z_i [m]$	$M_i Y_i$	$M_i Z_i$
Voiles	132,95	10,41	10,49	1384,01	1394,65
Dalles	235,05	10,82	9,67	2543,24	2272,93
façades	22,03	11,11	8,80	244,75	193,86
Garde-corps	11,45	15,57	10,82	178,28	123,89
Σ	401,48			4350,88	3985,33

$$Y_m = \frac{4350,88}{401,48} = 10,84 \text{ m} \quad ; \quad Z_m = \frac{3985,33}{401,48} = 9,93 \text{ m}$$

- 6.1.6 Centre de masse du Plancher terrasse

ELEMENTS	$M_i [t]$	$Z_i [m]$	$Y_i [m]$	$M_i Z_i$	$M_i Y_i$
Acrotère	14,3	9,74	10,90	139,88	155,87
Dalles	178,51	9,75	10,83	1740,47	1933,26
1/2 Voiles	66,48	10,49	10,41	697,38	692,06
1/2 façades	11,02	8,80	11,11	96,98	122,43
Σ	270,31			2674,11	2903,62

$$Y_m = \frac{2903,62}{270,31} = 10,74 \text{ m} \quad ; \quad Z_m = \frac{2674,11}{270,31} = 9,89 \text{ m}$$

- 6-2 Détermination du Centre de torsion

Voiles	I_{cy}	I_{cz}	y	z	$I_{cy} \cdot y$	$I_{cz} \cdot z$
I		1,80		14,19		30,94
IIa		0,72		14,04		10,11
IIb		0,17		14,04		2,39
III		0,44		11,09		4,88
IVa		2,87		10,89		29,53
IVb		0,48		10,29		4,94
Va		0,66		9,49		6,26
Vb		0,21		9,49		1,99
VI		5,28		7,57		39,97
VIIa		0,46		7,14		3,28
VIIb		0,48		7,14		3,43
VIII		2,03		3,39		6,88
A1	2,28		0,08		0,18	
A2	0,50		0,08		0,04	
B1	4,42		3,83		16,93	
B2	1,53		3,83		5,86	
C1	13,11		7,58		99,37	
C2	2,28		7,58		17,27	
E1	1,47		10,73		15,74	
E2	1,33		10,73		14,27	
E3	6,76		10,73		72,53	

F_1	2,21		14,48		32	
F_2	0,78		14,48		11,29	
F_3	2,57		14,48		37,21	
G	0,69		18,23		12,58	
Σ	39,93	15,60			335,3	144,60

$$Y_{CT} = \frac{335,30}{39,93} = 8,40 \text{ m} \quad ; \quad Z_{CT} = \frac{144,60}{15,60} = 9,27 \text{ m}$$

Donc l'excentricité est donnée par la relation suivante.

- étage courant

$$e_y = Y_m - Y_{CT} = 2,44 \text{ m} \quad , \quad e_z = Z_m - Z_{CT} = 0,66 \text{ m}$$

- Plancher terrasse.

$$e_y = Y_m - Y_{CT} = 1,74 \text{ m} \quad ; \quad e_z = Z_m - Z_{CT} = 0,61 \text{ m}$$

Cependant, pour les règles parasismiques ALGÉRIENNES, nous considérons une excentricité accidentelle (suivant $Z-Z$) égale à 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment ($L=20,47\text{m}$)
 Si L est la plus grande dimension alors: $e_z = 1,02\text{m}$

NB: Pour les règles parasismiques FRANÇAISES, l'excentricité considérée est l'excentricité théorique.

7. Distribution des efforts d'ensemble sur les refends

7.1 - Hypotheses: on suppose que:

- La rigidité à la torsion de chaque refend est nulle.
- L'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide pouvant présenter une raideur à la torsion, c'est à dire que l'étude est menée comme s'il s'agissait de plusieurs refends juxtaposés sans liaison.

7.2 - Méthode du centre de torsion:

- a- Si la résultante des efforts extérieurs coïncide avec le centre des inerties de tous les refends, l'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie.

En effet par suite de l'indéformabilité des planchers, tous les refends subissent un même déplacement (H').

- b- Si au contraire la résultante des efforts extérieurs ne passe pas par le centre des inerties, il y a modification des efforts par suite de l'existence d'un moment dû à l'excentricité donc un effort supplémentaire dû à la rotation. (H'').

NB: La méthode du centre de torsion dépend de la rigidité à la flexion du refend.

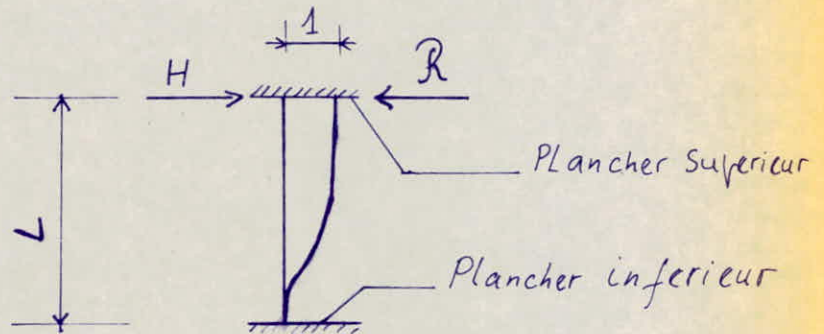
Definition:

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

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

R : rigidité

I : moment d'inertie



Tous les refends ont le même module d'élasticité la même hauteur et représentant les mêmes conditions aux appuis donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

7.3. Distribution des efforts tranchants

a. Force sismique dirigée transversalement (sens ZZ)

H'_{Zi} : effort de translation sur l'élément i suivant ZZ

$$H'_{Zi} = \bar{H}_Z \cdot \frac{I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}}$$

H''_{Zi} : effort dû à la rotation sur l'élément i suivant ZZ

$$H''_{Zi} = \frac{\bar{H}_Z \cdot e \cdot I_i^{yy}}{\sum I_j^{yy} y_j^2 + \sum I_i^{zz} z_i^2}$$

H''_{y_j} : effort dû à la rotation sur l'élément j suivant $Y-Y$

$$H''_{y_j} = \frac{\bar{H}_Z \cdot e \cdot I_j^{ZZ} \cdot Z_j}{\sum I_i^{ZZ} \cdot Z_i^2 + \sum I_j^{YY} \cdot Y_j^2}$$

Pour un élément transversale on aura :

$$H_{Zi} = H'_{Zi} + H''_{Zi}$$

Pour un élément longitudinal j on aura

$$H_{y_j} = H''_{y_j}$$

-b. Force sismique dirigée longitudinalement (sens $Y-Y$)

H'_{y_j} : effort de translation sur l'élément j suivant $Y-Y$

$$H'_{y_j} = \frac{\bar{H}_Y \cdot I_j^{ZZ}}{\sum I_j^{ZZ}}$$

H''_{y_j} : effort dû à la rotation sur l'élément j suivant $Y-Y$

$$H''_{y_j} = \frac{\bar{H}_Y \cdot e \cdot I_j^{ZZ} \cdot Z_j}{\sum I_i^{ZZ} \cdot Z_i^2 + \sum I_j^{YY} \cdot Y_j^2}$$

H''_{Zi} : effort dû à la rotation sur l'élément i suivant $Z-Z$

Pour un élément transversal i on aura :

$$H_{Zi} = H''_{Zi}$$

Pour un élément longitudinal j on aura :

$$H_{y_j} = H'_{y_j} + H''_{y_j}$$

Remarques :

- Lorsque le séisme agit transversalement (longitudinalement), en plus de la force de translation H' , les refends transversaux (longitudinaux) subissent la force de rotation H'' due à l'excentricité "e". H' est soit augmentée, soit diminuée par H'' . Cependant nous négligerons les forces de rotation négatives qui tendent à diminuer l'effort de translation H'
- La distribution des forces horizontales sur les refends se fera suivant les trois (3) zones de sismicité (Zone I, Zone II, Zone III) et pour les règles parasismiques suivantes R.P.A 81 ; P.S.69 et P.S.69+CTC

ATA 81 ZONE I

Seisme agissant transversalement Z-Z niveau 22,40m

Force extérieure $\bar{H}_Z = 25,07t$; $e = 2,44m$; $J = 879,02 m^4$

	I_y	I_z	y'	z'	y	z	$I_y y$	$I_z z$	$I_y y^2$	$I_z z^2$	H'_z	H''_z	H'_y	H_y	H_z
I		1,80		17,19		7,91		14,26		112,91			0,992	0,992	
IIa		0,72		14,04		4,76		3,43		16,38			0,239	0,239	
IIb		0,17		14,04		4,76		0,81		3,87			0,056	0,056	
III		0,44		11,09		1,81		0,80		1,46			0,056	0,056	
IVa		2,87		10,29		1,01		2,93		2,99			0,204	0,204	
IVb		0,48		10,29		1,01		0,49		0,50			0,0304	0,0304	
Va		0,66		9,49		0,21		0,15		0,03			0,010	0,010	
Vb		0,21		9,49		0,21		0,05		0,01			0,004	0,004	
VI		5,28		7,57		-1,71		-8,98		15,26			-0,625	-0,625	
VIIa		0,46		7,14		-2,14		-0,98		2,09			-0,068	-0,068	
VIIb		0,48		7,14		-2,14		-1,02		2,18			-0,071	-0,071	
VIII		2,03		3,39		-5,89		-11,94		70,19			-0,831	-0,831	
A1	2,28		0,08		-8,32		-18,97		157,83		1,431	-1,320			1,431
A2	0,50		0,08		-8,32		-4,16		34,61		0,314	-0,289			0,314
B1	4,42		3,83		-4,57		-20,20		92,31		2,775	-1,406			2,775

- Pour simplifier les calculs donnant les efforts horizontaux à chaque niveau, on utilise un artifice de calcul permettant la détermination de ces derniers.

- Cet artifice de calcul consiste à prendre l'effort H_z (ou H_y) calculé dans le tableau précédent pour un voile donné dû à \bar{H}_z du niveau 22,40m, puis en se servant de règle de trois on en déduit l'effort H_z (ou H_y) dû à \bar{H}_z du niveau étudié

Exemple

Le tableau précédent donne pour le voile A_1 , $H_z = 1,431t$ dû à $\bar{H}_z = 25,07t$ situé au niveau 22,40m
 H_z du voile A_1 pour le niveau 19,60m dû à $\bar{H}_z = 48,51t$ est :

$$H_z = \frac{1,431 \cdot 48,51}{25,07} = 2,769t$$

R.P.A 81 ZONE I

Efforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal Z-Z

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(H)$	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	25,07	H ₃	1,431	0,314	2,775	0,961	8,231	1,431	1,162	1,051	5,340	2,323	0,820	2,702	0,905
19,60	48,51	H ₃	2,769	0,608	5,370	1,860	15,927	2,769	2,248	2,034	10,333	4,495	1,587	5,228	1,751
16,80	69,03	H ₃	3,940	0,865	7,641	2,646	22,664	3,940	3,222	2,914	14,806	6,441	2,274	7,492	2,509
14,00	86,61	H ₃	4,944	1,085	9,587	3,320	28,436	4,944	4,014	3,631	18,448	8,025	2,833	9,335	3,127
11,20	101,26	H ₃	5,780	1,268	11,208	3,882	33,246	5,780	4,600	4,160	21,139	9,196	3,246	10,696	3,582
8,40	112,98	H ₃	6,449	1,415	12,506	4,331	37,094	6,449	5,237	4,736	24,065	10,469	3,695	12,177	4,078
5,60	121,74	H ₃	6,951	1,525	13,479	4,668	39,980	6,951	5,644	5,105	25,937	11,283	3,983	13,124	4,396
2,80	127,63	H ₃	7,285	1,599	14,127	4,892	41,904	7,285	5,916	5,351	27,186	11,826	4,175	13,756	4,607
0,00	130,56	H ₃	7,452	1,635	14,452	5,005	42,866	7,452	6,051	5,473	27,810	12,098	4,270	14,072	4,713

sens longitudinal Y-Y

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(\theta)$	I	II _a	II _b	III	IV _a	IV _b	V _a	V _b	VI	VII _a	VII _b	VIII
			22,40	25,58	H _y	3,005	1,202	0,284	0,734	4,791	0,801	1,102	0,350	8,658
19,60	49,51	H _y	5,816	2,326	0,550	1,421	9,273	1,550	2,133	0,674	16,758	1,459	1,523	6,443
16,80	70,45	H _y	8,276	3,310	0,782	2,022	13,195	2,206	3,035	0,964	23,845	2,077	2,167	9,168
14,00	88,40	H _y	10,385	4,154	0,981	2,537	16,557	2,768	3,808	1,210	29,921	2,606	2,720	11,504
11,20	103,35	H _y	12,141	4,856	1,147	2,966	19,357	3,236	4,452	1,414	34,981	3,046	3,180	13,450
8,40	115,31	H _y	13,546	5,418	1,280	3,309	21,597	3,611	4,968	1,578	39,029	3,399	3,548	15,007
5,60	124,28	H _y	14,600	5,840	1,380	3,566	23,277	3,892	5,354	1,700	42,065	3,663	3,824	16,174
2,80	130,26	H _y	15,302	6,121	1,446	3,738	24,397	4,079	5,612	1,782	44,089	3,840	4,008	16,952
0,00	133,25	H _y	15,653	6,261	1,479	3,824	24,957	4,173	5,740	1,823	45,101	3,928	4,100	17,341

R.P.A 81 ZONE II

Efforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal ZZ

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(t)$	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	47,00	H ₃	2,684	0,589	5,203	1,801	15,431	2,684	2,177	1,969	10,012	4,354	1,536	5,064	1,697
19,60	90,96	H ₃	5,194	1,140	10,069	3,486	29,864	5,194	4,213	3,811	19,376	8,426	2,973	9,800	3,284
16,80	129,42	H ₃	7,391	1,622	14,327	4,959	42,491	7,391	5,995	5,422	27,569	11,989	4,230	13,944	4,673
14,00	162,39	H ₃	9,274	2,035	17,977	6,223	53,316	9,274	7,522	6,803	34,593	15,044	5,307	17,497	5,863
11,20	189,86	H ₃	10,842	2,379	21,018	7,275	62,335	10,842	8,794	7,954	40,444	17,588	6,205	20,456	6,855
8,40	211,84	H ₃	12,097	2,655	23,451	8,118	69,551	12,097	9,812	8,875	45,126	19,624	6,923	22,825	7,649
5,60	228,32	H ₃	13,039	2,861	25,276	8,749	74,962	13,039	10,576	9,565	48,637	21,159	7,462	24,600	8,244
2,80	239,31	H ₃	13,666	2,999	26,492	9,170	78,570	13,666	11,085	10,026	50,978	22,169	7,821	25,784	8,641
0,00	244,80	H ₃	13,980	3,068	27,100	9,381	80,373	13,980	11,339	10,256	52,148	22,678	8,000	26,376	8,839

R.P.A 81 ZONE II

efforts dans les voiles à chaque niveau

Sens Longitudinal y-y

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles	I	II _a	II _b	III	IV _a	IV _b	V _a	V _b	VI	VII _a	VII _b	VIII
		H(t)												
22,40	47,97	Hy	6,329	2,405	0,568	1,397	8,988	1,503	2,037	0,649	16,236	1,414	1,476	6,242
19,60	92,60	Hy	12,217	4,643	1,096	2,697	17,350	2,901	3,932	1,253	31,342	2,730	2,849	12,049
16,80	132,08	Hy	17,426	6,621	1,564	3,846	24,747	4,138	5,609	1,787	44,704	3,893	4,064	17,187
14,00	165,73	Hy	21,866	8,309	1,962	4,826	31,052	5,193	7,038	2,242	56,093	4,885	5,099	21,565
11,20	193,74	Hy	25,565	9,715	2,294	5,643	36,306	6,071	8,228	2,622	65,584	5,712	5,962	25,214
8,40	216,20	Hy	28,525	10,839	2,560	6,296	40,509	6,744	9,181	2,925	73,175	6,373	6,652	28,133
5,60	233,02	Hy	30,747	11,683	2,759	6,786	43,660	7,301	9,895	3,153	78,868	6,869	7,170	30,321
2,80	244,24	Hy	32,224	12,245	2,892	7,113	45,763	7,653	10,371	3,304	82,666	7,199	7,515	31,780
0,00	249,85	Hy	32,964	12,526	2,958	7,276	46,814	7,828	10,610	3,380	84,565	7,365	7,688	32,511

RPA 81 ZONE III

efforts dans les Voiles à chaque niveau

Sens transversal Z-Z

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles H(t)	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	78,33	H ₃	4,473	0,981	8,671	3,001	25,718	4,473	3,63	3,283	16,686	7,257	2,561	8,44	2,828
19,60	151,59	H ₃	2,656	1,899	16,781	5,808	49,771	8,656	7,025	6,354	32,292	14,044	4,956	16,334	5,473
16,80	215,69	H ₃	12,317	2,401	23,877	8,264	70,817	12,317	9,996	9,040	45,947	19,983	7,052	23,240	7,787
14,00	270,64	H ₃	15,455	3,389	29,959	10,369	88,859	15,455	12,542	11,343	57,652	25,074	8,849	29,161	9,741
11,20	316,43	H ₃	18,070	3,963	35,028	12,123	103,893	18,070	14,664	13,262	67,406	29,316	10,346	34,095	11,424
8,40	353,06	H ₃	20,161	4,422	39,083	13,527	115,920	20,161	16,362	14,798	75,209	32,710	11,543	38,042	12,747
5,60	380,53	H ₃	21,730	4,766	42,124	14,579	124,939	21,730	17,635	15,949	81,061	35,255	12,441	41,002	13,739
2,80	398,84	H ₃	22,746	4,995	44,151	15,290	130,951	22,746	18,483	16,716	84,962	36,951	13,040	42,975	14,400
0,00	408	H ₃	23,299	5,110	45,165	15,631	133,958	23,299	18,908	17,100	86,913	37,800	13,340	43,962	14,730

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(\oplus)$	I	IIa	IIb	III	IV-a	IV-b	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
22,40	79,95	H _y	10,548	4,008	0,946	2,329	14,981	2,505	3,396	1,081	27,060	2,357	2,460	10,404
19,60	154,72	H _y	20,413	7,756	1,831	4,507	28,991	4,847	6,572	2,092	52,367	4,561	4,761	20,134
16,80	220,14	H _y	29,044	11,036	2,605	6,413	41,250	6,897	9,351	2,977	74,509	6,490	6,774	28,647
14,00	276,22	H _y	36,442	13,847	3,268	8,046	51,756	8,655	11,733	3,735	93,490	8,143	8,499	35,945
11,20	322,95	H _y	42,608	16,190	3,821	9,408	60,514	10,119	13,718	4,367	109,306	9,521	9,937	42,026
8,40	360,34	H _y	47,541	18,064	4,264	10,497	67,520	11,290	15,306	4,872	121,961	10,623	11,087	46,892
5,60	388,38	H _y	51,240	19,470	4,595	11,314	72,774	12,169	16,497	5,281	131,452	11,450	11,950	50,540
2,80	407,07	H _y	53,706	20,407	4,817	11,858	76,277	12,754	17,291	5,504	137,778	12,001	12,525	52,973
0,00	416,42	H _y	54,939	20,876	4,927	12,131	78,029	13,047	17,688	5,630	140,942	12,276	12,813	54,189

PS69 ZONE I efforts dans les voiles à chaque niveau
sens longitudinal Y-Y

Niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
		H(t)												
22,40	28,785	Hy	3,629	1,403	0,332	0,829	5,359	0,897	1,221	0,388	9,743	0,849	0,886	3,746
19,60	56,091	Hy	7,072	2,734	0,647	1,615	10,443	1,748	2,379	0,756	18,985	1,654	1,726	7,300
16,80	79,981	Hy	10,083	3,898	0,922	2,303	14,890	2,492	3,393	1,078	27,072	2,359	2,462	10,409
14,00	100,455	Hy	12,665	4,896	1,159	2,893	18,702	3,130	4,261	1,354	34,001	2,963	3,092	13,073
11,20	117,513	Hy	14,815	5,728	1,355	3,384	21,878	3,662	4,985	1,584	39,775	3,466	3,617	15,293
8,40	131,177	Hy	16,538	6,394	1,513	3,748	24,422	4,088	5,564	1,768	44,400	3,869	4,038	17,071
5,60	141,425	Hy	17,830	6,893	1,631	4,073	26,330	4,407	5,999	1,906	47,869	4,171	4,353	18,405
2,80	148,257	Hy	18,691	7,226	1,710	4,270	27,602	4,620	6,289	1,998	50,181	4,373	4,563	19,294
0,00	151,257	Hy	19,069	7,372	1,745	4,356	28,160	4,713	6,416	2,039	51,197	4,461	4,656	19,684

PS69 ZONE Iefforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal Z-Z

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(t)$	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	28,785	H ₃	1,644	0,360	3,186	1,103	9,451	1,644	1,334	1,207	6,131	2,667	0,941	3,102	1,039
19,60	56,091	H ₃	3,204	0,702	6,208	2,149	19,416	3,204	2,599	2,352	11,950	5,197	1,834	6,045	2,025
16,80	79,991	H ₃	4,568	1,000	8,853	3,065	26,260	4,568	3,707	3,354	17,035	7,410	2,615	8,619	2,887
14,00	100,455	H ₃	5,737	1,256	11,119	3,849	32,982	5,737	4,655	4,212	21,396	9,307	3,284	10,825	3,626
11,20	117,513	H ₃	6,712	1,470	13,007	4,503	38,583	6,712	5,446	4,928	25,029	10,888	3,842	12,664	4,242
8,40	131,177	H ₃	7,492	1,641	14,519	5,027	43,069	7,492	6,079	5,500	27,440	12,154	4,288	14,136	4,735
5,60	141,425	H ₃	8,074	1,769	15,653	5,419	46,434	8,074	6,554	5,930	30,123	13,103	4,623	15,241	5,105
2,80	148,257	H ₃	8,467	1,854	16,409	5,681	48,677	8,467	6,871	6,217	31,578	13,736	4,847	15,977	5,351
0,00	151,257	H ₃	8,639	1,892	16,742	5,746	49,662	8,639	7,010	6,342	32,217	14,014	4,945	16,300	5,460

PS69 ZONE II

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens Longitudinal Y-Y

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voile H(t)	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
22,40	57,569	H _y	7,259	2,805	0,662	1,689	10,718	1,792	2,442	0,777	19,485	1,698	1,771	7,491
19,60	112,182	H _y	14,145	5,466	1,290	3,233	20,886	3,492	4,759	1,514	37,970	3,309	3,451	14,597
16,80	159,963	H _y	20,170	7,794	1,839	4,610	29,781	4,979	6,785	2,159	54,142	4,718	4,921	20,815
14,00	200,912	H _y	25,333	9,789	2,310	5,790	37,405	6,254	8,522	2,712	68,001	5,926	6,181	26,143
11,20	235,029	H _y	29,635	11,452	2,703	6,743	43,757	7,316	9,970	3,172	79,549	6,932	7,230	30,582
8,40	262,357	H _y	33,081	12,773	3,017	7,560	48,845	8,167	11,129	3,541	88,798	7,738	8,071	34,138
5,60	282,853	H _y	35,666	13,792	3,253	8,151	52,661	8,805	11,997	3,818	95,735	8,343	8,701	36,805
2,80	296,517	H _y	37,388	14,448	3,410	8,545	55,205	9,230	12,578	4,002	100,360	8,746	9,102	38,583
0,00	303,349	H _y	38,250	14,760	3,488	8,740	56,476	9,443	12,868	4,094	102,673	8,947	9,332	39,472

PS69 ZONE II

efforts dans les voiles à chaque niveau

sens transversal Z-Z

niveau (m)	Forces extérieures (t)	Voile H(H)	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
			22,40	57,569	H ₃	3,287	0,721	6,373	2,206	18,901	3,287	2,667	2,413	10,665	5,334
19,60	112,182	H ₃	6,405	1,405	12,419	4,299	36,831	6,405	5,197	4,702	20,665	10,394	3,667	9,330	4,049
16,80	159,963	H ₃	9,133	2,003	17,708	6,130	52,519	9,134	7,411	6,705	29,634	14,821	5,229	13,304	5,774
14,00	200,912	H ₃	11,471	2,516	22,241	7,699	65,963	11,471	9,308	8,421	37,220	18,615	6,568	16,710	7,252
11,20	235,029	H ₂	13,419	2,944	26,018	9,006	77,165	13,419	10,888	9,851	43,541	21,776	7,683	19,547	8,484
8,40	262,357	H ₂	14,980	3,286	29,043	10,053	86,137	14,980	12,154	10,997	48,603	24,308	8,577	21,820	9,470
5,60	282,853	H ₂	16,150	3,542	31,312	10,839	92,866	16,150	13,104	11,856	52,400	26,207	9,247	23,520	10,210
2,80	296,517	H ₂	16,930	3,714	32,825	11,362	97,352	16,930	13,738	12,428	54,932	27,473	9,693	24,661	10,703
0,00	303,349	H ₂	17,320	3,799	33,581	11,624	99,595	17,320	14,053	12,715	56,197	28,107	9,917	25,229	10,950

PS 69 ZONE III

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens longitudinal Y-Y

niveaux (m)	Force extérieure (t)	Voile H(L)	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
22,40	86,354	H _y	10,889	4,208	0,994	2,488	16,077	2,689	3,662	1,165	29,228	2,546	2,657	11,237
19,60	168,243	H _y	21,219	8,200	1,937	4,848	31,328	5,240	7,136	2,270	56,955	4,961	5,148	21,897
16,80	239,944	H _y	30,256	11,642	2,623	6,913	44,672	7,472	10,175	3,237	81,213	7,074	7,383	31,223
14,00	301,367	H _y	38,002	14,686	3,469	8,683	56,107	9,384	12,780	4,066	102,003	8,885	9,273	39,216
11,20	352,542	H _y	44,455	17,149	4,058	10,157	65,635	10,978	14,950	4,756	119,324	10,394	10,847	45,875
8,40	393,534	H _y	49,624	19,177	4,530	11,338	73,266	12,254	16,689	5,809	133,191	11,603	12,109	51,209
5,60	424,278	H _y	53,500	20,675	4,884	12,224	78,990	13,212	17,992	5,724	143,604	12,509	13,054	55,210
2,80	444,774	H _y	56,084	21,674	5,120	12,815	82,906	13,850	18,861	6,000	150,754	13,113	13,685	57,877
0,00	455,022	H _y	57,377	22,173	5,238	13,110	84,714	14,169	19,296	6,139	154,010	13,416	14,000	59,211

PS69 ZONE III

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal Z-Z

niveau (m)	Forces extérieures (t)	Voiles	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
		H ₁ (g)													
22,40	86,354	H ₃	4,931	1,081	9,559	3,309	28,352	4,931	4,001	3,619	18,394	8,001	2,823	9,305	3,117
19,60	168,243	H ₃	9,609	2,106	18,627	6,448	55,248	9,609	7,797	7,052	35,843	15,591	5,501	18,132	6,074
16,80	239,944	H ₃	13,701	3,004	26,561	9,194	78,749	13,701	11,117	10,056	51,110	22,232	7,844	25,855	8,661
14,00	301,367	H ₃	17,209	3,743	33,360	11,548	98,946	17,209	13,963	12,630	64,183	27,923	9,852	32,474	10,878
11,20	352,542	H ₃	20,131	4,413	39,025	13,509	115,748	20,131	16,334	14,745	75,094	32,664	11,525	37,988	12,725
8,40	393,534	H ₃	22,472	4,924	43,562	15,080	129,206	22,472	18,233	16,493	83,825	36,462	12,965	42,405	14,205
5,60	424,247	H ₃	24,227	5,311	46,966	16,288	139,300	24,227	19,658	17,781	90,374	39,311	13,870	45,718	15,315
2,80	444,744	H ₃	25,398	5,568	49,234	17,043	146,030	25,398	20,608	18,640	94,740	41,210	14,540	47,926	16,054
0,00	455,022	H ₃	25,983	5,696	50,369	17,436	149,394	25,983	21,082	19,069	96,923	42,159	14,875	49,030	16,424

PS69-CTC ZONE I

efforts dans les voiles à chaque niveau
Sens longitudinal Y-Y

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles H(t)	I	II _a	II _b	III	IV _a	IV _b	V _a	V _b	VI	VII _a	VII _b	VIII
22,40	32,14	H _y	4,240	1,611	0,38	0,937	6,022	1,007	1,366	0,435	10,878	0,948	0,989	4,182
19,60	62,52	H _y	8,248	3,134	0,739	1,823	11,714	1,959	2,657	0,846	21,160	1,844	1,923	8,135
16,80	88,94	H _y	11,737	4,460	1,052	2,594	16,670	2,788	3,781	1,204	30,112	2,624	2,738	11,577
14,00	111,84	H _y	14,754	5,606	1,322	3,261	20,955	3,504	4,753	1,514	37,853	3,299	3,441	14,552
11,20	130,74	H _y	17,248	6,553	1,546	3,812	24,496	4,096	5,557	1,770	44,250	3,856	4,023	17,012
8,40	146,11	H _y	19,275	7,324	1,727	4,260	27,376	4,578	6,210	1,948	49,452	4,310	4,496	19,012
5,60	157,55	H _y	20,784	7,897	1,863	4,593	29,520	4,936	6,696	2,132	53,324	4,647	4,848	20,500
2,80	165,05	H _y	21,774	8,273	1,951	4,812	30,925	5,171	7,015	2,234	55,862	4,867	5,079	21,476
0,00	168,98	H _y	22,292	8,470	1,998	4,926	31,661	5,290	7,182	2,287	57,192	4,984	5,200	21,987

PS69-CTC ZONE I efforts dans les voiles à chaque niveau
Sens transversal Z-Z

niveau (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $H(x)$	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	31,14	H ₃	1,778	0,390	3,447	1,193	10,224	1,778	1,442	1,305	6,633	2,886	1,018	3,355	1,124
19,60	60,80	H ₂	3,471	0,761	6,730	2,329	19,962	3,472	2,815	2,548	12,951	5,635	1,988	6,551	2,146
16,80	86,89	H ₂	4,961	1,088	9,618	3,329	28,528	4,961	4,024	3,641	18,568	8,053	2,841	9,361	3,136
14,00	109,05	H ₂	6,226	1,366	12,071	4,178	35,804	6,226	5,056	4,570	23,228	10,107	3,565	11,749	3,936
11,20	127,63	H ₂	7,287	1,598	14,128	4,890	41,904	7,287	5,910	5,349	27,186	11,829	4,172	13,751	4,607
8,40	142,64	H ₂	8,144	1,786	15,789	5,465	46,832	8,144	6,605	5,978	30,383	13,220	4,663	15,368	5,149
5,60	153,72	H ₂	8,777	1,925	17,016	5,889	50,470	8,777	7,118	6,442	32,743	14,246	5,025	16,562	5,549
2,80	161,22	H ₂	9,205	2,019	17,946	6,176	52,932	9,205	7,466	6,756	34,341	14,942	5,270	17,370	5,819
0,00	165,115	H ₂	9,430	2,068	18,281	6,327	54,223	9,430	7,648	6,921	35,178	15,306	5,399	17,793	5,961

PS69-CTC
ZONE II

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens longitudinal Y-J

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles $\bar{H}(t)$	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
22,40	63,95	H _y	8,437	3,206	0,757	1,863	11,982	2,004	2,717	0,865	21,645	1,886	1,968	8,322
19,60	124,34	H _y	16,404	6,234	1,472	3,622	23,297	3,896	5,283	1,682	42,085	3,667	3,826	16,181
16,80	117,23	H _y	23,382	8,885	2,099	5,163	33,207	5,554	7,530	2,397	59,987	5,226	5,454	23,063
14,00	222,61	H _y	29,369	11,160	2,635	6,485	41,709	6,976	9,158	3,011	75,346	6,565	6,851	28,969
11,20	260,49	H _y	34,367	13,059	3,084	7,589	48,807	8,163	11,067	3,523	88,167	7,682	8,016	33,898
8,40	290,87	H _y	38,375	14,582	3,443	8,474	54,499	9,115	12,358	3,934	98,450	8,578	8,954	37,852
5,60	313,74	H _y	41,392	15,729	3,714	9,140	58,784	9,832	13,330	4,244	106,191	9,253	9,655	40,828
2,80	328,75	H _y	43,372	16,481	3,892	9,577	61,596	10,302	13,967	4,447	111,271	9,695	10,117	42,781
0,00	336,25	H _y	44,362	16,877	3,980	9,796	63,002	10,537	14,286	4,548	113,810	9,917	10,348	43,757

PS69-CTC ZONE II

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal Z-Z

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles H(t)	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
22,40	627,28	H ₃	3,556	0,780	6,894	2,386	20,448	3,556	2,886	2,610	13,267	5,740	2,036	6,711	2,248
19,60	121,24	H ₃	6,922	1,518	13,420	4,645	39,806	6,922	5,618	5,081	25,827	11,232	3,963	13,064	4,376
16,80	173,06	H ₃	9,881	2,163	19,157	6,630	56,820	9,881	8,019	7,253	36,866	16,033	5,658	18,648	6,247
14,00	217,37	H ₂	12,411	2,722	24,061	8,328	71,368	12,411	10,073	9,109	46,305	20,138	7,106	23,423	7,846
11,20	254,18	H ₂	14,513	3,183	28,136	9,738	83,453	14,513	11,778	10,652	54,146	23,549	8,309	27,389	9,175
8,40	293,84	H ₂	16,206	3,555	31,419	10,874	93,191	16,206	13,153	11,895	60,464	26,297	9,279	30,585	10,245
5,60	306,00	H ₂	17,472	3,832	33,872	11,723	100,467	17,472	14,180	12,824	65,185	28,350	10,003	32,973	11,045
2,80	320,65	H ₂	18,308	4,016	35,494	12,284	105,277	18,308	14,859	13,438	68,305	29,707	10,482	34,552	11,574
0,00	328,15	H ₂	18,736	4,110	36,324	12,572	107,739	18,736	15,206	13,752	69,903	30,402	10,728	35,360	11,845

PS69-CTC ZONE III

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens longitudinal Y-Y

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles H(x)	I	II _a	II _b	III	IV _a	IV _b	V _a	V _b	VI	VII _a	VII _b	VIII
22,40	115,18	H _y	15,196	5,774	1,363	3,356	21,582	3,609	4,893	1,558	38,984	3,396	3,544	14,988
19,60	216,97	H _y	28,625	10,878	2,568	6,322	40,655	6,798	9,217	2,935	73,436	6,397	6,676	28,234
16,80	306,03	H _y	40,375	15,341	3,621	8,917	57,343	9,589	13,001	4,140	103,579	9,023	9,416	39,823
14,00	382,70	H _y	50,491	19,185	4,529	11,151	71,709	11,991	16,258	5,177	129,529	11,284	11,775	49,800
11,20	446,65	H _y	58,928	22,391	5,286	13,014	83,692	13,995	18,974	6,042	151,176	13,169	13,743	58,121
8,40	497,81	H _y	65,687	24,959	5,892	14,567	93,291	15,600	21,151	6,735	168,513	14,680	15,319	64,788
5,60	536,38	H _y	70,766	26,889	6,347	15,629	100,505	16,807	22,786	7,255	181,544	15,815	16,504	69,797
2,80	561,83	H _y	74,124	28,165	6,649	16,370	105,274	17,604	23,867	7,600	190,158	16,565	17,287	73,109
0,00	574,55	H _y	75,806	28,802	6,799	16,741	107,657	18,003	24,408	7,772	194,463	16,940	17,678	74,764

PS69-CTC ZONE III

efforts dans les voiles à chaque niveau
sens transversal Z-Z

niveaux (m)	Forces extérieures (t)	Voiles H(t)	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	F ₁	F ₂	F ₃	F ₁	F ₂	F ₃	S
22,40	112,16	H ₃	6,404	1,404	12,415	4,298	36,825	6,404	5,197	4,701	23,894	10,392	3,666	11,973	4,048
19,60	211,60	H ₃	12,082	2,649	23,422	8,109	69,474	12,082	9,805	8,869	45,070	19,605	6,916	22,588	7,637
16,80	298,99	H ₃	17,071	3,743	33,095	11,457	98,166	17,071	13,854	12,532	63,695	27,702	9,743	31,917	10,791
14,00	373,65	H ₃	21,334	4,674	41,359	14,318	122,679	21,334	17,313	15,661	79,601	34,620	12,213	39,887	13,486
11,20	435,59	H ₃	24,871	5,453	48,215	16,692	143,015	24,871	20,173	18,257	92,796	40,359	14,237	46,499	15,721
8,40	485,48	H ₃	27,719	6,077	53,738	18,604	159,396	27,719	22,495	20,348	103,424	44,981	15,868	51,825	17,522
5,60	522,98	H ₃	29,861	6,547	57,889	20,041	171,708	29,861	24,233	21,920	111,413	48,456	17,094	55,828	18,875
2,80	547,76	H ₃	31,275	6,857	60,632	20,990	179,844	31,275	25,381	22,958	116,692	50,752	17,904	58,473	19,789
0,00	560,48	H ₃	32,002	7,016	62,040	21,470	184,020	32,002	25,970	23,492	119,402	51,930	18,320	59,831	20,220

Distribution des moments flechissants (en tm)

Pour la suite de notre étude, on considèrera uniquement la zone II et les règles parasismiques ALGERIENNE. Pour cela on présentera les tableaux des moments flechissants par niveau et par voile.

— Voiles TRANSVERSAUX —

Voiles Niveau (m)	A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	E ₁	E ₂	E ₃	F ₁	F ₂	F ₃	G
25,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22,40	7,515	1,649	14,568	5,043	43,207	7,515	6,096	5,513	28,034	12,191	4,301	14,179	4,752
19,60	22,058	4,841	42,762	14,804	126,826	22,058	17,892	16,184	82,286	35,784	12,625	41,679	13,947
16,80	42,753	9,383	82,877	28,689	245,801	42,753	34,678	31,366	159,480	69,353	24,469	80,662	27,031
14,00	68,720	15,081	133,213	46,113	395,086	68,720	55,740	50,414	256,34	111,476	39,329	129,654	43,448
11,20	99,078	21,742	192,063	66,483	569,624	99,078	80,363	72,685	369,583	160,723	56,703	186,931	62,642
8,40	132,950	29,176	257,726	89,214	764,366	132,950	107,836	97,535	495,936	215,670	76,087	250,841	84,059
5,60	169,459	37,187	328,499	113,711	974,26	169,459	137,449	124,317	632,720	274,893	96,981	319,721	107,142
2,80	207,724	45,584	402,676	139,387	1194,256	207,724	168,487	152,390	774,858	336,466	118,880	391,916	131,337
0,00	246,868	54,174	478,556	165,654	1419,300	246,868	200,236	181,107	920,872	400,470	141,280	465,769	156,086

- Suite - Voiles Longitudinaux - M [tm]

Voiles Niveaux (m)	I	IIa	IIb	III	IVa	IVb	Va	Vb	VI	VIIa	VIIb	VIII
25,20	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
22,40	17,721	6,734	1,590	3,912	25,166	4,208	5,704	1,817	45,461	3,959	4,133	17,478
19,60	52,518	19,734	4,659	11,463	73,746	12,331	16,713	5,326	133,218	11,603	12,110	51,215
16,80	100,722	38,273	9,038	22,232	143,038	23,918	32,418	10,329	258,390	22,504	23,489	99,338
14,00	161,946	61,538	14,532	35,745	229,984	38,438	52,125	16,607	415,45	36,182	37,766	159,720
11,20	233,528	88,741	20,955	51,545	331,640	55,457	75,163	23,948	599,085	52,175	54,460	230,32
9,40	313,398	119,090	28,123	69,174	445,066	74,424	100,870	32,138	803,975	70,20	73,086	309,092
5,60	399,490	151,802	35,848	88,175	567,314	94,867	128,576	40,967	1024,806	89,253	93,162	393,991
2,80	499,718	186,088	43,946	108,091	695,45	116,295	157,615	50,218	1256,27	109,41	114,204	482,975
0,00	582,016	221,161	52,228	128,464	794,164	138,214	187,323	59,692	1493,052	130,052	135,73	574,006

CHAPITRE 4

ETUDE DES VOILES

I Introduction

Parmi les voiles participant au contreventement du bâtiment, nous distinguerons les refends pleins, et les refends avec ouvertures. C'est ces derniers qui feront l'objet d'une étude particulière.

La méthode exposée pour le calcul des efforts sollicitant chaque élément de refend est la suivante.

1. Méthode de calcul

Cette méthode de calcul est celle exposée dans l'ouvrage de M. "M. DIVER" "Calcul pratique des tours en Béton armé"

Les efforts internes M, T, N engendrés par les forces sismiques horizontales dans les éléments de refends sont déterminés par la méthode développée par M.M. ALBIGES et GOULETS fournissant des abaques permettant le calcul pratique de la structure.

2. Sollicitations horizontales (SEISME)

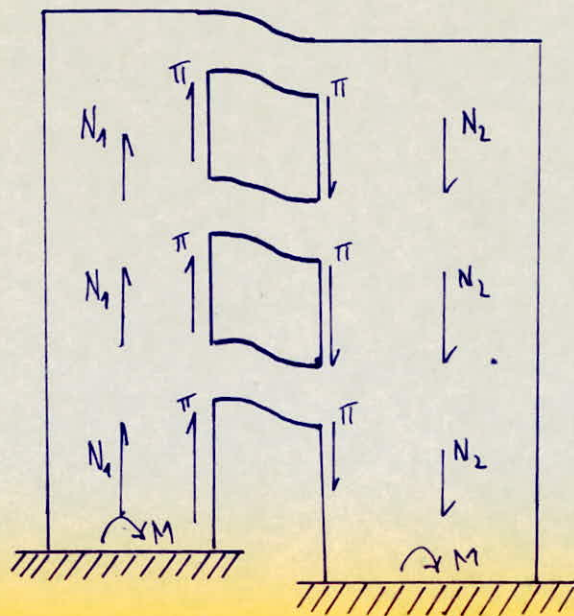
2.1 - Refend à une file d'ouverture:

a. Hypothèses:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux

- peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Les éléments de 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, du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de refends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

Nous montrons sur la figure ci-dessous, l'influence des efforts horizontaux (séisme) sur les refends ainsi que les efforts internes engendrés par ces derniers



b. Etude des linteaux

Etapes de la méthode exposée dans l'ouvrage de M. Divers pour un cas général.

- Etablir $\xi = z/z$
- ayant α et ξ , on détermine la valeur de ϕ à partir de l'abaque B. 23.a
- calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau à partir de la formule suivante

$$\pi = \frac{H_0 m. l}{I} \phi$$

H_0 : étant l'effort tranchant d'ensemble à la base du refend.

- Dimensionner le linteau en le considérant, comme une poutre encastree aux extrémités.
Le moment d'encastrement $M = \pi a$, l'effort tranchant $T = \pi$, les efforts provenant du plancher seront superposés.

NB: La relation précédente concerne un cas général d'ouverture ($\alpha = w/z$).

c. Etude des éléments de refends

Le calcul des éléments de refends est effectué au droit de chaque linteau.

- avec α et ξ trouver la valeur de ψ à partir de l'abaque B.23.b
- Calculer les moments dans les éléments de refends.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \cdot H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2}{2} - \frac{2mc\psi}{I} \right]$$

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

- Calculer les forces axiales dans les éléments de refend provoqués par l'action sismique.
- à chaque étage on obtient $N = \sum \pi$ où $\sum \pi$ est la somme des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage - considéré.

d. Vérification de l'équilibre extérieur à la base du refend.

on doit avoir $M = M_1 + M_2 + 2Nc$

M: Moment d'ensemble distribué au refend pris en considération, les valeurs M_1, M_2 et N sont ceux calculés à la base du refend.

e. Cas des petites ouvertures.

Quand $\alpha > 10$ on peut - Considérer que pratiquement $\alpha \rightarrow \infty$. Les variations de Φ et π sont linéaires.

A la base, $\Phi = 1$, $\pi = H_0 m l / I$, au sommet $\Phi = 0$ et $\pi = 0$

Le refend se comporte comme un mur plein
l'influence des ouvertures ayant un caractère
local.

étant donné que la répartition des efforts
dismiques sur les refends, est triangulaire,
on écrira en définitive:

$$\pi = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \varphi^2)$$

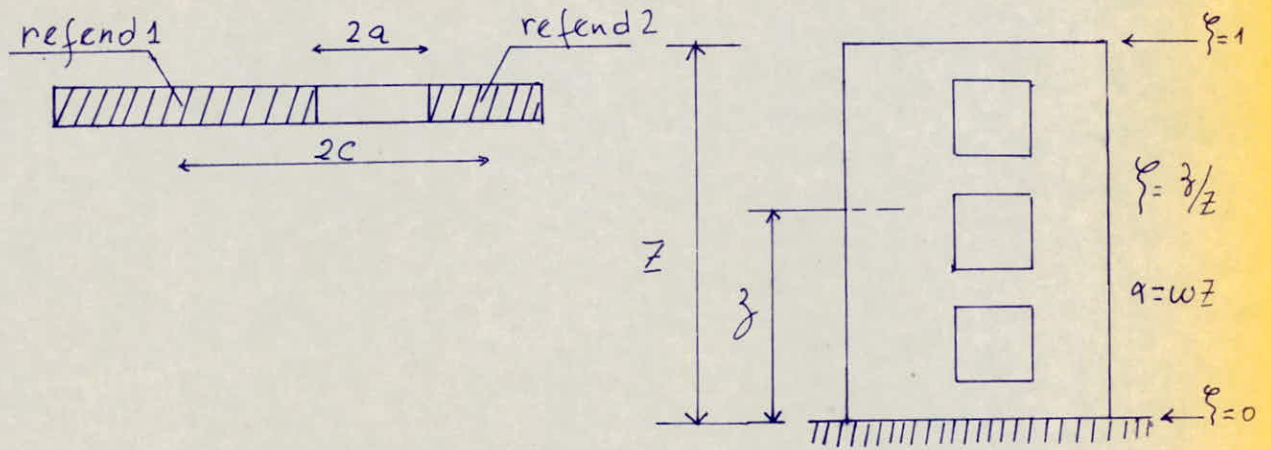
et les formules des moments dans les éléments
de refend deviennent

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

Conclusion:

L'examen des contraintes σ donne une idée
du comportement du refend. On voit que les
petites ouvertures ne l'affectent pratiquement pas.
L'accroissement des dimensions des ouvertures
perturbe le comportement du refend, qui se
sépare en deux éléments distincts quand
ces ouvertures deviennent relativement très grandes.

-calcul pratique des refends à une file d'ouvertures



Cas d'ouvertures	α	π	N	M
Cas General 	$\alpha = wZ$	$\pi = \frac{H_0 m l \phi}{I}$	$N = \sum \pi$	$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[H_0 Z \frac{(1-\phi)^2}{2} - \frac{2cm\phi}{I} \right]$ $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left[H_0 Z \frac{(1-\phi)^2}{2} - \frac{2cm\phi}{I} \right]$
petites ouvertures 	$\alpha > 10$	$\pi = \frac{H_0 m l (1-\phi)}{I}$	$N = \sum \pi$	$M_1 = M_2 = 0$
Grandes ouvertures 	$\alpha < 1$	$\pi = 0$	$N = 0$	$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \frac{Z}{2}$ $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \frac{Z}{2}$

2.2 Refends à plusieurs files d'ouvertures

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouvertures peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend.

On calculera, les efforts tranchant dans les linteaux selon les relations suivantes:

$$\pi_i^* = H_0 l \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}} \Phi$$

$$\pi_i^{**} = H_0 m i l \frac{(1 - \varphi^2)}{I}$$

Cependant, nous retenons une valeur intermédiaire égale à $\frac{\pi_i^* + \pi_i^{**}}{2}$

Pour le calcul de Φ on utilise la fig B 23. a

De même on évalue $\pi_2, \pi_3 \dots$ etc.

$$N_1 = \sum \pi_1$$

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

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2, \text{ etc...}$$

($\sum \pi_1, \sum \pi_2, \sum \pi_3 \dots$ etc étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré)

En fin, les moments dans les éléments de refend sont évalués approximativement par les formules suivantes:

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2 + I_3 + \dots} \quad H_0 \sum \left[\frac{(1 - \varphi)^2 (2 + \varphi)}{3} - \varphi \right]$$

$$M_2 = \dots \dots \dots$$

Pour l'évaluation des valeurs φ on utilise la figure B.23.b. Comme dans le cas des refends à une file d'ouvertures. Il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation:

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(C_1 + C_2 + C_3 + \dots) + 2N_2(C_2 + C_3 + \dots) + 2N_3(C_3 + \dots)$$

Remarques

- Si la surface des ouvertures ne dépasse pas environ 25% de la surface total du refend. Ces ouvertures peuvent être généralement considérées, comme des petites ouvertures. Les surfaces mentionnées sont prises en considération en élévation et non pas en coupe transversale.
- Si la surface des ouvertures est plus petite qu'environ 10% de la surface total du refend, on peut généralement considérer le refend pratiquement monolithique.

Signification du coefficient

Dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures le degré de concordance α n'a plus de rapport avec la largeur des ouvertures.

Contrairement aux refends à une seule file d'ouvertures, un grand coefficient α correspond souvent aux grandes ouvertures.

3. Applications

3.1 Etude des Voiles à une file d'ouvertures

Voile VIII b

$$H_0 = 7,688t \quad ; \quad \alpha = 21,07 \quad ; \quad C = 1,24$$

$$M_{ext} = 135,73tm \quad ; \quad I = 0,48m^4 \quad ; \quad m = 0,1m^3$$

Niveaux (m)	φ	$1 - \varphi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	0,933	0,933	0,0014	1,0733
19,60	0,78	0,392	1,758	2,691	0,0049	3,7567
16,80	0,67	0,551	2,471	5,162	0,0127	9,7367
14,00	0,56	0,686	3,076	8,238	0,0195	14,9500
11,20	0,44	0,806	3,615	11,853	0,0318	24,3800
8,40	0,33	0,891	3,996	15,849	0,0424	32,5100
5,60	0,22	0,952	4,269	20,118	0,0550	42,1667
2,80	0,11	0,990	4,530	24,648	0,0676	51,8267
0,00	0	1	4,485	29,133	0,0822	63,020

Verification: Niveau 0,00 à la base du refend VIII b
 le moment extérieur est égal à 135,73 tm.

le moment dû aux efforts internes est égal à:

$$M_i = M_1 + M_2 + 2Nc$$

$$M_i = 0,0822 + 63,02 + 2 \cdot 29,133 \cdot 1,24 = 139,755 \text{ tm.}$$

$M_e \approx M_i$ avec une erreur de 3%

équilibre vérifié.

Voile VIII

$$H_0 = 32,511 \text{ t} \quad ; \quad \alpha = 18,50 \quad ; \quad c = 1,75$$

$$M_{ext} = 574,006 \text{ tm} \quad ; \quad I = 2,03 \text{ m}^4 \quad ; \quad m = 0,77 \text{ m}^3$$

Niveaux (m)	φ	$1 - \varphi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	1,586	1,586	0,0082	23,452
19,60	0,78	0,392	2,988	4,574	0,0087	24,882
16,80	0,67	0,551	4,200	8,774	0,0202	57,772
14,00	0,56	0,686	5,230	14,004	0,0331	94,666
11,20	0,44	0,806	6,144	20,148	0,0521	149,006
8,40	0,33	0,891	6,792	26,940	0,0705	201,630
5,60	0,22	0,952	7,257	34,197	0,0912	260,832
2,80	0,11	0,990	7,547	41,744	0,1126	322,036
0,00	0	1,00	7,623	49,367	0,1356	387,816

Verification à la base

$$M_i = M_1 + M_2 + 2Nc = 560,74 \text{ tm}$$

$M_e \approx M_i$ avec une erreur de 2,3%

- Voile Va

$H_0 = 10,61t$; $\alpha = 25,19$; $c = 1,2$

$M_{ext} = 187,323tm$; $I = 0,68m^4$; $m = 0,23m^3$

Niveaux (m)	ξ	$1 - \xi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	2,090	2,090	0,4828	0,0362
19,60	0,78	0,392	3,939	6,029	1,2465	0,0934
16,80	0,67	0,551	5,537	11,566	5,8791	0,4409
14,00	0,56	0,686	6,893	18,459	6,7144	0,5035
11,20	0,44	0,806	8,099	26,558	12,8489	0,9636
8,40	0,33	0,891	8,953	35,511	15,9055	1,1929
5,60	0,22	0,952	9,566	45,077	20,9330	1,5699
2,80	0,11	0,990	9,948	55,025	25,2753	1,8956
0,00	0	1,000	10,048	65,073	32,2738	2,4205

Verification à la base: $M_i = M_1 + M_2 + 2Nc = 190,869tm$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 1,9%

- Voile Vb

$H_0 = 7,828t$; $\alpha = 21,07$; $c = 1,24$

$M_{ext} = 138,214tm$; $I = 0,48m^4$; $m = 0,1m^3$

Niveaux (m)	ξ	$1 - \xi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	0,950	0,950	0,0014	1,0733
19,60	0,78	0,392	1,790	2,740	0,0050	3,8560

16,80	0,67	0,551	2,516	5,256	0,0130	9,9670
14,00	0,56	0,686	3,133	8,389	0,0199	15,2570
11,20	0,44	0,806	3,680	12,069	0,0324	24,8400
8,40	0,33	0,891	4,069	16,138	0,0431	33,0430
5,60	0,22	0,952	4,347	20,485	0,0559	42,8570
2,80	0,11	0,990	4,521	25,006	0,0687	52,6700
0,00	0	1,000	4,566	29,572	0,0838	64,2470

- Verification à la base : $M_i = M_1 + M_2 + 2N/c = 137,7 \text{ tm}$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 0,4%

- Voile E_1

$H_0 = 11,339 \text{ t}$; $\alpha = 22,62$; $c = 1,44$

$M_{ext} = 200,236 \text{ tm}$; $I = 1,48 \text{ m}^4$; $m = 0,21 \text{ m}^3$

Niveaux (m)	ξ	$1 - \xi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	0,937	0,937	1,9306	0,0022
19,60	0,78	0,392	1,766	2,703	7,1009	0,0081
16,80	0,67	0,551	2,482	5,185	17,1791	0,0195
14,00	0,56	0,686	3,090	8,275	27,3471	0,0311
11,20	0,44	0,806	3,631	11,906	43,6505	0,0496
8,40	0,33	0,891	4,014	15,920	58,7046	0,0667
5,60	0,22	0,952	4,289	20,209	76,0407	0,0864
2,80	0,11	0,990	4,460	24,669	93,7552	0,1065
0,00	0	1,000	4,505	29,174	113,373	0,1288

verification à la base: $M_i = M_1 + M_2 + 2Nc = 197,52 \text{ tm}$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 1,35%

- Voile E3

$H_0 = 52,148 \text{ t}$; $\alpha = 17,73$; $c = 2,09$

$M_{ext} = 920,872 \text{ tm}$; $\bar{I} = 7,01 \text{ m}^4$; $m = 1,29$

Niveaux (m)	φ	$1 - \varphi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1,00	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	5,589	5,589	2,8494	0,4478
19,60	0,78	0,392	10,533	16,122	8,2948	1,3035
16,80	0,67	0,551	14,805	30,927	32,1565	5,0532
14,00	0,56	0,686	18,433	49,360	40,0263	6,2898
11,20	0,44	0,806	21,657	71,017	72,8034	11,4405
8,40	0,33	0,891	23,941	94,958	92,1572	14,4818
5,60	0,22	0,952	25,580	120,538	120,7749	18,9789
2,80	0,11	0,990	26,601	147,139	146,7524	23,0611
0,00	0,00	1,000	26,870	174,009	184,6339	29,0139

Verification à la base: $M_i = M_1 + M_2 + 2Nc = 941, \text{ tm}$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 2,2%

- Voile F1

$H_0 = 22,678 \text{ t}$; $\alpha = 17,73$; $c = 1,57$

$M_{ext} = 400,470 \text{ tm}$; $\bar{I} = 2,26 \text{ m}^4$; $m = 0,49 \text{ m}^3$

Niveaux (m)	φ	$1 - \varphi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1	0	0	0	0	0

22,40	0,89	0,208	2,864	2,864	1,9204	0,0549
19,60	0,78	0,392	5,397	8,261	6,3621	0,1818
16,80	0,67	0,551	7,586	15,847	19,7914	0,5655
14,00	0,56	0,686	9,444	25,291	27,4501	0,7843
11,20	0,44	0,806	11,096	36,387	47,0943	1,3456
8,40	0,33	0,891	12,267	48,654	61,2537	1,7561
5,60	0,22	0,952	13,107	61,761	79,8502	2,2814
2,80	0,11	0,990	13,630	75,391	97,6266	2,7893
0,00	0,00	1,000	13,767	89,158	120,6602	3,4474

Verification de la base: $M_i = M_1 + M_2 + 2Nc = 404,066m$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 0,9%

- Voile F_2

$H_0 = 8t$; $\alpha = 26,43$; $C = 1,17$

$M_{ext} = 141,28tm$; $I = 0,79m^4$; $m = 0,23m^3$

Niveaux (m)	ξ	$1 - \xi^2$	π	N	M_1	M_2
25,20	1,00	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,208	1,356	1,356	0,6968	0,0111
19,60	0,78	0,392	2,556	3,912	2,3286	0,0373
16,80	0,67	0,551	3,593	7,505	7,2014	0,1152
14,00	0,56	0,686	4,474	11,979	10,0004	0,1600
11,20	0,44	0,806	5,256	17,235	17,1484	0,2744
8,40	0,33	0,891	5,811	23,046	22,3062	0,3569
5,60	0,22	0,952	6,208	29,254	29,0739	0,4652

2,80	0,11	0,990	6,452	35,710	35,544	0,5687
0,00	0,00	1,000	6,522	42,232	43,9219	0,4028

Verification à la base: $M_i = M_1 + M_2 + 2N_i = 143,45 \text{ tm}$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 1,5%

- 3.2 Etude du Voile à deux files d'ouvertures

- Voile VI

$H_0 = 84,565 \text{ t}$; $\alpha = 33,67$; $2C_1 = 2C_2 = 2,475$

$M_{ext} = 1493,05 \text{ tm}$; $I = 5,46 \text{ m}^4$; $m_1 = m_2 = 1,002 \text{ m}^3$

Niveaux (m)	ξ	ψ	Φ	π_1	N_1	π_2	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
25,20	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22,40	0,89	0,012	0,20	9,301	9,301	9,301	0	-9,301	-0,732	-9,003	-0,732
19,60	0,78	0,049	0,38	17,597	26,898	17,597	0	-26,898	-8,842	-0,035	-8,842
16,80	0,67	0,080	0,55	25,128	52,026	25,128	0	-52,026	14,749	0,059	14,749
14,00	0,56	0,17	0,68	31,177	83,203	31,177	0	-83,203	-10,218	-0,041	-10,218
11,20	0,44	0,25	0,80	36,654	119,857	36,654	0	-119,857	10,785	0,043	10,785
8,40	0,33	0,35	0,88	40,408	160,265	40,408	0	-160,265	2,886	-0,012	2,886
5,60	0,22	0,45	0,95	43,397	203,662	43,397	0	-203,662	0,460	0,002	0,460
2,80	0,11	0,56	0,98	44,903	248,565	44,903	0	-248,565	-6,158	-0,025	-6,158
0,00	0,00	0,66	1,00	45,644	294,209	45,644	0	-294,209	14,207	0,057	14,207

Verification à la base: $M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2 = 1484,806 \text{ tm}$

$M_{ext} \approx M_i$ avec une erreur de 0,5%

4 - Distribution des efforts verticaux sur les refends

L'effort normal dans chaque refend provient de la combinaison de G , Q , E , les valeurs de G et Q sont tirées de la descente de charge celle de E de l'étude sismique et de l'étude des voiles sous les charges horizontales.

Cependant nous redevons les valeurs des efforts normaux sous les combinaisons. Données par les règles parasismiques ALGERIENNE (R.P.A 81),

$$N = N_G + N_Q + N_E$$

$$N = 0,8 N_G \pm N_E$$

Dans les tableaux qui suivent, pour chaque voile et par niveau.

4.1 - Distribution des efforts sur les refends pleins.

- Voile A₁

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$	$0,8 N_G + N_E$	$0,8 N_G - N_E$	M (tm)
25,20	8,32	0,830	9,150	6,656	6,656	0
22,40	18,07	2,600	20,670	14,456	14,456	7,515
19,60	27,82	4,193	32,013	22,256	22,256	22,058
16,80	37,57	5,609	43,179	30,056	30,056	42,753
14,00	47,32	6,848	54,168	37,856	37,856	68,720
11,20	57,07	7,910	64,980	45,656	45,656	99,078
8,40	66,82	8,795	75,615	53,456	53,456	132,950

5,60	76,570	9,680	86,250	61,256	61,256	169,459
2,80	86,320	10,565	96,885	69,056	69,056	207,724
0,00	96,070	11,450	107,520	76,856	76,856	246,868

- Voile A2

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	4,63	0,430	5,060	3,704	3,704	0
22,40	14,18	1,170	15,350	11,344	11,344	1,649
19,60	23,73	1,836	25,566	18,984	18,984	4,841
16,80	33,28	2,428	35,708	26,624	26,624	9,383
14,00	42,83	2,872	45,702	34,264	34,264	15,081
11,20	52,38	3,242	55,622	41,904	41,904	21,742
8,40	61,93	3,612	65,542	49,184	49,184	29,176
5,60	71,48	3,982	75,462	57,184	57,184	37,187
2,80	81,03	4,352	85,382	64,824	64,824	45,584
0,00	90,58	4,722	95,302	72,464	72,464	54,174

- Voile B2

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	10,09	1,130	11,220	8,072	8,072	0
22,40	26,52	3,420	29,940	21,216	21,216	5,043
19,60	42,95	5,481	48,431	34,360	34,360	14,804
16,80	59,38	7,313	66,693	47,504	47,504	28,689
14,00	75,81	8,916	84,726	60,648	60,648	46,113

11,20	92,24	10,290	102,530	73,792	73,792	66,483
8,40	108,67	11,435	120,105	86,936	86,936	89,214
5,60	125,10	12,580	137,680	100,080	100,080	113,711
2,80	141,53	13,725	155,255	113,224	113,224	139,387
0,00	157,96	14,870	172,830	126,368	126,368	165,654

- Voile B₁

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	16,45	1,910	18,360	13,160	13,160	0
22,40	36,43	5,890	42,320	29,144	29,144	14,568
19,60	56,41	9,472	65,882	45,128	45,128	42,762
16,80	76,39	12,656	89,046	61,112	61,112	82,877
14,00	96,37	15,442	111,812	77,096	77,096	133,213
11,20	116,35	17,830	134,180	93,080	93,080	192,063
8,40	136,33	19,820	156,150	109,064	109,064	257,726
5,60	156,31	21,810	178,120	125,048	125,048	328,499
2,80	176,29	23,800	200,090	141,032	141,032	402,676
0,00	196,27	25,790	222,060	157,016	157,016	478,556

- Voile C₁

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	23,62	2,780	26,4	18,896	18,896	0
22,40	54,65	9,270	63,92	43,720	43,720	43,207
19,60	85,68	15,111	100,791	68,544	68,544	126,826

16,80	116,71	20,303	137,013	93,368	93,368	245,801
14,00	147,74	24,846	172,586	118,192	118,192	395,086
11,20	178,77	28,740	207,510	143,016	143,016	569,624
8,40	209,80	31,985	241,785	167,840	167,840	764,366
5,60	240,83	35,230	276,060	192,664	192,664	974,260
2,80	271,86	38,475	310,335	217,488	217,448	1194,256
0,00	302,89	41,720	344,610	242,312	242,312	1419,300

- Voile C₂

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8 N_G + N_E$ (t)	$0,8 N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	17,01	2,010	19,020	13,608	13,608	0
22,40	39,05	5,790	44,840	31,240	31,240	7,515
19,60	61,09	9,192	70,282	48,872	48,872	22,058
16,80	83,13	12,216	95,346	66,504	66,504	42,753
14,00	105,17	14,862	120,032	84,136	84,136	68,720
11,20	127,21	17,130	144,340	101,768	101,768	99,078
8,40	149,25	19,020	168,270	119,400	119,400	132,950
5,60	171,29	20,910	192,200	137,032	137,032	169,459
2,80	193,33	22,800	216,130	154,664	154,664	207,724
0,00	215,37	24,690	240,060	172,296	172,296	246,868

- Voile G

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8 N_G + N_E$ (t)	$0,8 N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	4,49	0,430	4,920	3,592	3,592	0

22,40	12,93	1,180	14,110	10,344	10,344	4,752
19,60	21,37	1,855	23,225	17,096	17,096	13,947
16,80	29,81	2,455	32,265	23,848	23,848	27,031
14,00	38,25	2,980	41,230	30,600	30,600	43,448
11,20	46,69	3,430	50,120	37,352	37,352	62,642
8,40	55,13	3,805	58,935	44,104	44,104	84,059
5,60	63,57	4,180	67,750	50,856	50,856	107,142
2,80	72,01	4,555	76,565	57,608	57,608	131,337
0,00	80,45	4,930	85,380	64,360	64,360	156,086

- Voile E₂

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	8,055	0,994	9,049	6,444	6,444	0
22,40	19,288	2,551	21,839	15,430	15,430	5,513
19,60	30,521	3,952	34,473	24,417	24,417	16,184
16,80	41,754	5,198	46,952	33,403	33,403	31,366
14,00	52,987	6,288	59,275	42,390	42,390	50,414
11,20	64,220	7,222	71,442	51,376	51,376	72,685
8,40	75,453	8,001	83,454	60,362	60,362	97,535
5,60	86,686	8,779	95,465	69,349	69,349	124,317
2,80	97,219	9,558	107,477	78,335	78,335	152,390
0,00	109,152	10,336	119,488	87,322	87,322	181,107

- Voile F3

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	13,229	1,545	14,774	10,583	10,583	0
22,40	32,580	4,249	36,829	26,064	26,064	14,179
19,60	51,931	6,683	58,614	41,545	41,545	41,619
16,80	71,282	8,846	80,128	57,026	57,026	80,662
14,00	90,633	10,739	101,372	72,506	72,506	129,654
11,20	109,984	12,361	122,345	87,987	87,987	186,931
8,40	129,335	13,713	143,048	103,468	103,468	250,841
5,60	148,686	15,065	163,751	118,949	118,949	319,721
2,80	168,037	16,417	184,454	134,430	134,430	391,916
0,00	187,388	17,769	205,157	149,910	149,910	465,769

- Voile I

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	6,50	0,65	7,15	5,20	5,20	0
22,40	16,64	2,05	18,69	13,31	13,31	17,721
19,60	26,78	3,31	30,09	21,42	21,42	52,722
16,80	36,92	4,43	41,35	29,54	29,54	100,722
14,00	47,06	5,41	52,47	37,65	37,65	161,946
11,20	57,20	6,25	63,45	45,76	45,76	233,528
8,40	67,34	6,95	74,29	53,87	53,87	313,398
5,60	77,48	7,65	85,13	61,98	61,98	399,490
2,80	87,62	8,35	95,97	70,10	70,10	489,718
0,00	97,76	9,05	106,81	78,21	78,21	582,016

- Voile IIa

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	11,96	1,400	13,360	9,570	9,570	0
22,40	26,75	4,430	31,180	21,400	21,400	6,734
19,60	41,54	7,157	48,697	33,230	33,230	19,734
16,80	56,33	9,581	65,911	45,060	45,060	38,273
14,00	71,12	11,702	82,822	56,900	56,900	61,538
11,20	85,91	13,520	99,430	68,730	68,730	88,741
8,40	100,70	15,035	115,735	80,560	80,560	119,090
5,60	115,49	16,550	132,040	92,390	92,390	151,802
2,80	130,28	18,065	148,345	104,220	104,220	186,088
0,00	145,07	19,580	164,650	116,060	116,060	221,161

- Voile IIb

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	5,10	0,63	5,73	4,08	4,08	0
22,40	11,38	1,73	13,11	9,10	9,10	1,590
19,60	17,66	2,72	20,38	14,13	14,13	4,659
16,80	23,94	3,60	27,54	19,15	19,15	9,038
14,00	30,22	4,37	34,59	24,18	24,18	14,532
11,20	36,50	5,03	41,53	29,20	29,20	20,955
8,40	42,78	5,58	48,36	34,22	34,22	28,123
5,60	49,06	6,13	55,19	39,25	39,25	35,848
2,80	55,34	6,68	62,02	44,27	44,27	43,946
0,00	61,62	7,23	68,85	49,30	49,30	52,228

- Voile III

Niveaux (m)	N_g (t)	N_q (t)	$N_g + N_q + N_e$ (t)	$0,8N_g + N_e$ (t)	$0,8N_g - N_e$ (t)	M (tm)
25,20	2,65	0,330	2,980	2,12	2,12	0
22,40	8,48	0,790	9,270	6,78	6,78	3,912
19,60	14,31	1,204	15,514	11,45	11,45	11,463
16,80	20,14	1,572	21,712	16,11	16,11	22,232
14,00	25,97	1,894	27,864	20,78	20,78	35,745
11,20	31,80	2,170	33,970	25,44	25,44	51,545
8,40	37,63	2,400	40,030	30,10	30,10	69,174
5,60	43,46	2,630	46,090	34,77	34,77	88,175
2,80	49,29	2,860	52,150	39,43	39,43	108,091
0,00	55,12	3,090	58,210	44,10	44,10	128,464

- Voile IVa

Niveaux (m)	N_g (t)	N_q (t)	$N_g + N_q + N_e$ (t)	$0,8N_g + N_e$ (t)	$0,8N_g - N_e$ (t)	M (tm)
25,20	13,15	1,530	14,680	10,52	10,52	0
22,40	32,02	4,780	36,800	25,62	25,62	25,166
19,60	50,89	7,705	58,595	40,71	40,71	73,746
16,80	69,76	10,305	80,065	55,81	55,81	143,038
14,00	88,63	12,580	101,210	70,90	70,90	229,984
11,20	107,50	14,530	122,030	86,00	86,00	331,640
8,40	126,37	16,155	142,525	101,10	101,10	445,066
5,60	145,24	17,780	163,020	116,19	116,19	567,314
2,80	164,11	19,405	183,515	131,29	131,29	695,450
0,00	182,92	20,030	203,950	146,34	146,34	794,164

- Voile II_b

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	6,426	0,793	7,220	5,14	5,14	0
22,40	13,944	2,181	16,130	11,16	11,16	1,817
19,60	21,462	3,430	24,892	17,17	17,17	5,326
16,80	28,980	4,540	33,520	23,18	23,18	10,329
14,00	36,498	5,512	42,010	29,20	29,20	16,607
11,20	44,016	6,345	50,361	35,21	35,21	23,948
8,40	51,534	7,039	58,573	41,23	41,23	32,148
5,60	59,052	7,733	66,785	47,24	47,24	40,967
2,80	66,570	8,427	74,997	53,26	53,26	50,218
0,00	74,088	9,121	83,209	59,27	59,27	59,682

- Voile VII_a

Niveaux (m)	N_G (t)	N_Q (t)	$N_G + N_Q + N_E$ (t)	$0,8N_G + N_E$ (t)	$0,8N_G - N_E$ (t)	M (tm)
25,20	14,23	1,680	15,910	11,380	11,38	0
22,40	33,28	5,200	42,000	26,62	26,62	3,959
19,60	52,33	8,368	60,698	41,86	41,86	11,603
16,80	71,38	11,184	82,564	57,10	57,10	22,504
14,00	90,43	13,648	104,078	72,34	72,34	36,182
11,20	109,48	15,760	125,240	87,58	87,58	52,175
8,40	128,53	17,520	146,050	102,82	102,82	70,020
5,60	147,58	19,280	166,860	118,06	118,06	89,253
2,80	166,63	21,040	187,670	133,30	133,30	109,41
0,00	185,68	22,800	208,480	148,54	148,54	130,032

42. Distribution des efforts sur les refends à files d'ouverture
 - Voile E1

TRUMEAU 1	Niveaux Combinaisons	25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
	$N_G(t)$	2,090	5,094	8,097	11,100	14,103	17,105	20,108	23,111	26,114	29,117
	$N_Q(t)$	0,239	0,916	1,525	2,067	2,541	2,947	3,285	3,624	3,962	4,301
	$N_E(t)$	0	0,037	2,703	5,185	8,275	11,906	15,920	20,209	24,669	29,174
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	2,329	6,947	12,325	18,352	24,919	31,958	39,313	46,944	54,745	62,592
	$0,8N_G + N_E(t)$	1,672	5,012	9,181	14,065	19,557	25,590	32,006	38,698	45,560	52,468
	$0,8N_G - N_E(t)$	1,672	3,138	3,775	3,695	3,007	1,778	0,166	-1,720	-3,778	-5,880
	$M(t_m)$	0	0,002	0,008	0,020	0,031	0,050	0,067	0,086	0,107	0,129
TRUMEAU 2	$N_G(t)$	10,850	26,426	42,003	57,580	73,157	88,735	104,312	119,889	135,466	151,043
	$N_Q(t)$	1,241	4,754	7,916	10,726	13,185	15,293	17,050	18,806	20,563	22,319
	$N_E(t)$	0	0,937	2,703	5,185	8,275	11,906	15,920	20,209	24,669	29,174
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	12,091	32,117	52,622	73,491	94,617	115,934	137,292	158,904	180,698	202,536
	$0,8N_G + N_E(t)$	8,680	22,078	36,305	51,249	66,801	82,894	99,370	116,120	133,042	150,008
	$0,8N_G - N_E(t)$	8,680	20,204	30,899	40,879	50,251	59,082	67,530	75,702	83,704	91,660
	$M(t_m)$	0	1,931	7,101	17,179	27,347	43,651	58,705	76,041	93,756	113,373

- Voile E3

		Niveaux combinaisons									
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
TRUMEAU 2	$N_G(t)$	6,173	15,461	24,749	34,037	43,325	52,613	61,900	71,188	80,476	89,764
	$N_Q(t)$	0,732	1,899	2,949	3,883	4,700	5,400	5,984	6,567	7,151	7,734
	$N_E(t)$	0,000	5,589	16,122	30,927	49,360	71,017	94,958	120,538	147,139	174,009
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	6,905	22,949	43,820	68,847	97,385	129,030	162,842	198,293	234,766	271,507
	$0,8 N_G + N_E(t)$	4,938	17,958	35,921	58,157	84,020	113,107	144,478	177,488	211,520	245,820
	$0,8 N_G - N_E(t)$	4,938	6,780	3,677	-3,697	-14,700	-28,927	-45,438	-63,588	-82,758	-102,198
	$M(t_m)$	0,000	0,448	1,304	5,053	6,290	11,441	14,482	18,979	23,061	29,014
TRUMEAU 1	$N_G(t)$	10,502	26,301	42,100	57,899	73,698	89,497	105,297	121,096	136,895	152,694
	$N_Q(t)$	1,244	3,230	5,017	6,606	7,996	9,188	10,181	11,174	12,167	13,160
	$N_E(t)$	0,000	5,589	16,122	30,927	49,360	71,017	94,958	120,538	147,139	174,009
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	11,746	35,120	63,239	95,432	131,054	169,702	210,436	252,808	296,201	339,863
	$0,8 N_G + N_E(t)$	8,402	26,630	49,802	77,246	108,318	142,615	179,196	217,415	256,655	296,164
	$0,8 N_G - N_E(t)$	8,402	15,452	17,558	15,392	9,598	0,581	-10,720	-23,661	-37,623	-51,854
	$M(t_m)$	0,000	2,849	8,295	32,157	40,026	72,803	92,157	120,775	146,752	184,634

- Voile F₁

		Niveaux combinaisons									
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
TRUMEAU 2	$N_G(t)$	2,079	5,613	9,148	12,683	16,218	19,753	23,288	26,823	30,358	33,893
	$N_Q(t)$	0,235	0,646	1,016	1,345	1,632	1,879	2,085	2,290	2,496	2,701
	$N_E(t)$	0,000	2,864	8,261	15,847	25,291	36,387	48,654	61,761	75,391	89,158
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	2,310	9,120	18,425	29,875	43,141	58,019	74,027	90,874	108,245	125,752
	$0,8N_G + N_E(t)$	1,660	7,350	15,580	25,990	38,270	52,200	67,280	83,220	99,680	116,270
	$0,8N_G - N_E(t)$	1,660	1,630	-0,940	-5,700	-12,320	-20,590	-30,020	-40,300	-51,100	-62,040
	$M(t_m)$	0,000	0,055	0,182	0,566	0,784	1,346	1,750	2,281	2,789	3,447
TRUMEAU 1	$N_G(t)$	5,633	15,215	24,796	34,377	43,958	53,539	63,120	72,701	82,282	91,863
	$N_Q(t)$	0,637	1,751	2,754	3,645	4,425	5,093	5,650	6,207	6,764	7,321
	$N_E(t)$	0,000	2,864	8,261	15,847	25,291	36,387	48,654	61,761	75,391	89,158
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	6,270	19,830	35,811	53,869	73,674	95,019	117,424	140,669	164,437	188,342
	$0,8N_G + N_E(t)$	4,510	15,040	28,100	43,350	60,460	79,220	99,150	119,920	141,220	162,65
	$0,8N_G - N_E(t)$	4,510	9,310	11,580	11,650	9,880	6,440	1,840	-3,600	-9,570	-15,67
	$M(t_m)$	0,000	1,920	6,362	19,791	27,450	47,094	61,254	79,850	97,627	120,660

- Voile F2

		Niveaux Combinaisons									
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
TRUMEAU 2	$N_G(t)$	2,935	6,265	9,595	12,924	16,254	19,584	22,914	26,244	29,573	32,903
	$N_Q(t)$	0,363	1,001	1,575	2,086	2,532	2,915	3,234	3,553	3,872	4,191
	$N_E(t)$	0,000	1,356	3,912	7,505	11,979	17,235	23,046	29,254	35,710	42,232
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	3,298	8,622	15,082	22,515	30,765	39,734	49,194	59,051	69,155	79,326
	$0,8N_G + N_E(t)$	2,348	6,368	11,588	17,844	24,982	32,902	41,377	50,249	59,368	68,554
	$0,8N_G - N_E(t)$	2,348	3,656	3,764	2,834	1,024	-1,568	-4,715	-8,259	-12,052	-15,910
	$M(t_m)$	0,000	0,011	0,037	0,115	0,160	0,274	0,357	0,465	0,569	0,703
TRUMEAU 1	$N_G(t)$	8,394	17,917	27,440	36,964	46,487	56,010	65,533	75,056	84,580	94,103
	$N_Q(t)$	1,040	2,863	4,504	5,962	7,238	8,332	9,244	10,155	11,067	11,978
	$N_E(t)$	0,000	1,356	3,912	7,505	11,979	17,235	23,046	29,254	35,710	42,232
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	9,434	22,136	35,856	50,431	65,704	81,577	97,823	114,465	131,357	148,313
	$0,8N_G + N_E(t)$	6,715	15,690	25,864	37,076	49,169	62,043	75,472	89,299	103,374	117,514
	$0,8N_G - N_E(t)$	6,715	12,978	18,040	22,066	25,211	27,573	29,380	30,791	31,954	33,050
	$M(t_m)$	0,000	0,697	2,329	7,201	10,000	17,148	22,306	29,074	35,544	43,922

TRUMEAU 2		TRUMEAU 1-3									
		Niveaux Combinatoires									
	$N_G (t)$	25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
	$N_G (t)$	4,284	10,180	15,977	21,823	27,670	33,516	39,362	45,209	51,055	56,902
	$N_Q (t)$	0,529	1,453	2,285	3,024	3,671	4,225	4,687	5,149	5,611	6,073
	$N_E (t)$	0,000	0,301	26,898	52,026	83,203	119,857	160,265	203,662	248,065	294,209
	$N_G + N_Q + N_E (t)$	4,810	20,880	45,250	76,875	114,544	157,598	204,344	254,020	305,231	357,184
	$0,8N_G + N_E (t)$	3,430	17,440	39,680	69,480	105,340	146,67	194,750	239,830	289,410	339,730
	$0,8N_G - N_E (t)$	3,430	-1,200	-14,120	-34,570	-64,070	-93,040	-128,780	-167,440	-207,720	-248,69
	$N_1 (t_m)$	0,000	0,730	8,840	14,750	10,220	10,740	2,890	0,460	6,160	14,210
	$N_G (t)$	1,836	4,342	6,847	9,353	11,858	14,364	16,870	19,375	21,881	24,386
	$N_Q (t)$	0,227	0,623	0,974	1,296	1,573	1,811	2,009	2,207	2,405	2,603
	$N_E (t)$	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
	$N_G + N_Q + N_E (t)$	2,060	4,965	7,826	10,649	13,431	16,175	18,879	21,582	24,286	26,989
	$0,8N_G + N_E (t)$	1,470	3,470	5,480	7,480	9,490	11,490	13,500	15,500	17,500	19,510
	$0,8N_G - N_E (t)$	1,470	3,470	5,480	7,480	9,490	11,490	13,500	15,500	17,500	19,510
	$M (t_m)$	0,000	0,003	0,035	0,050	0,044	0,043	0,042	0,002	0,025	0,057

		TRUMEAU 1										TRUMEAU 2											
Niveaux Combinatoires																							
N _G (t)	1,085	2,512	3,939	5,366	6,793	8,220	9,247	11,074	12,501	13,928													
N _Q (t)	0,124	0,341	0,536	0,710	0,862	0,992	1,101	1,209	1,318	1,426													
N _E (t)	0,000	1,586	4,574	8,774	14,004	20,148	26,940	34,197	41,744	49,367													
N _G + N _Q + N _E (t)	1,209	4,439	9,104	14,850	21,659	29,360	37,288	46,480	55,563	64,721													
0,8 N _G + N _E (t)	0,870	3,600	7,730	13,070	19,444	26,720	34,340	43,060	51,750	60,510													
0,8 N _G - N _E (t)	0,870	0,420	-1,420	-4,480	-8,570	-13,570	-19,540	-25,340	-31,740	-38,220													
M (t+m)	0,000	0,008	0,009	0,020	0,033	0,052	0,071	0,091	0,113	0,136													
N _G (t)	9,575	22,168	34,761	47,354	59,947	72,540	85,133	97,726	110,319	122,912													
N _Q (t)	1,096	3,009	4,731	6,261	7,600	8,748	9,705	10,661	11,618	12,574													
N _E (t)	0,000	1,586	4,574	8,774	14,004	20,148	26,940	34,197	41,744	49,367													
N _G + N _Q + N _E (t)	10,670	26,760	44,066	62,389	81,551	101,436	121,778	142,584	163,681	184,753													
0,8 N _G + N _E (t)	7,660	19,320	32,380	46,660	61,960	78,180	95,050	112,380	130,000	147,700													
0,8 N _G - N _E (t)	7,660	16,150	23,230	29,110	33,950	37,890	41,170	43,980	46,510	48,960													
M (t+m)	0,000	23,452	24,882	57,772	94,666	149,006	201,630	260,832	322,036	387,816													

- Voile IIg

		Niveaux Combinaison										
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00	
TRUMEAU 1	$N_g(t)$	3,337	8,621	13,905	19,188	24,472	29,756	35,040	40,324	45,608	50,891	
	$N_q(t)$	0,412	1,133	1,782	2,359	2,864	3,297	3,658	4,018	4,379	4,739	
	$N_E(t)$	0,000	2,090	6,029	11,566	18,459	26,558	35,511	45,077	55,025	65,073	
	$N_g + N_q + N_E(t)$	3,750	11,840	21,716	33,113	45,795	59,611	74,209	89,419	105,012	120,703	
	$0,8N_g + N_E(t)$	2,670	8,990	17,150	26,920	38,040	50,360	63,540	77,340	91,510	105,79	
	$0,8N_g - N_E(t)$	2,670	4,810	5,100	3,780	1,120	-2,750	-7,480	-12,820	-18,540	-24,360	
	$M(t_m)$	0,000	0,483	1,247	5,879	6,714	12,849	15,906	20,933	25,275	32,274	
TRUMEAU 2	$N_g(t)$	1,551	4,007	6,463	8,920	11,376	13,832	16,288	18,744	21,200	23,657	
	$N_q(t)$	0,191	0,526	0,828	1,096	1,331	1,532	1,700	1,867	2,035	2,202	
	$N_E(t)$	0,000	2,090	6,029	11,566	18,459	26,558	35,511	45,077	55,025	65,073	
	$N_g + N_q + N_E(t)$	1,740	6,62	13,320	21,582	31,166	41,922	53,499	65,688	78,260	90,932	
	$0,8N_g + N_E(t)$	1,240	5,300	11,200	18,700	27,560	37,620	48,540	60,070	71,990	84,00	
	$0,8N_g - N_E(t)$	1,240	1,120	-0,860	-4,430	-9,360	-15,490	-22,480	-30,080	-38,070	-46,150	
	$M(t_m)$	0,000	0,036	0,093	0,441	0,504	0,964	1,193	1,570	1,896	2,421	

		Niveaux Combinaison									
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
TRUMEAU 1	Ng (t)	0,846	1,969	3,085	4,200	5,315	6,431	7,546	8,662	9,777	10,893
	NQ (t)	0,105	0,289	0,455	0,602	0,731	0,841	0,933	1,025	1,117	1,209
	NE (t)	0,000	0,933	2,691	5,162	8,238	11,853	15,849	20,118	24,648	29,133
	Ng+NQ+NE (t)	0,950	3,190	6,231	9,964	14,284	19,125	24,328	29,805	35,542	41,235
	0,8Ng+NE (t)	0,680	2,510	5,160	8,520	12,490	17,000	21,890	27,050	32,470	37,850
	0,8Ng-NE (t)	0,680	0,640	-0,220	-1,800	-3,990	-6,710	-9,810	-13,190	-16,830	-20,420
	M (tm)	0,000	0,001	0,005	0,013	0,020	0,032	0,042	0,055	0,068	0,082
TRUMEAU 2	Ng (t)	4,196	9,681	15,165	20,650	26,135	31,619	37,104	42,588	48,073	53,557
	NQ (t)	0,515	1,421	2,236	2,961	3,595	4,139	4,592	5,045	5,498	5,951
	NE (t)	0,000	0,933	2,691	5,162	8,238	11,853	15,849	20,118	24,648	29,133
	Ng+NQ+NE (t)	4,710	12,040	20,092	28,865	37,968	47,611	57,545	67,751	78,219	88,641
	0,8Ng+NE (t)	3,360	8,680	14,820	21,680	29,150	37,150	45,530	54,190	63,110	71,980
	0,8Ng-NE (t)	3,360	6,810	9,440	11,360	12,670	13,440	13,830	13,950	13,810	13,710
	M (tm)	0,000	1,073	3,757	9,737	14,950	24,380	32,510	42,167	51,827	63,020

		Niveaux Combinaison									
		25,20	22,40	19,60	16,80	14,00	11,20	8,40	5,60	2,80	0,00
TRUMEAU 1	$N_G(t)$	0,846	1,969	3,085	4,200	5,315	6,431	7,546	8,662	9,777	10,893
	$N_Q(t)$	0,105	0,289	0,455	0,602	0,731	0,841	0,933	1,025	1,117	1,209
	$N_E(t)$	0,000	0,950	2,740	5,256	8,389	12,069	16,138	20,485	25,006	29,572
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	0,950	3,210	6,280	10,058	14,435	19,341	24,697	30,172	35,900	41,674
	$0,8N_G + N_E(t)$	0,680	2,530	5,210	8,620	12,640	17,210	22,180	27,420	32,830	38,290
	$0,8N_G - N_E(t)$	0,680	0,630	-0,270	-1,900	-4,140	-6,920	-10,100	-13,560	-17,180	-20,860
	$M(t_m)$	0,000	0,001	0,005	0,013	0,020	0,032	0,043	0,056	0,069	0,084
TRUMEAU 2	$N_G(t)$	4,196	9,681	15,165	20,650	26,135	31,619	37,104	42,588	48,073	53,557
	$N_Q(t)$	0,515	1,421	2,236	2,961	3,595	4,139	4,592	5,045	5,498	5,951
	$N_E(t)$	0,000	0,950	2,740	5,256	8,389	12,069	16,138	20,485	25,006	29,572
	$N_G + N_Q + N_E(t)$	4,710	12,050	20,141	28,867	38,119	47,827	57,834	68,118	78,577	89,080
	$0,8N_G + N_E(t)$	3,360	8,700	14,870	21,780	29,300	37,360	45,820	54,560	63,460	72,420
	$0,8N_G - N_E(t)$	3,360	6,800	9,390	11,260	12,520	13,230	13,550	13,590	13,450	13,270
	$M(t_m)$	0,000	1,073	3,856	9,967	15,257	24,840	33,043	42,857	52,670	64,247

CHAPITRE 5

FERRAILLAGE DES VOILES

FERRAILLAGE DES VOILES

① INTRODUCTION

• Sous l'action des forces verticales (seisme, charges permanentes et surcharges) et horizontales (seisme), un refend est sollicité à la flexion composée.

Les sollicitations à considérer pour la détermination des sections d'acier nécessaires, sont les résultats de la superposition des sollicitations dues aux forces verticales et horizontales. En effectuant cette superposition il ne faut pas oublier que les forces (seisme dans notre cas) ont un caractère alternatif. Elles peuvent changer de signe en gardant la même valeur absolue et la même direction. L'état de contrainte se trouve modifié qualitativement (mutation compression-traction).

• Notre ferraillement sera réalisé conformément aux règlements préconisés par le RPA 81 auquel on associe les règlements de béton que sont le C.C.B.A 68 et le B.A.E.L 80.

En effet la tâche qui nous est demandée, pour la deuxième partie de notre projet, consiste en une étude comparative des quantités d'acier déterminées respectivement par les règles du C.C.B.A 68 et du B.A.E.L 80 sous les efforts calculés suivant le R.P.A en zone II.

Les combinaisons de calcul retenues sont celles données par l'article 3.32,3 du RPA, qui sont les plus défavorables pour le calcul des voiles.

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

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

- où G : charges permanentes
- Q : charge d'exploitation non pondérée
- E : effets du seisme.

Bien qu'aucune mention spécifique n'ait été faite au sujet de l'accélération verticale due au seisme, ses effets sont inclus comme suit :

La combinaison (1) comprend la totalité de la charge d'exploitation. Du fait que cette charge d'exploitation est tout à fait improbable, une grande partie de celle-ci (environ 40 à 60%) peut effectivement représenter l'effet des accélérations verticales des seismes.

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale qui se produira à cause des effets de l'accélération verticale.

La valeur $\pm E$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression.

Notre système de contreventement est composé de 3 types de refends :

- refends pleins
- refends à une file d'ouvertures
- refends à deux files d'ouvertures.

on aura donc : pour la combinaison (1) M et N_{max}
 " " " (2) M et N_{min}

② PRINCIPE DE CALCUL

a) Verification de resistance

* Les contraintes admissibles du beton du 1^{er} genre sont majorées au plus de 50% tandis que la contrainte de traction des aciers est prise au plus égale à σ_{en} . (Art 4.3.2.1)

* Les verifications d'effort tranchant doivent s'effectuer

avec : $\bar{T} = 1,4 T$ T : effort tranchant de calcul.

$$N = 0$$

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

Art. 4.3.2.2 du RPA.

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

* Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capable de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterer (art. 4.3.2.4)

leur verification à l'effort tranchant se fera avec :

$$\bar{T} = 1,4 T$$

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

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

Art. 4.3.2.5 .

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

b) Dispositions des Armatures.

* Les parties courantes doivent être armées par un quadrillage d'armature en double nappe dont le pourcentage minimum est donné ci-après : (Art. 4.3.3.2)

pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma_{28}'$: 0,15% } dans chaque direction.
 pour $0,025 \sigma_{28}' \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}'$: 0,25% }

* Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule:

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 \quad \text{avec } \tau = \frac{1,4T}{b \cdot z}$$

τ : contrainte de cisaillement

σ_{en} : limite élastique des aciers en bars.

\bar{w}_t : pourcentage calculé par rapport à la section brute du béton. il doit être supérieur au pourcentage minimal défini précédemment.

(Art. 4.3.3.1)

* Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,5%. (Art. 4.3.3.3)

* L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petites des 2 valeurs suivantes:

$$t \leq \min \begin{cases} 1,5 b \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (\text{Art. 4.3.3.4})$$

* Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. (Art. 4.3.3.5)

- ⊗ Le diamètre des barres verticales et horizontales des voûtes (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voûte. (Art. 4.3.3.6)
- ⊗ A chaque extrémité du voûte, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $1/10$ de la largeur du voûte. (Art. 4.3.3.7).
- ⊗ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voûte. (Art. 4.3.3.8).
- ⊗ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Art. 4.3.3.11

- ⊗ Renforcement au niveau des joint de reprise de coulage

$$A_{vj} = 1,1 \cdot \frac{\bar{I}}{\sigma_{en}} \quad \text{Art. 4.3.3.12}$$

cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour l'équilibre des efforts de traction dus aux moments de renversement.

- ⊗ au niveau des linteaux: si $\tau_{\phi} \geq 0,06 \sigma_{28}$ des Armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles (Art. 4.3.3.14). ces Aciers seront détaillés lors du ferrillage.

1) JUSTIFICATION AUX CONTRAINTES ADMISSIBLES

a₁ - Domaine d'application. (art 1.1 D.T.U. 23.1)

Les six conditions se rapportant aux épaisseurs, longueurs, hauteurs et caractéristiques de résistance des murs considérés sont satisfaites, donc on fera une justification aux contraintes admissibles.

a₂ - Détermination des caractéristiques géométriques et mécaniques
(Art. 3.1 D.T.U. 23.1)

* longueur libre de flambement l_f :

elle est liée directement à la hauteur libre L du mur.

Que le mur soit raidi ou non à ses extrémités, le premier calcul demandé, consiste en la détermination de la longueur de flambement l_f du mur supposé non raidi.

Dans les commentaires figure une abaque qui permet de déterminer cette longueur l_f de flambement en fonction des coefficients d'encastrement relatifs aux sommet et à la base du mur. cet abaque, repris des règles C.M.66, suppose les nœuds indéplaçables, ce qui est en général le cas dans les bâtiments contreventés transversalement et longitudinalement par des refends. Les longueurs de flambement ainsi calculées ne doivent pas être inférieures à certaines valeurs fixées par le D.T.U.

s'il s'agit réellement d'un mur non raidi, on peut écrire $l_f = l_f$.

s'il s'agit par contre d'un mur raidi (à une ^{ou deux de ses} extrémités) (voir)

les règles donnent des formules qui permettent de calculer l_f

à partir de l_f . ces formules diffèrent suivant que le mur est armé ou non horizontalement; elles font intervenir une longueur fictive b (liée à la longueur).

⊗ Élancement mécanique:

λ est déterminé à partir des valeurs de la longueur libre de flambement l_f et de l'épaisseur b du mur, par la relation suivante:

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b}$$

⊗ Excentricité initiale e :

L'effort normal est supposé appliqué à une excentricité initiale résultant de l'excentrement de certaines charges, des défauts d'implantation, d'homogénéité du béton, de planéité et de l'effet des gradients thermiques.

cette excentricité est limitée à la plus grande des 2 valeurs

$$e \leq \max\left(1\text{cm}; \frac{l_f}{300}\right)$$

α_3 - calcul de la contrainte de compression admissible

Art. 3.31 D.T.U

La contrainte de compression admissible $\bar{\sigma}'_{b_0}$ sera une fraction de la contrainte nominale de rupture à 28 jours d'âge σ'_{28}

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \xi'_b \sigma'_{28}$$

La valeur de la fraction ξ'_b dépend du défaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité éventuelle du mur au flambement et de l'efficacité du contrôle de la qualité

du béton et de l'exécution, ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations négligées (retrait...)
 La fraction σ'_b est au plus égale à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} 0,45 \cdot \alpha \cdot \gamma \cdot \delta' \\ 0,5 \cdot \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta' \end{cases}$$

⊗ coefficient α :

$$\alpha = \frac{b - 10e/3}{b} \quad e = \max(1\text{cm}, \frac{L_f}{300})$$

⊗ coefficient β :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{\lambda}{100} \right)^2} \quad \lambda : \text{étagement mécanique}$$

⊗ coefficient γ :

$\gamma = 1$ lorsque le béton est contrôlé régulièrement, aucun défaut de planéité et aucun faux aplomb ne peuvent résulter d'une négligence éventuelle.

$\gamma = 0,83$ dans les autres cas.

⊗ coefficient δ' :

$\delta' = 1$ lorsque les vérifications de contrainte admissible seront effectuées pour des actions ou combinaisons d'action courantes.

$\delta' = 1,1$ lorsque les vérifications de contraintes admissible seront effectuées pour des actions ou combinaisons d'action faisant intervenir entre autre les effets climatiques.

b) Etude des sections à la flexion composée: (P. CHARON)

On déterminera le ferrillage nécessaire des voûtes aux 3 niveaux suivant :

- NIVEAU I : 0,00 m
- NIVEAU II : 8,40 m
- NIVEAU III : 16,80 m.

b₁) section partiellement comprimée:

La section est dite partiellement comprimée si :

- l'effort normal est une compression présentant une excentricité

théorique : $e_0 = \frac{m}{N} > \frac{h_t}{6}$ (section rectangulaire)

m : moment fléchissant rapporté au c.d.g de la section de béton.

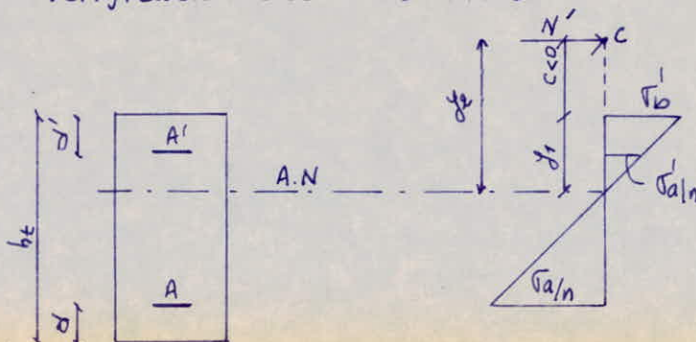
h_t : hauteur total

N : effort normal.

- l'effort normal est une traction et la résultante passe en dehors de la section.

Pour calculer en flexion composée une section partiellement comprimée (tendue) soumise à un effort normal, on calcule la section en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif égal au moment de l'effort normal par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

Verification des contraintes:



$$y_1 = y_2 + c$$

c , est compté positivement s'il tombe à l'intérieur de la section.

Pour déterminer y_2 et par la suite y_1 , nous écrivons que :

$M + M_i = 0$, M étant le moment des forces extérieures / c comme la résultante des forces extérieures passe par c donc, $M = 0$
Nous sommes donc ramenés à écrire $M_i = 0$ (M_i , moment des forces internes par rapport au point c)

en remplaçant y_1 par $y_2 + c$ on aboutit à une équation du 3^e degré en y_2 :

$$y_2^3 + P y_2 + Q = 0$$

Avec :

$$P = -3c^2 - \frac{6 \cdot n \cdot A'}{b} (c - d') + \frac{6 \cdot n \cdot A}{b} (h_t - d - c)$$

$$Q = -2c^3 - \frac{6nA'}{b} (c - d')^2 - \frac{6nA}{b} (h_t - d - c)^2$$

Les contraintes maximales pour le béton et l'acier sont obtenues par application des formules suivantes :

$$\frac{N \cdot y_2}{k} = I \quad I = \frac{b y_1^3}{3} + n A' (y_1 - d')^2 + n A (h_t - d - y_1)^2$$

$$\sigma'_b = k \cdot y_1 \quad ; \quad \sigma'_a = nk (y_1 - d') \quad ; \quad \sigma_a = nk (h - y_1)$$

Remarque :

cas où N est une traction :

Les formules précédentes sont encore valables à condition d'adopter les conventions de signes suivantes :

N est négatif ; c , toujours positif ; y_2 est négatif

$$y_1 = y_2 + c.$$

b₂) Section entièrement tendue :

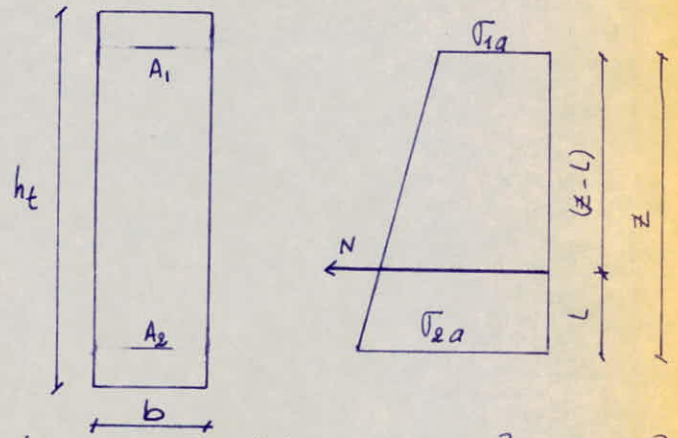
Pour la section soit entièrement tendue, il faut que :

- L'effort normal N , soit un effort de traction.

- La résultante des forces extérieures passe entre les armatures.
 Les sections d'aciers sont données par application des formules suivantes :

$$A_1 = \frac{N \cdot L}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A_2 = \frac{N(z-L)}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$



Les contraintes dans les armatures sont obtenues par les formules :

$$\sigma_{a1} = \frac{N L}{z A_1} \quad ; \quad \sigma_{a2} = \frac{N(z-L)}{z A_2}$$

b3) section entièrement comprimée :

il faut que : - N, soit un effort de compression

$$- e_0 \leq e_1 = \frac{h_t}{6}$$

pour la détermination des armatures on utilise la méthode exposée par P. CHARON.

Les contraintes extrêmes sont obtenues par application des formules suivantes :

$$\sigma'_{b1,2} = \frac{N}{B + 15A'} \pm \frac{M_G}{I_{xx'}} v'_{1,2}$$

B : section de béton

A' = A'_1 + A'_2 : section des aciers

N : effort normal

M_G : moment de flexion par rapport au c.d.g G de la section homogène.

v'_1 (v'_2) : distance du c.d.g de la section homogène à la fibre la plus comprimée

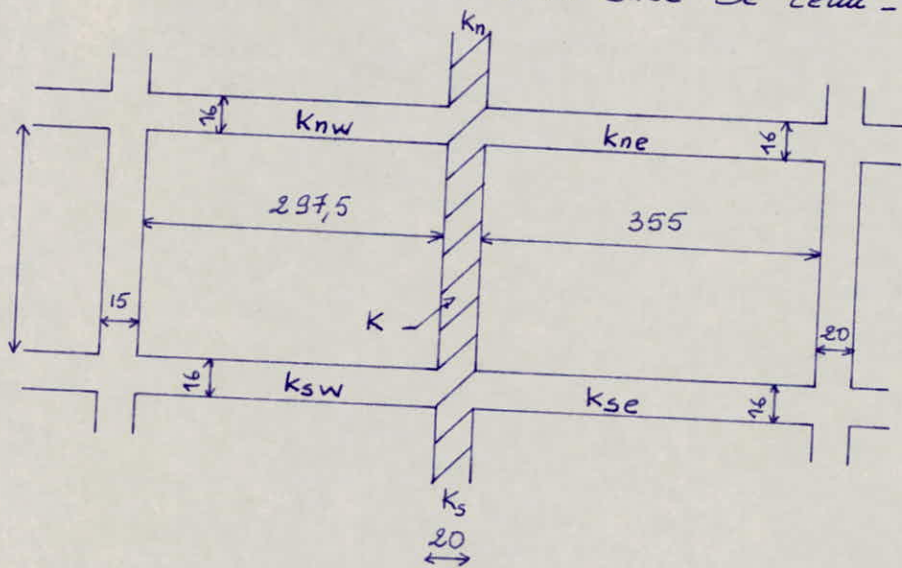
I_{xx'} : moment d'inertie par rapport à l'axe xx' passant par G.

C) FERRAILLAGE DES VOILES.

Etude du voile E_3

c) calcul des caractéristiques géométriques du voile :

on doit d'abord, à partir des valeurs des facteurs de rigidité des différents murs et planchers liés directement au mur étudié, déterminer les coefficients d'encastrement r_n et r_s relatifs au sommet et à la base de celui-ci.



$$r_n = \frac{k_{nw} + k_{ne}}{k + k_n + k_{nw} + k_{ne}}$$

$$r_s = \frac{k_{sw} + k_{se}}{k + k_s + k_{sw} + k_{se}}$$

Dans le cas présent on peut écrire :

$$k = k_n = k_s = \frac{100 (20)^3}{12 \cdot 264} = 252,5$$

$$k_{nw} = k_{sw} = \frac{100 (16)^3}{12 \cdot 297,5} = 114,7$$

$$k_{ne} = k_{se} = \frac{100 (16)^3}{12 \cdot 355} = 96,2$$

D'où : $r_n = r_s = 0,295 \approx 0,3$.

$$\left. \begin{array}{l} r_s = 0,3 \\ r_n = 0,3 \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{abaque}} K = 0,88$$

$$\rightarrow l'_f = 0,88l = 0,88 \cdot 264 = 232,3 \text{ cm}$$

Le voile E_3 est non raidi à ses extrémités $\rightarrow l'_f = l_f$

$$\text{soit } \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b} = \frac{232,3 \sqrt{12}}{20} = 40,2 < 50$$

\rightarrow on ne tiendra pas compte du flambement.

Excentricité initiale:

$$e = \max(1 \text{ cm}; \frac{232,3}{300}) = 1 \text{ cm.}$$

c₂) Calcul des contraintes admissibles

$$\alpha = \frac{20 - 10(1)/3}{20} = 0,833.$$

$$\beta = \frac{1}{1 + 2 \left(\frac{40,2}{100} \right)^2} = 0,756.$$

$$\gamma = 1 \quad ; \quad \gamma' = 1,1$$

⊗ de compression simple :

$$R'_b = \min \begin{cases} 0,45 \alpha \cdot \gamma \cdot \gamma' = 0,412 \\ 0,5 \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \gamma' = 0,346 \end{cases}$$

$$\text{soit } \bar{\sigma}'_{b0} = R'_b \cdot \sigma'_{28} = 0,346 \cdot 275 = 95,2 \text{ Kg/cm}^2$$

⊗ Expression de $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée : (section rectangulaire)

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{b0} \quad \text{si } e_0 < \frac{h_t}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 (2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}) \quad \text{si } e_0 > \frac{h_t}{2}$$

c₃) Element de refend 1 : (Trumeau 1)

$$h_t = 438 \text{ cm} \quad ; \quad b = 20 \text{ cm.}$$

$$c_{3-1}) \text{ NIVEAU I : } N_{\min} = -51,854 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 339,863 \text{ t}$$

$$M = 184,634 \text{ tm}$$

$$T_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} T = 45,066 \text{ t.}$$

⊗ Combinaison M, Nmin

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{184,634}{51,854} = 3,56 \text{ m}$$

$$d = \frac{h_t}{2} = 0,22 \text{ m}$$

$$e_0 > \frac{h_t}{2} - d$$

N est une traction

section partiellement comprimée.

calcul du moment fictif :

une section partiellement comprimée (ou tendue) soumise à la flexion composée peut être calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif égal à celui de l'effort normal par rapport au centre de gravité des Armatures tendues, c'est à dire :

$$\begin{aligned} M_f &= N \cdot f = N \left(\frac{h_t}{2} - d + e_0 \right) = N \cdot e_0 + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) \\ &= M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right). \end{aligned}$$

les sections d'armatures sont :

section comprimée $\longrightarrow A'$

$$\begin{aligned} \text{section tendue} &\begin{cases} \longrightarrow A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} & \text{si N est un effort de compression.} \\ \longrightarrow A = A_1 + \frac{N}{\bar{\sigma}_a} & \text{si N est un effort de traction.} \end{cases} \end{aligned}$$

A_1 : section des Armatures tendues trouvées dans le calcul à la flexion simple.

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 184,634 + (-51,854)(1,97) = 82,482 \text{ t.m.}$$

Armatures verticales :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 82,482 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (416)^2} = 0,0085 \xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \epsilon = 0,9583 \\ k = 105 \\ \alpha = 0,1250 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{105} = 40 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b.$$

D'où : $A' = 0$ Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 4,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 17,28 \text{ cm}^2.$$

Détermination de A_{\min} préconisée par le R.P.A.

$$\text{axe neutre : } y_1 = \alpha h = 0,1250 \cdot 416 = 52 \text{ cm.}$$

$$\text{soit une zone tendue de } l_t = h_t - y_1 = 438 - 52 = 386 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 95\% b l_t = 38,6 \text{ cm}^2 > A = 17,28 \text{ cm}^2.$$

$$\text{on prendra } A = A_{\min} = 10 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Disposition des aciers suivant le R.P.A

$$\text{sur } \frac{h_t}{10} : \text{ on disposera } 4\text{HA}14 + 6\text{HA}10 \quad t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{sur } 0,8 h_t : \text{ on disposera } 34\text{HA}10 \text{ soit } 10\text{HA}10 \text{ p.m. } t = 20 \text{ cm.}$$

$$(\text{voir schéma de ferrillage}) \quad 7,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Armatures verticales dans la zone courante :

centre de gravité réel des armatures tendues :

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 161 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 277 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 45066}{20 \cdot 0,875 \cdot 277} = 13 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0,25 \sigma_{28} < \tau_b < 0,12 \sigma_{28}$$

$$\rightarrow A_c = \frac{0,25}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} < 7,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Donc le ferrillage précédent est suffisant.

Reprise de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 45066}{4200} = 16,52 \text{ cm}^2 = 3,77 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

soit \rightarrow 8 HA8 p.m. $t=25 \text{ cm.}$
en 2 nappes.

Armatures horizontales :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 = \frac{13 - 8}{4200} \cdot 100 = 0,12\% < 0,25\%$$

on prendra $A_H = \frac{0,25}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 5 \text{ cm}^2 \text{ p.m.} \rightarrow$ 10 HA8 p.m.
 $t=20 \text{ cm.}$

Armatures transversales :

- 5 épingle ϕ_6 par m^2
- 1 cadre HA6 pour les potelets ($t \leq 20 \text{ cm}$).

Longueurs de recouvrement :

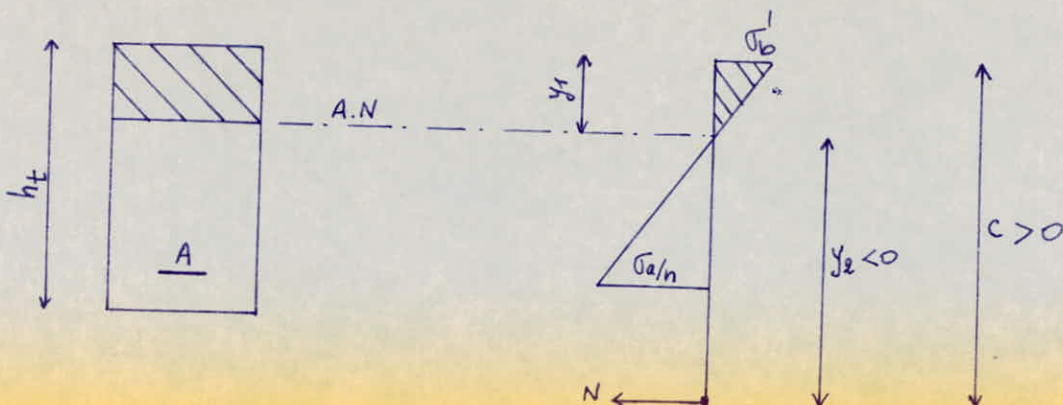
- vu les effets réversibles du séisme, notre voûte est considéré comme étant entièrement tendu donc on prendra :

$$l_r = 50 \phi = 50 \cdot 10 = 500 \text{ mm.}$$

- Les barres horizontales sont munies de crochets à 135° , ayant une longueur de 10ϕ .

⊗ Verification des contraintes

- combinaison M, N_{min} .



$$y_1 = y_2 + c$$

$$y_2^3 + P y_2 + q = 0 \quad c = e_0 + \frac{h_t}{2} = 3,56 + \frac{4,38}{2} = 5,75 \text{ m}$$

$$P = -3(575)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 575) = -1042028,4$$

$$q = -2(575)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 575)^2 = -395164463,2$$

$$\text{Soit } y_2^3 - 1042028,4 y_2 - 395164463,2 = 0 \quad \rightarrow y_2 = -497 \text{ cm}$$

$$\text{D'où : } y_1 = y_2 + c = 78 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A (h_t - d - y_1)^2 = 25379841 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{N_{\min} \cdot d_2}{I} = 1,02$$

$$\sigma_b' = k \cdot y_1 = 79,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 285,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1) = 3045 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

• Combinaison m ; Nmax.

$$e_0 = \frac{m}{N_{\max}} = \frac{184,634}{339,863} = 0,54 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{4,38}{6} = 0,73 \text{ m}$$

} $\rightarrow e_0 < e_1 \rightarrow$ section entièrement comprimée

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}_{b_0}' = 178 \text{ Kg/cm}^2$$

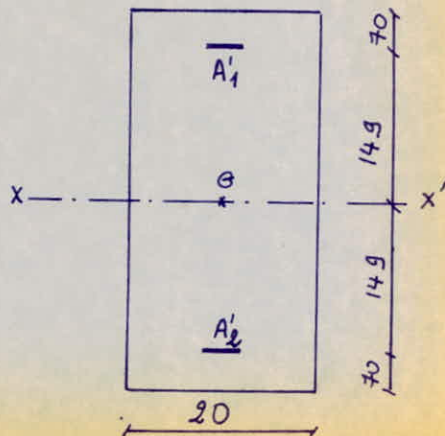
$$A_1' = A_2' = 27,92 \text{ cm}^2$$

$$d' = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 70 \text{ cm}$$

$$V_1' = V_2' = \frac{438}{2} = 219 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{20(438)^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 27,92 (149)^2 = 158641680 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{b_{1,2}}' = \frac{N}{B' + 15A'} + \frac{m}{I_{xx'}} (V_1', V_2')$$



$$\sigma'_{b1} = \frac{339863}{20(438) + 15(2.27,92)} + \frac{184,634 \cdot 10^5}{158641680} \cdot 219 = 60,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = 9,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

c3-2) NIVEAU II: $N_{\min} = -10,720 \text{ t}$

$$N_{\max} = 210,436 \text{ t}$$

$$M = 92,157 \text{ tm}$$

$$T = 39 \text{ t}$$

⊗ Combinaison M, N_{min}:

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 8,60 \text{ m}$$

N est une traction

$$e_0 > \frac{h_t}{2} - d$$

} → section partiellement comprimée

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5(2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0}) = 285,6 \text{ kg/cm}^2$$

Moment fictif:

$$M_f = 92,157 - 10,720 \left(\frac{4,38}{2} - 0,22 \right) = 71,039 \text{ tm}$$

calcul des aciers:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 71,039 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (416)^2} = 0,0073 \rightarrow \begin{cases} \xi = 0,9612 \\ k = 114 \\ \alpha = 0,1163 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 37 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 4,23 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,23 + \frac{10,720 \cdot 10^3}{4200} = 6,78 \text{ cm}^2$$

Conclusion:

on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'au niveau I.

⊗ Verification des contraintes

• combinaison M, N_{min}

$$c = e_0 + \frac{h_t}{2} = 8,60 + \frac{4,38}{2} = 10,79 \text{ m.}$$

$$P = -3(1079)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 1079) = -3627699,6$$

$$Q = -2(1079)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 1079)^2 = -2620683300$$

$$\rightarrow y_2^3 - 3627699,6 y_2 - 2620683300 = 0 \rightarrow y_2 = -989 \text{ cm.}$$

D'où : $y_1 = y_2 + c = 90 \text{ cm}$

$$I = 20832609 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{N_{min} \cdot y_2}{I} = 0,51$$

$$\sigma'_b = 46 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma'_a = 1430,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• combinaison M, N_{max}

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,44 \text{ m}$$

$$e_0 < e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,73$$

} → section entièrement comprimée

$$\sigma'_{b1} = \frac{N_{max}}{bh_t + 15A'} + \frac{M}{I_{xx'}} v_1' = 34,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N_{max}}{bh_t + 15A'} - \frac{M}{I_{xx'}} v_2' = 9,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

c3-3) NIVEAU III

$$N_{min} = 15,392 \text{ t}$$

$$N_{max} = 95,432 \text{ t}$$

$$M = 32,157 \text{ tm}$$

$$T = 27,593 \left(\frac{1,40}{1,40 + 0,22} \right) = 23,846 \text{ t}$$

⊛ Combinaison M; Nmin :

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 2,09 \text{ m} \quad \left. \vphantom{e_0} \right\} \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$
$$e_0 > e_1 = \frac{h_t}{8}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{b0} = 279 \text{ kg/cm}^2$$

moment fictif :

$$M_f = 32,157 + 15,392 (2,19 - 0,22) = 62,479 \text{ tm.}$$

calcul des aciers :

$$\mu = \frac{15 \cdot 62,479 \cdot 10^5}{\bar{\sigma}_a \cdot 20 \cdot (416)^2} = 0,0064 \quad \longrightarrow \quad \begin{cases} E = 0,9635 \\ k = 122 \\ \alpha = 0,1095 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 34,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{62,479 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9635 \cdot 416} = 3,71 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,71 - \frac{15,392 \cdot 10^3}{4200} = 0,05 \text{ cm}^2.$$

Conclusion :

On adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'au niveaux I et II.

⊛ VERIFICATION DES CONTRAINTES :

• Combinaison M; Nmin :

$$c = \frac{4,38}{2} - 2,09 = 0,10 \text{ m}$$

$$P = -3(10)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 10) = 4193,61$$

$$q = -2(10)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 37,4}{20} (438 - 161 - 10)^2 = -1201793,9$$

$$y_2^3 + 4193,61 y_2 - 1201793,9 = 0 \quad \rightarrow \quad y_2 = 93 \text{ cm.}$$

$$y_1 = 93 + 10 = 103 \text{ cm.}$$

$$J'_{00} : I = \frac{20(103)^3}{3} + 15 \cdot 37,4 (438 - 161 - 103)^2$$
$$= 242699682,7 \text{ cm}^4.$$

$$k = \frac{N_{min} \cdot y_2}{I} = 0,06$$

$$\sigma'_b = k \cdot y_1 = 6,18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 279 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = nk(h_t - d - y_1) = 157 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• Combinaison M; Nmax :

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,34 \text{ m.}$$

$$e_0 < e_1 = \frac{h_t}{6}$$

} → section entièrement comprimée

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 165 \text{ kg/cm}^2$$

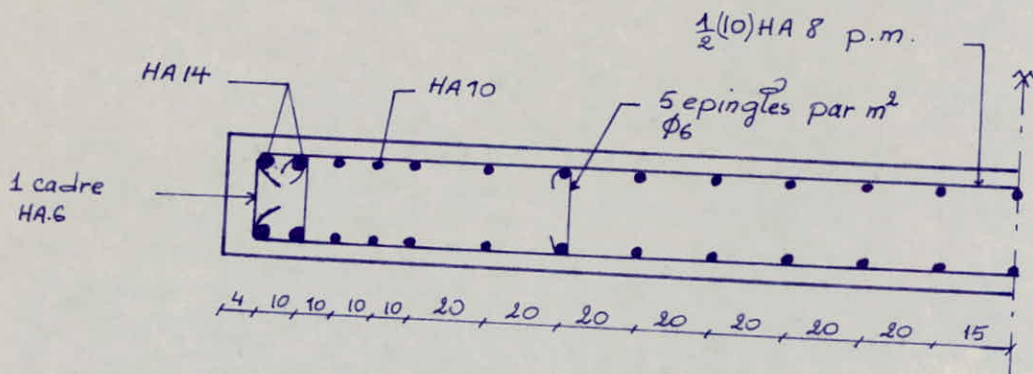
$$A'_1 = A'_2 = 27,92 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{95432}{20 \cdot 438 + 15(2 \cdot 27,92)} + \frac{32,157 \cdot 10^5}{158641680} \cdot 219 = 14,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{95432}{20 \cdot 438 + 15(2 \cdot 27,92)} - \frac{32,157 \cdot 10^5}{158641680} \cdot 219 = 5,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes sont vérifiées.

Detail de ferrailage de l'element 1



C4) ELEMENT DE REFEND 2.

$$h_t = 237 \text{ cm} \quad ; \quad b = 20 \text{ cm.}$$

C4.1) NIVEAU I

$$N_{\min} = -102,198 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 271,507 \text{ t}$$

$$M = 29,014 \text{ tm.}$$

$$T = 7,082 \text{ t}$$

⊗ Combinaison M ; N_{\min} :

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 0,28 \text{ m}$$

N est une traction

La résultante passe entre les armatures

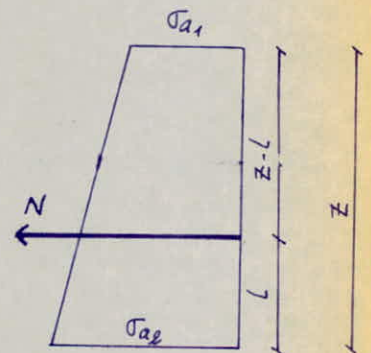
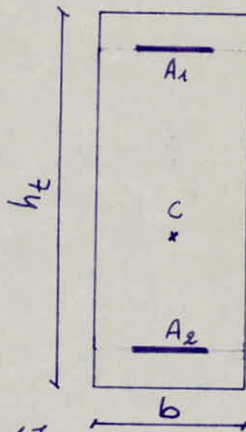
→ section entièrement tendue.

calcul des aciers :

$$d \approx \frac{h_t}{10} = 24 \text{ cm}$$

$$z = h_t - 2d = 189 \text{ cm}$$

$$l = \frac{h_t}{2} - e_0 - d = 67 \text{ cm}$$



$$A_1 = \frac{N_{\min} \cdot L}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{102,198 \cdot 10^3 \cdot 67}{189 \cdot 4200}$$

$$= 8,63 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{\min} (z-l)}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{102,198 \cdot 10^3 \cdot (189-67)}{189 \cdot 4200} = 15,71 \text{ cm}^2.$$

calcul de A_{\min} préconisé par le R.P.A.

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 237 = 23,7 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2$$

Donc on prendra :

$$A_1 = 8,63 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 15,71 \text{ cm}^2$$

Disposition des aciers :

A cause des effets réversibles du séisme on prendra $A_1 = A_2 = A$

sur $\frac{h_t}{10}$ on disposera 4 HA14 + 1 HA12 soit $7,29 \text{ cm}^2$ $t = 10 \text{ cm}$.

sur $0,4 h_t$ on disposera 10 HA12 = $11,3 \text{ cm}^2$ soit $12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 20 \text{ cm}$

(voir schéma de ferrillage)

Armatures verticales dans la zone courante :

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 54 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 237 - 54 = 183 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 7082}{20 \cdot 0,875 \cdot 183} = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 0,025 \sigma_{28}'$$

$$\text{D'où } A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} < 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrillage précédent est bon.

Reprise de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1 T}{\sigma_{en}} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 7082}{4200} = 2,6 \text{ cm}^2 \text{ soit } 1,1 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

soit \rightarrow 6 HA 6 p.m

Armatures horizontales :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 = \frac{3 - 8}{4200} \cdot 100 < 0$$

$$\text{D'où } A_H = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8 \text{ HA8 p.m en 2 nappes } t = 25 \text{ cm.}$$

Armatures transversales :

• 5 épingle HA6 par m^2

• 1 cadre HA6 pour les potelets $t \leq 20 \text{ cm}$.

Longueur de Recouvrement:

notre voûte (élément de refend) est entièrement tendu sous les sollicitations. on prendra donc: $l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,2 = 60 \text{ cm}$.

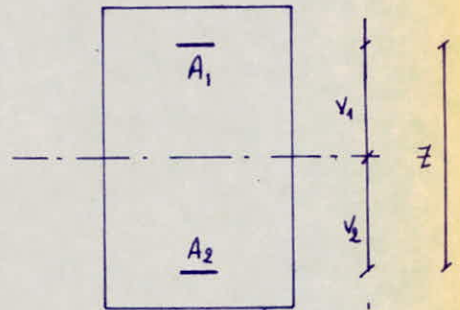
⊗ VERIFICATION DES CONTRAINTES:

• Combinaison M; Nmin:

$$A_1 = A_2 = 18,59 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = v_2 = \frac{h_t}{2} - d = \frac{237}{2} - 54 = 64,5 \text{ cm} = v$$

$$Z = v_1 + v_2 = 129 \text{ cm}$$



$$\sigma_{1a} = \frac{N_{\min}}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_1 Z}$$

$$= \frac{-102198}{2(18,59)} + \frac{29,014 \cdot 10^5}{18,59 \cdot 129} = 1539 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} \text{ vérifiée}$$

$$\sigma_{2a} = \frac{N_{\min}}{A_1 + A_2} - \frac{M}{A_2 Z} = -3959 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_{\text{en}} \text{ vérifiée}$$

• Combinaison M; Nmax:

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 0,11 \text{ m}$$

$e_0 < e_1$ } → section entièrement comprimée

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}_{b_0}' = 156 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_1' = v_2' = \frac{237}{2} = 118,5 \text{ cm} = v'$$

$$I_{xx'} = \frac{b(h_t)^3}{12} + 15 \cdot (A_1 + A_2) (v)^2 = \frac{20(237)^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 18,59 (64,5)^2$$

$$= 24\,506\,926,4 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{b_1}' = \frac{271,507 \cdot 10^3}{20(237) + 2 \cdot 15(18,59)} + \frac{29,014 \cdot 10^5}{24\,506\,926,4} = 65,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_{b_2}' = \frac{271,507 \cdot 10^3}{20(237) + 2 \cdot 15(18,59)} - \frac{29,014 \cdot 10^5}{24\,506\,926,4} = 37,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

C4.2) NIVEAU II

$$N_{\min} = -45,438 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 162,842 \text{ t}$$

$$M = 14,482 \text{ tm.}$$

$$T = 6,128 \text{ t}$$

⊗ Combinaison M ; N_{min} :

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 0,32 \text{ m}$$

N est une traction

La résultante passe entre les armatures

} → section
entièrement
tendue.

calcul des armatures verticales :

$$z = h_t - 2d = 189 \text{ cm.}$$

$$l = \frac{h_t}{2} - e_0 - d = \frac{237}{2} - 32 - 24 = 62,5 \text{ cm.}$$

$$A_1 = \frac{45438}{189 \cdot 4200} \cdot 62,5 = 3,58 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{45438}{189 \cdot 4200} (189 - 62,5) = 7,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 23,7 \text{ cm}^2 > A_1 + A_2$$

à cause des effets réversibles du séisme on prendra :

$$A_1 = A_2 = \frac{23,7}{2} = 11,85 \text{ cm}^2$$

Disposition des aciers :

sur $\frac{h_t}{10}$, on disposera 4 HA12 + 1 HA10 soit $5,3 \text{ cm}^2$ $t = 10 \text{ cm}$.

sur $0,4 h_t$, on disposera 10 HA10 = $7,8 \text{ cm}^2$ soit 8 cm^2 p.m $t = 20 \text{ cm}$

(voir schéma de ferrailage)

Armatures verticales dans la zone courante :

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 47 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 190 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 6128}{20 \cdot 0,875 \cdot 190} = 2,6 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{28}$$

D'où :

$$A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ p.m.} < 8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Donc le ferrillage précédent est suffisant.

Reprise de coulage :

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 6128}{4200} = 2,3 \text{ cm}^2$$

on prendra 6 HA6 p.m

Armatures horizontales :

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0$$

$$\text{on prendra } A_H = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 8 HA8 p.m. en 2 nappes $t = 25 \text{ cm.}$

Armatures transversales :

- 5 épingle HA6 par m²
- 1 cadre HA6 pour les potelets avec un espacement $t \leq 20 \text{ cm.}$

Longueur de recouvrement :

$$l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ cm.}$$

④ VERIFICATION DES CONTRAINTES :

• Combinaison M; Nmin :

$$V_1 = V_2 = 71,5 \text{ cm}$$

$$Z = V_1 + V_2 = 143 \text{ cm.}$$

$$A_1 = A_2 = 13,1 \text{ cm}^2.$$

$$\sigma_{1a} = \frac{-45438}{2(13,1)} + \frac{14,482 \cdot 10^5}{13,1(143)} = 961,2 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_{2a} = \frac{-45438}{2(13,1)} - \frac{14,482 \cdot 10^5}{13,1(143)} = -2507 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

• Combinaison M; Nmax:

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,09 \text{ m} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \rightarrow \text{section entierement comprimée}$$

$$e_0 < e_1$$

$$e_0 < \frac{ht}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 153,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$v'_1 = v'_2 = \frac{ht}{2} = 118,5 \text{ cm}$$

$$I_x = \frac{20(237)^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 13,1(143)^2 = 30\,223\,212 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{162842}{20(237) + 15(13,1) \cdot 2} + \frac{14,482 \cdot 10^5}{30\,223\,212} \cdot 118,5 = 37,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{162842}{20(237) + 15(13,1) \cdot 2} - \frac{14,482 \cdot 10^5}{30\,223\,212} \cdot 118,5 = 26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes sont vérifiées

e4.3) NIVEAU III: $N_{min} = -3,697 \text{ t}$

$$N_{max} = 68,847 \text{ t}$$

$$M = 5,053 \text{ tm}$$

$$T = 3,747 \text{ t}$$

⊗ Combinaison M; Nmin:

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 1,37 \text{ m}$$

N est une traction } \rightarrow section partiellement comprimée

$$e_0 > \frac{ht}{2}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5(2\bar{\sigma}'_{b0}) = 285,6 \text{ kg/cm}^2$$

moment fictif :

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 5,053 - 3,697 (1,185 - 0,24) = 1,559 \text{ tm.}$$

Armatures verticales :

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,559 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 (213)^2} = 0,0006 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9890 \\ k = 440 \\ \alpha = 0,0330 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 9,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,18 + \frac{3697}{4200} = 1,06 \text{ cm}^2.$$

Amin préconisé par le R.P.A.

zone tendue : $l_t = h_t - y_1 = h_t - \alpha h = 230 \text{ cm.}$

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot l_t = 23 \text{ cm}^2 \text{ soit } 10 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Disposition des Aciers :

• Sur $\frac{h_t}{10}$, on disposera 4 HA12 + 1 HA10 = $5,3 \text{ cm}^2$ $t = 10 \text{ cm.}$

• Sur $0,4 h_t$, on disposera 10 HA10 = $7,8 \text{ cm}^2$ soit 11 HA10 p.m $t = 20 \text{ cm}$
 $8,5 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$
(voir schéma de ferrailage)

Armatures verticales dans la zone courante :

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 91 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 146 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 3747}{20 \cdot 0,875 \cdot 146} = 2 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{28}$$

on prendra : $A_c = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} < 8,6 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$

Donc le ferrailage précédent est suffisant.

Reprise de coulage: $A_{vj} = 1,4 \text{ cm}^2$
soit 6 HA6 p.m

Armatures horizontales:

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0$$

on prendra: $A_H = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \text{ p.m} \rightarrow 8 \text{ HA8 p.m}$
 $t = 25 \text{ cm}$.

Armatures transversales:

- 5 épingle $\phi 6$ par m^2
- 1 cadre HA6 pour les potelets $t \leq 20 \text{ cm}$.

Longueur de recouvrement:

$$l_r = 50 \phi = 50 \text{ cm}.$$

*) VERIFICATION DES CONTRAINTES:

• Combinaison M ; Nmin:

$$c = e_0 + \frac{h_t}{2} = 1,37 + \frac{2,37}{2} = 2,56 \text{ m}. \quad A = 23,24 \text{ cm}^2$$

$$P = -3(256)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 23,24}{20} (237 - 91 - 256) = -208\,111,8$$

$$q = -2(256)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 23,24}{20} (237 - 91 - 256)^2 = -348\,19850$$

$$\text{soit } y_2^3 - 208\,111,8 y_2 - 348\,19850 = 0 \rightarrow y_2 = -215 \text{ cm}.$$

$$y_1 = y_2 + c = -215 + 256 = 41 \text{ cm}.$$

D'où:

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + n A (h_t - d - y_1)^2 = 4\,302\,788,3 \text{ cm}^2.$$

$$k = \frac{N_{\min} \cdot y_2}{I} = 0,18.$$

$$\sigma'_b = k \cdot y_1 = 7,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b. \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1) = 284 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} \text{ vérifiée}.$$

• Combinaison M; Nmax:

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,07 \text{ m} \left. \vphantom{\frac{M}{N_{max}}} \right\} \rightarrow \text{section enti\`erement comprim\`ee}$$

$$e_0 < e_1$$

$$e_0 < \frac{ht}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \bar{\sigma}'_{b0} = 151 \text{ kg/cm}^2$$

$$v'_1 = v'_2 = \frac{ht}{2} = 118,5 \text{ cm}$$

$$j' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 53 \text{ cm}$$

$$A'_1 = A'_2 = 13,1 \text{ cm}^2$$

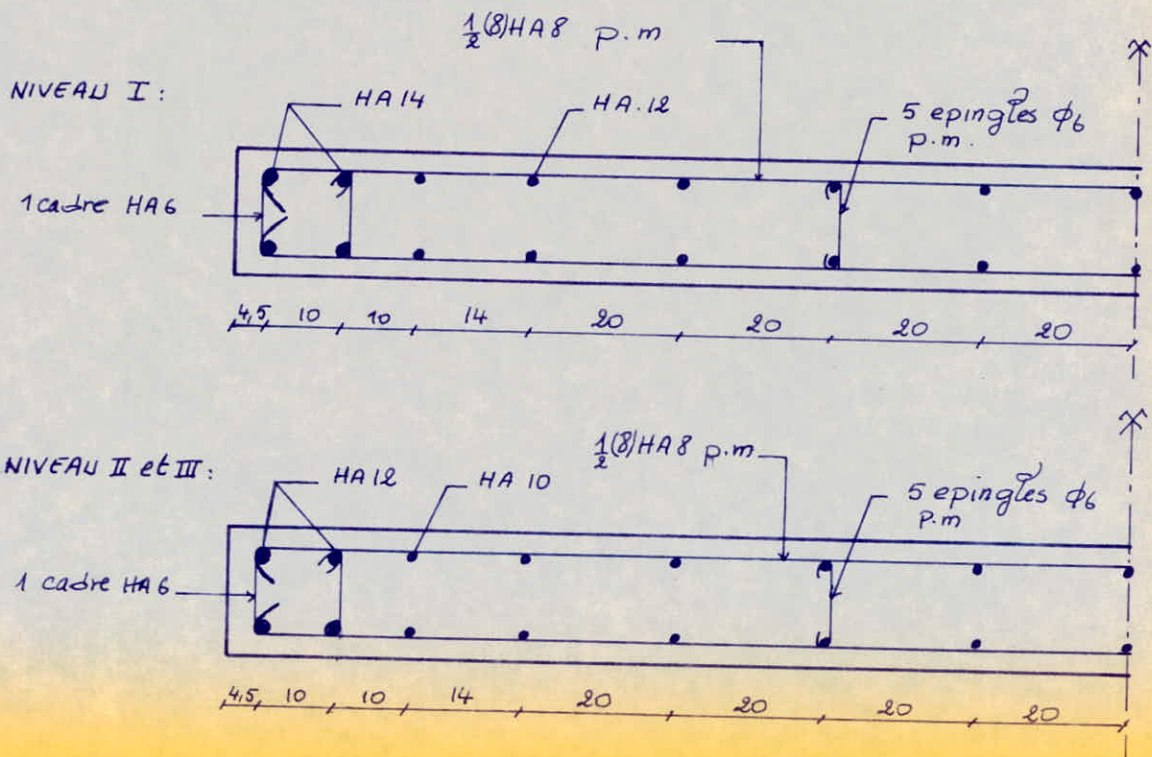
$$I_{xx} = \frac{20(237)^3}{12} + 15 \cdot 2 \cdot 13,1 (65,5)^2 = 23\,872\,823 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{68847}{20(237) + 15(2 \cdot 13,1)} + \frac{5,053 \cdot 10^5}{23\,872\,823} (118,5) = 16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma'_{b2} = 11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les contraintes sont v\`erifi\`ees.

Detail de ferrailage de l'\`element 2.



Armatures verticales dans la zone courante:

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{\sum A_i} = 7,5 \text{ cm.} \quad h = 27,5 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 113,7}{15 \cdot 0,875 \cdot 27,5} = 0,44 \text{ kg/cm}^2 < 0,025 \bar{\sigma}_{28}$$

D'où: $A_c = 2,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$ → le ferritage précédent est suffisant.

Reprise le coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on n'utilisera pas ces Armatures.}$$

Armatures horizontales:

$\bar{w}_t < 0$ → on prendra $A_H = \frac{0,15}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$ → 8 HA6 p.m
soit 4 HA6 par face avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$.

Armatures transversales:

- 5 épingle ϕ_6 par m^2
- 1 cadre HA pour les potelets ($t \leq 15 \text{ cm}$).

Longueur de recouvrement:

notre élément est tendu sous les sollicitations, on prendra donc:

$$l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,4 = 70 \text{ cm}$$

⊛ VERIFICATION DES CONTRAINTES:

• combinaison M; Nmin:

$$Z = h_t - 2d = 35 - 2(7,5) = 20 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{1a} = \frac{N_{\min}}{A_1 + A_2} + \frac{M}{A_1 Z} = -2997 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}_{2a} = -3218 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifié.}$$

• Combinaison M; Nmax

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 0,2 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$; N est une compression

} → section entièrement comprimée.

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot e_0}{h_t} \right) \bar{\sigma}'_{b0} = 124,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_1 = V'_2 = \frac{h_t}{2} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$I_{xx'} = 72043,8 \text{ cm}^4.$$

$$\bar{\sigma}'_{b1} = \frac{64721}{15(35) + 15(2 \cdot 6,15)} + \frac{0,136 \cdot 10^5}{72043,8} \cdot 17,5 = 94,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifiée}$$

$$\bar{\sigma}'_{b2} = \quad \quad \quad = 88 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{vérifiée}$$

$$\sigma_{1a} = \frac{-4480}{2(2,01)} + \frac{0,02 \cdot 10^5}{2,01(20)} = -1065 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

$$\sigma_{2a} = \text{ // } - \text{ // } = -1164 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

• SOUS N_{max} ; M :

$$e_0 = 0,1 \text{ cm} < e_1$$

N est une compression } \rightarrow S.E.C.

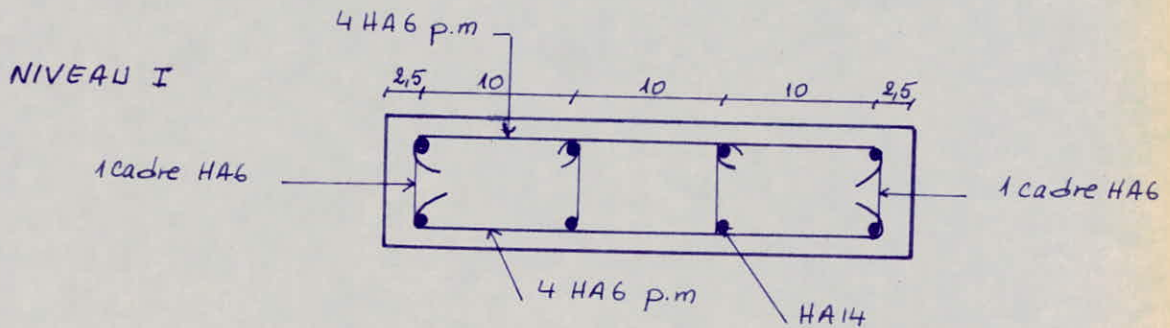
$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 0,1}{35}\right) \cdot 82 = 123,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$V'_1 = V'_2 = 17,5 \text{ cm} \quad I_{xx'} = 59623,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{b1} = \frac{14850}{15(35) + 15(2 \cdot 2,01)} + \frac{0,02 \cdot 10^5}{59623,8} \cdot 17,5 = 26 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_{b2} = \text{ // } - \text{ // } = 24,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Detail de ferrailage de l'element 1



Remarque : pour les niveaux II et III on aura la même disposition à part que le diamètre des armatures verticales change.

HA10 pour le niveau II
HA8 " " " III.

d3) element de refend 2:

$$h_t = 485 \text{ cm}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

d3-1) NIVEAU I:

$$N_{min} = 48,960 \text{ t}$$

$$N_{max} = 184,853 \text{ t}$$

$$M = 387,816 \text{ tm}$$

$$T = 32,511 \text{ t}$$

* Combinaison M; N_{min} :

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 7,92 \text{ m}$$

$$e_0 > e_1 = \frac{h_t}{6} = 0,81 \text{ m} \quad \left. \vphantom{e_0} \right\} \rightarrow \text{S.P.C.}$$

moment fictif:

$$d = \frac{h_t}{10} = 49 \text{ cm}$$

$$M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 601,282 \text{ tm.}$$

Armatures verticales:

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0753 \quad \rightarrow$$

$$\begin{cases} E = 0,8881 \\ k = 29,7 \\ \alpha = 0,3356 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 141,4 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{601,282 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,881 \cdot 436} = 36,97 \text{ cm}^2$$

$$A = 36,97 - \frac{48,960 \cdot 10^3}{4200} = 25,31 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot l_t$$

$$l_t = h_t - y_1 = h_t - \alpha h = 339 \text{ cm.}$$

$$\rightarrow A_{min} = 25,43 \text{ cm}^2 > 25,31 \text{ cm}^2$$

on prendra $A = A_{min} = 7,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

Disposition des aciers:

$$\text{sur } \frac{h_t}{10} : \text{ on disposera } 4 \text{ HA}14 + 6 \text{ HA}8 = 9,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{sur } 0,4 h_t : \text{ on disposera } 19 \text{ HA}8 = 9,5 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

(voir schéma de ferrailage).

verification des armatures verticales dans la zone courante:

$$d = \frac{\sum A_i \cdot d_i}{A_i} = 126 \text{ cm.}$$

$$h = h_t - d = 359 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 32511}{15 \cdot 0,875 \cdot 359} = 9,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma_{28} < \tau_b < 0,12 \sigma_{28} \quad \rightarrow \quad A_c = \frac{0,25}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m} < 5$$

Le ferrailage precedent est suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 32511}{4200} = 11,92 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2,46 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

$$6 \text{ HA}8 \text{ p.m} \rightarrow 3,01 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

Armatures horizontales :

$$\bar{w}_t = \frac{z-8}{4200} \cdot 100 = \frac{9,7-8}{42} = 0,04\% < 25\%$$

on prendra $A_H = \frac{0,25}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$

on prendra 8 HA8 p.m soit $4,01 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$ $t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales :

- 5 épingle $\phi 6$ au m^2
- 1 cadre HA6 pour les potelets ($t \leq 15 \text{ cm}$)

longueur de recouvrement :

on prendra $l_r = 50 \phi = 50 \cdot 0,8 = 40 \text{ cm}$

⊗ VERIFICATION DES CONTRAINTES :

- sous m ; Nmin :

$$c = \frac{h_t}{2} - e_0 = \frac{4,85}{2} - 7,92 = -5,50 \text{ m}$$

$$P = -3(-550)^2 + \frac{6 \cdot 15 \cdot 23,16}{15} (485 - 126 + 550) = -781\,185,4$$

$$q = -2(-550)^3 - \frac{6 \cdot 15 \cdot 23,16}{15} (485 - 126 + 550)^2 = 217\,929\,992,2$$

$$y_2^3 - 781\,185,4 y_2 + 217\,929\,992,2 = 0 \quad \rightarrow y_2 = 870$$

y_0 :

$$y_1 = 870 - 550 = 320 \text{ cm}$$

$$I = 164\,368\,395,4 \text{ cm}^2$$

$$k = \frac{N_{\min} \cdot y_2}{I} = 0,26$$

$$\sigma'_b = k y_1 = 83 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = nk (h_t - \Delta - y_1) = 15 \cdot 0,26 (39) = 152 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

- sous m ; Nmax :

$$e_0 = \frac{m}{N_{\max}} = 2,10 \text{ m} > e_1 \quad \rightarrow \text{section partiellement comprimée}$$

$$c = \frac{4,85}{2} - 2,10 = 0,33 \text{ m}$$

$$P = 174\,38$$

$$q = -3013\,177$$

$$y_2^3 + 174\,38 y_2 - 3013\,177 = 0 \quad \rightarrow y_2 = 105 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_1 = 138 \text{ cm}$$

$$I'_{OU} : I = 30107723,4 \text{ cm}^4$$

$$k = 0,64.$$

$$\sigma'_b = k \cdot \gamma_1 = 88,9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = n \cdot k (h_t - d - \gamma_1) = 1989 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{en}$$

d3-2) NIVEAU II :

$$N_{min} = 41,170 \text{ t}$$

$$N_{max} = 121,778 \text{ t}$$

$$M = 201,630 \text{ tm}$$

$$T = 28,035 \text{ t}$$

*) combinaison M ; N_{min}

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 4,90 \text{ cm} > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

moment fictif:

$$M_f = 201,630 + 41,170 \left(\frac{4,85}{2} - 0,49 \right) = 281,294 \text{ tm}$$

Armatures verticales :

$$\mu = \frac{15 \cdot 281,294}{4200 \cdot 15 \cdot (436)^2} = 0,0352 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9196 \\ k = 47,2 \\ \alpha = 0,2411 \end{cases}$$

$$\sigma'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 89 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A'_1 = 0$$

$$A_1 = \frac{281,294 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9196 \cdot 436} = 16,70 \text{ cm}^2$$

$$A = 16,70 - \frac{41,170 \cdot 10^3}{4200} = 6,90 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_1 = \alpha h = 105 \text{ cm} \rightarrow l_t = h_t - \alpha h = 380 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,5\% b \cdot l_t = 28,5 \text{ cm}^2 > 6,90 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 7,5 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Conclusion :

on adoptera le même ferrillage et les mêmes dispositions qu'au niveau I.

NOTA : La vérification de contraintes a été faite pour les 2 types de combinaisons. Les résultats ont donné :

$$\sigma'_b = 72,6 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 1543,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pour la 1}^{\text{ère}} \text{ combinaison}$$

$$\sigma'_b = 62 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 270,6 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{pour la 2}^{\text{ème}} \text{ combinaison}$$

d3.3) NIVEAU: III : $N_{min} = 29,11t$
 $N_{max} = 62,389t$
 $M = 57,772tm$
 $T = 17,187t$

* Combinaison M; Nmin:

$$e_0 = 1,98m > e_1 = \frac{h_t}{6} \rightarrow \text{S.P.C.}$$

moment fictif: $M_f = 57,772 + 29,11 \left(\frac{4,85}{2} - 0,49 \right) = 114,10tm$

Armatures verticales:

$$\mu = \frac{15 \cdot 114,10 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (436)^2} = 0,0143 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9468 \\ k = 79 \\ \alpha = 0,1586 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 53 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = 6,58 \text{ cm}^2$$

$$A = 6,58 - \frac{29110}{4200} < 0 \rightarrow \text{on prendra } A_{min}$$

Conclusion :

on adoptera le même ferrillage et les mêmes dispositions qu'aux niveaux I et II.

Nota : La vérification de contraintes a été faite pour les 2 types de combinaisons. Les résultats ont donné :

$$\sigma'_b = 17,6 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 113,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{1}^{\text{ère}} \text{ combinaison}$$

$$\sigma'_b = 18,7 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = -43,8 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{2}^{\text{ème}} \text{ combinaison}$$

e) ETUDE DU VOILE C₁

$$\left. \begin{array}{l} h_t = 10,16m \\ b = 15cm \end{array} \right\} \text{voile plein.}$$

Le calcul des caractéristiques géométriques a donné les résultats suivants :

$$\lambda = 46,9$$

$$e = 1cm$$

e_{1contrainte admissible de compression:}

$$\alpha = 0,778 ; \beta = 0,694 ; \delta = 1 ; \delta^2 = 1,1$$

$$\bar{\sigma}_{b0} = 0,297 \cdot 275 = 81,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

e₂) calcul du voile:

e₂₋₁) NIVEAU I: $N_{\min} = 242,312 \text{ t}$
 $N_{\max} = 344,61 \text{ t}$
 $M = 1419,300 \text{ tm}$
 $T = 80,373 \text{ t}$

⊗ combinaison M; N_{min}

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 5,86 \text{ m} > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$d = \frac{h_t}{10} = 1,02 \text{ m.}$$

moment fictif: $M_f = 1419,3 + 242,312 \left(\frac{10,16}{2} - 1,02 \right) = 2403,087 \text{ tm.}$

Armatures verticales:

$$\mu = \frac{15 \cdot 2403,087 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (914)^2} = 0,0685$$

$$\rightarrow \begin{cases} E = 0,8925 \\ k = 31,5 \\ \alpha = 0,3226 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 133 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{2403,087 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,8925 \cdot (914)} = 70,14 \text{ cm}^2.$$

$$A = 70,14 - \frac{242312}{4200} = 12,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,5\% b l_t$$

$$y_1 = \alpha h = 295 \text{ cm}; \quad l_t = h_t - y_1 = 721 \text{ cm.}$$

$$A_{\min} = 54,08 \text{ cm}^2 > 12,45 \text{ cm}^2.$$

$$\text{soit } A = A_{\min} = 54,08 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Disposition des aciers:

sur $h_t/10$: on disposera 4HA14 + 16HA10 = 18,64 cm² $t = 10 \text{ cm.}$

sur $0,4 h_t$: on disposera 4HA8 = 20,5 cm² soit 5,04 cm² p.m $t = 20 \text{ cm.}$

(voir schéma de ferrillage).

Armatures verticales dans la zone courante:

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 270 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 746 \text{ cm.}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 80373}{15 \cdot 0,875 \cdot 746} = 11,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma_{b1} < \tau_b < 0,12 \sigma_{b1} \rightarrow A_c = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.} < 5,04 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Le ferrillage precedent est suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 80373}{4200} = 29,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 2,9 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

on prendra 6 HA8 p.m soit $3,01 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$

Armatures horizontales:

$$\bar{w}_t = \frac{11,5-8}{42} = 0,08\% < 0,25\% \quad \text{on prendra } A_H = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

soit 8 HA8 p.m = $4,01 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$
 $t = 25 \text{ cm.}$

Armatures transversales:

- 5 épingle $\phi 6$ par m^2
- 1 cadre HA6 pour les potelets ($t \leq 15 \text{ cm}$).

Longueur de recouvrement:

$$\text{on prendra } l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ cm.}$$

⊗ Verification des contraintes:

• sous M; Nmin:

$$e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = 1,5 (2 \bar{\sigma}_{b0}') = 1,5 (2 \cdot 81,7) = 245 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{10,16}{2} - 5,86 = -0,78 \text{ m.}$$

$$P = 227168,2$$

$$q = -201277107,8$$

$$\text{D'où l'équation du 3^e degré: } y_2^3 + 227168,2 y_2 - 201277107,8 = 0$$

$$\rightarrow \text{solution: } y_2 = 459 \text{ cm}$$

$$\text{D'où: } y_1 = 459 - 78 = 381 \text{ cm}$$

$$I = 375731040 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{N_{\min} \cdot y_2}{I} = 0,30$$

$$\sigma_b' = k \cdot y_1 = 113 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_a = nk(h_t - \beta - y_1) = 1643 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• sous M; Nmax:

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 4,12 \text{ m} > e_1 \rightarrow \text{S.P.C.}$$

$$e_0 < \frac{ht}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 4,12}{10,16} \right) 81,7 = 221,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$c = \frac{ht}{2} - e_0 = 0,96 \text{ m}$$

$$P = 165948$$

$$q = -127606872 \quad \left. \vphantom{q} \right\} \rightarrow y_2^3 + 165948 y_2 - 127606872 = 0 \rightarrow y_2 = 396 \text{ cm}$$

$$D'00 : y_1 = 396 + 96 = 492 \text{ cm.}$$

$$k = 0,21 ; I = 643516050 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}_b = k y_1 = 103,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_a = 800 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

e₂₋₂) NIVEAU II :

$$N_{\min} = 167,84 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 241,785 \text{ t}$$

$$M = 764,366 \text{ tm}$$

$$T = 69,551 \text{ t.}$$

⊗ Combinaison m ; N_{min} :

$e_0 = 4,55 \text{ m} > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée

moment fictif: $M_f = 764,366 + 167,84 (5,08 - 1,02) = 1445,796 \text{ tm.}$

Armatures verticales :

$$\mu = \frac{15 \cdot 1445,796 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (914)^2} = 0,0412 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9138 \\ k = 43 \\ \alpha = 0,2586 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 98 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{1445,796 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9138 \cdot 914} = 41,22 \text{ cm}^2$$

$$A = 41,22 - \frac{167840}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A < A_{\min} = 7,5 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Conclusion :

on adoptera le même ferrillage et les mêmes dispositions qu'au niveau I

Nota : La vérification des contraintes a donné les résultats suivants:

$$\bar{\sigma}_b' = 55 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 517 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ combinaison}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 53 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 142 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2^{\text{eme}} \text{ combinaison.}$$

e₂₋₃) NIVEAU III: $N_{min} = 93,368 \text{ t}$
 $N_{max} = 137,013 \text{ t}$
 $M = 245,801 \text{ tm}$
 $T = 42,491 \text{ t}$.

* sollicitation M ; N_{min}

$e_0 = 2,63 \text{ m} > e_1 \rightarrow$ section partiellement comprimée.

moment fictif: $M_f = 624,875 \text{ tm}$.

Armatures verticales:

$$\mu = \frac{15 \cdot 624,875 \cdot 10^5}{4200 \cdot 15 \cdot (914)^2} = 0,0178 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9412 \\ k = 70 \\ \alpha = 0,1765 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 60 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{624,875 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9412 \cdot 914} = 17,29 \text{ cm}^2$$

$$A = 17,29 - \frac{93368}{4200} < 0$$

conclusion: on adoptera le même ferrillage et les mêmes dispositions qu'aux niveaux I et II.

Nota: La vérification des contraintes a donné les résultats suivants:

$$\sigma'_b = 17 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = 2,4 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 1^{\text{ere}} \text{ combinaison}$$

$$\sigma'_b = 19,1 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma_a = -63 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 2^{\text{e}} \text{ combinaison}$$

f) ETUDE DU VOLLE VI (voile à 2 files d'ouvertures)

Le calcul des caractéristiques géométriques du voile a donné

les résultats suivants: $\lambda = 47$
 $e = 1 \text{ cm}$.

f₁) contrainte admissible:

$$\alpha = 0,778 ; \beta = 0,694 ; \gamma = 1 ; \rho = 1,1$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 0,297 \cdot 275 = 81,7 \text{ kg/cm}^2$$

f₂) Éléments de refend 1 et 3:

$$h_t = 2,7 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm}$$

f₂₋₁) NIVEAU I:

$$N_{\min} = -248,69 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 357,184 \text{ t}$$

$$M = 14,21 \text{ tm}$$

$$T = 84,565 \text{ t} \left(\frac{0,25}{0,501} \right) = 42,198 \text{ t}$$

⊗ Combinaison M ; N_{min}

$$e_0 = 0,06 \text{ m}$$

N est une traction

La résultante passe entre les armatures

} → S.E.T.

Armatures verticales:

$$d = \frac{h_t}{10} = 27 \text{ cm} ; z = h_t - 2d = 216 \text{ cm} ; l = \frac{h_t}{2} - e_0 - d = 102 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{N_{\min} \cdot l}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 27,96 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N_{\min} (z - l)}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 31,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,51 b h_t = 20,25 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2$$

Disposition des armatures:

sur $h_t/10$: on disposera 7 HA 14 = 10,78 cm² t = 8 cm.

sur $0,4 h_t$: on disposera 14 HA 14 = 21,56 cm² soit 20,02 cm² p.m.

(voir schéma de ferrillage)

Armatures verticales sous la zone courante:

$$d = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 64 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d = 206 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 42198}{15 \cdot 0,875 \cdot 206} = 21,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma'_{t8} < \tau_b < 0,12 \sigma'_{t8}$$

$$\Rightarrow A_c = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m} < 20,02 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

le ferrillage précédent est largement suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 42198}{4200} = 15,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 5,73 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

on prendra 8 HA 10 par m. soit 6,28 cm² p.m t = 25 cm

* Combinaison M; Nmin:

$$e_0 = 0,02 \text{ m}$$

N est une traction

La résultante passe entre les armatures } \Rightarrow S.E.T.

Armatures verticales:

$$d = 27 \text{ cm}; z = 216 \text{ cm}; l = \frac{270}{2} - 2 \cdot 27 = 106 \text{ cm}.$$

$$A_1 = \frac{128780 \cdot 106}{216 \cdot 4200} = 15,05 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = \frac{128780 (216 - 106)}{216 \cdot 4200} = 15,61 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\min} = 0,5\% b \cdot h_t = 20,25 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2.$$

Disposition des aciers:

sur $h_t/10$: on disposera 7 HA10 = 5,46 cm² t = 8 cm.

sur $0,4 h_t$: " " 14 HA10 = 10,92 cm² soit 10,14 cm² p.m; t = 16 cm

(soit schéma de ferrillage)

Armatures verticales en zone courante:

$$d = 64 \text{ cm}. \quad h = 206 \text{ cm}.$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 36514,5}{15 \cdot 0,875 \cdot 206} = 18,9 \text{ kg/cm}^2.$$

$$0,25 \sigma_{t8} < \tau_b < 0,12 \sigma_{t8} \rightarrow A_c = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m} < 10,14 \text{ cm}^2 \text{ p.m}.$$

Le ferrillage précédent est suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 36514,5}{4200} = 13,39 \text{ cm}^2 \text{ soit } 4,96 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

on prendra 10 HA8 p.m soit 5,02 cm² p.m t = 20 cm.

Armatures horizontales:

$$\bar{w}_t = \frac{18,9 - 8}{42} = 0,26\% > 0,25\%$$

$$\text{Donc } A_H = \frac{0,26}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 3,9 \text{ cm}^2 \text{ p.m}.$$

on prendra 8 HA8 p.m soit 4,01 cm² p.m t = 25 cm.

Remarque:

on prendra les mêmes dispositions qu'au niveau I, en ce qui concerne les armatures transversales et longueur de recouvrement.

Armatures verticales en zone courante:

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 22307,4}{15 \cdot 0,875 \cdot 206} = 11,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0,025 \sigma_{28}' < \tau_b < 0,12 \sigma_{28}' \rightarrow A_c = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.} < 6,5 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

Le ferrailage precedent est suffisant.

Reprise de coulage:

$$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 22307,4}{4200} = 8,18 \text{ cm}^2 \text{ soit } 3,03 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

on prendra 8 HA8 p.m soit 4,01 cm² p.m.

Armatures horizontales:

$$\bar{w}_t = \frac{11,6 \cdot 8}{42} = 0,09\% < 0,25\% \text{ d'où } A_H = 3,8 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$$

on prendra 8 HA8 p.m soit 4,01 cm² p.m avec t = 25 cm.

Remarque: on prendra les mêmes disposition qu'aux niveaux I et II en ce qui concerne les armatures transversales et longueur de recouvrement.

⊗ VERIFICATION DES CONTRAINTES:

• SOUS M ; Nmin

$$\sigma_{1a} = \frac{-37570}{2(11,62)} + \frac{14,750 \cdot 10^5}{11,62(142)} = -594 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_{2a} = \quad // \quad - \quad // \quad = -2381,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

• SOUS M ; Nmax:

$$e_0 = 0,19 \text{ m} < e_1 = \frac{h_t}{6} \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 0,19}{2,7}\right) \cdot 81,7 = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_1' = v_2' = \frac{h_t}{2} = 135 \text{ cm.}$$

$$I_{xx}' = 26361042,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{b1}' = \frac{76873}{15(270) + 15(2 \cdot 11,62)} + \frac{14,750 \cdot 10^5}{26361042,6} \cdot 135 = 25 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

$$\sigma_{b2}' = \quad // \quad - \quad // \quad = 10 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

f₃) element de Refend 2

$$h_t = 0,45 \text{ m}$$

$$b = 15 \text{ cm.}$$

$$f_{3-1) \text{ NIVEAU I : } \quad N_{\min} = 19,51 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 26,989 \text{ t}$$

$$M = 0,057 \text{ tm}$$

$$T = 169 \text{ kg}$$

⊗ combinaison M ; N_{min} :

$$e_0 = 0,3 \text{ cm} < e_1 \rightarrow \text{S.E.C}$$

⊗ combinaison M ; N_{max} :

$$e_0 = 0,2 \text{ cm} < e_1 \rightarrow \text{S.E.C}$$

il n'y a pas lieu de considérer la 1^{ère} combinaison vu que $N_{\max} > N_{\min}$ et on a pour les 2 combinaisons une section entièrement comprimée.

Armatures verticales :

$$d' = \frac{h_t}{10} = 4,5 \text{ cm} ; \quad \delta' = \frac{d'}{h_t} = 0,1 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 \left(1 + \frac{2 \cdot 0,2}{45}\right) \cdot 81,7 = 123,6$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t}{N_{\max}} = 3,091$$

$$\beta = \frac{6 \cdot M}{N_{\max} \cdot h_t} = 0,028$$

$$C = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \rho = 0,534$$

$$D = 0,30 (\rho - \beta) - 0,90 (1 - \rho) (1 - 2\delta')^2 = 2,123$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = 2,063$$

$$\bar{w}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE'}}{2C} < 0 \rightarrow \text{le béton peut reprendre seul les efforts.}$$

conclusion :

Les Armatures verticales dans ce trumeau ne sont pas nécessaires c.à.d que le béton à lui seul peut reprendre les efforts. Toutefois on adoptera un ferrailage forfaitaire donné par le R.P.A.

$$\sigma_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 169}{15 \cdot 0,875 \cdot 40,5} = 0,45 \text{ kg/cm}^2 < 0,25 \sigma'_{28}$$

$$\text{on prendra } A = \frac{0,15}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ p.m.} \rightarrow$$

A = 12 HA6 p.m soit avec un espacement de $t = 20 \text{ cm}$.

Disposition des Aciers

on dispose 6 HA6 = $1,68 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$ (voir schéma de ferrailage).

Reprise de coulage :

$A_{vj} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 163}{4200} = 0,06$

les armatures remplissant cette fonction ne sont pas nécessaires.

Armatures horizontales :

$\bar{w}_t = \frac{7-8}{4200} < 0 \rightarrow A_H = \frac{9,15}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2 \text{ p.m.}$

on prendra 10 HA 6 pm soit 2,82 cm² p.m t = 20 cm.

Armatures transversales : 3 epingles $\phi 6$

Longueur de recouvrement :

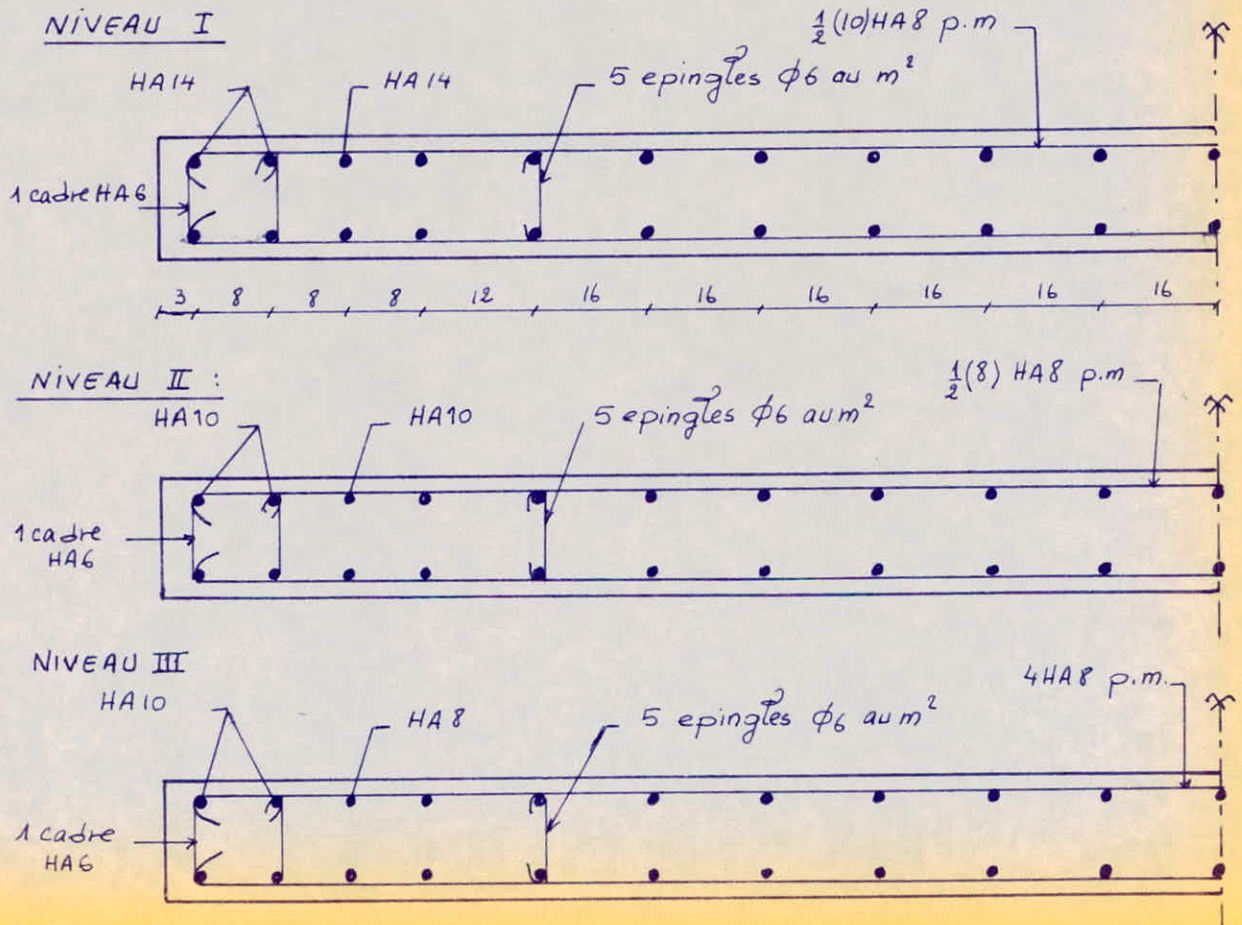
notre trumeau est entierement comprimé on prendra donc :

$l_r = 20 \phi = 20(0,6) = 12 \text{ cm.}$

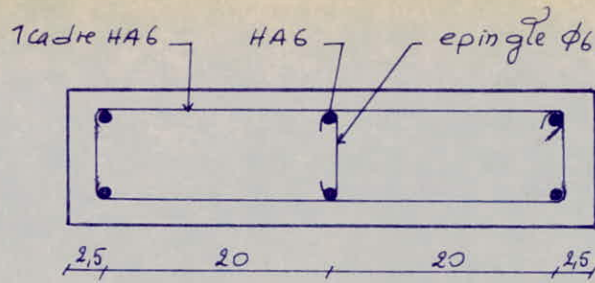
Remarque : on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions aux niveaux II et III.

DETAIL DE FERRAILAGE DU VOILE VI

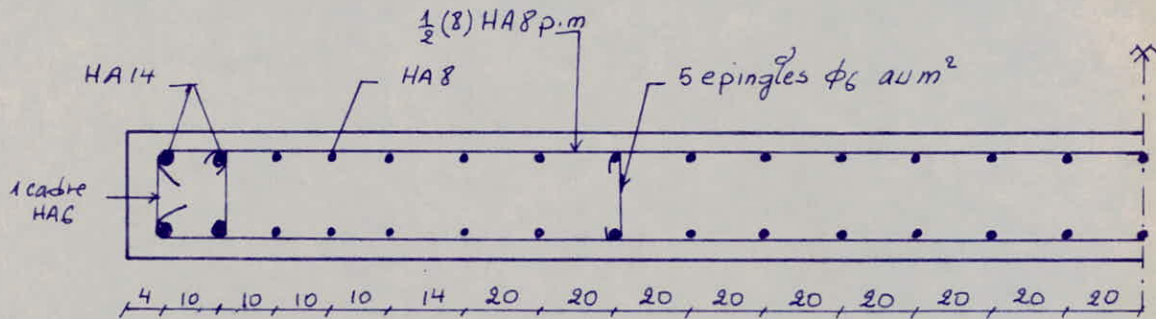
⊗ Element de refend 1 et 3 :



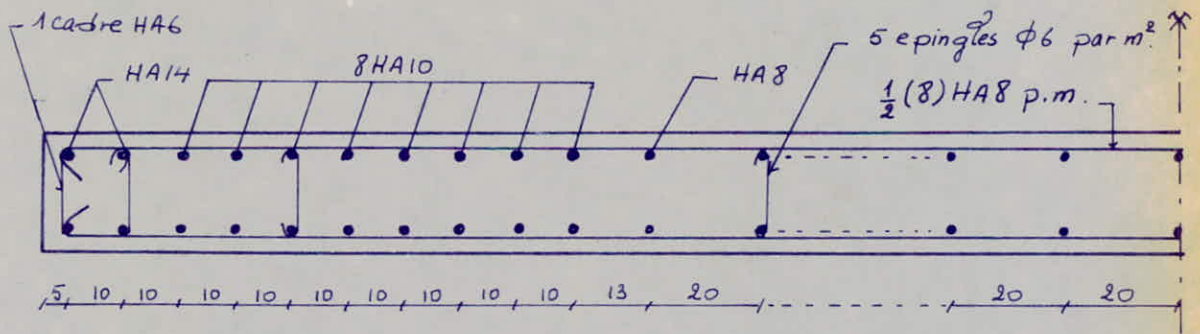
⊗ élément de refend 2



Détail de ferrailage du voile VIII (TRUPEAU 2)



Détail de ferrailage du voile C1



4/ Etude des sections à la flexion composée suivant les règles B.A.F.L 80 (P. CHARON)

Le calcul du ferrailage des voiles se fera à l'état limite ultime, en considérant uniquement l'action accidentelle (séisme dans notre cas)

Donc les combinaisons qui sont retenues pour cette étude ; les combinaisons données par les règles parasismique ALGERIENNES R.P.A 81

$$G+Q+E$$

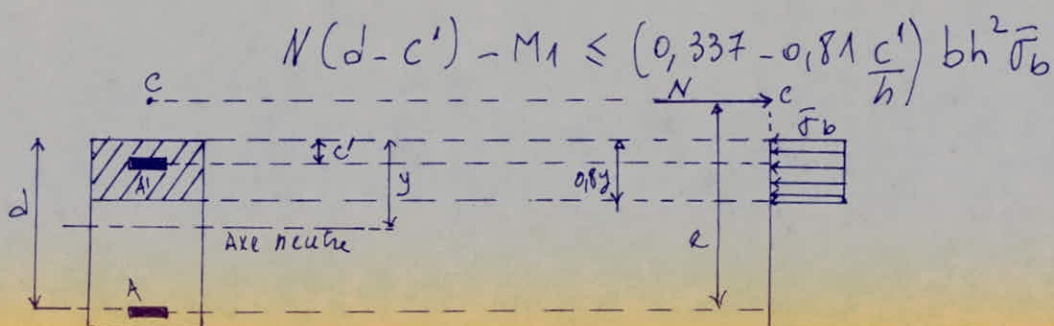
$$0,8G \pm E$$

- Section partiellement comprimée

une section sera partiellement comprimée :

- Si le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures (que l'effort normal soit un effort de traction ou un effort de compression)

- Si le centre de pression C se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures, l'effort normal est un effort de compression et la condition suivante vérifiée.



Donc le calcul des sections se fera en flexion simple
celles-ci seront soumises à un moment M_1 égal au
moment par rapport aux armatures tendues.

D'où les armatures A_1 et A'_1

$$\text{- Si } N \text{ compression} \quad A'_1 = A'_1 \quad A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$$

$$\text{- Si } N \text{ traction} \quad A'_1 = A'_1 \quad A = A_1 + \frac{N}{100\sigma_s}$$

N (en valeur absolue) en Newton

A_1, A'_1, A et A' en cm^2 ; σ_s en MPa

- Détermination des contraintes

Nous donnerons uniquement les formules de calcul
des contraintes (voir P. CHARON) BAEL 80.

$$P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c-d') + \frac{90A}{b}(d-c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c-d')^2 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

soit y_2 la distance du point C à l'axe neutre
donc y_2 est racine de l'équation $y_2^3 + p y_2 + q = 0$

$$y_1 = y_2 + c$$

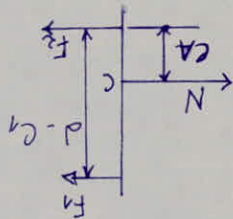
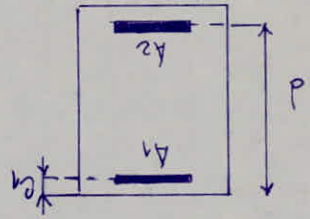
$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 [A'(y_1 - d') - A(d - y_1)]$$

$$K = \frac{N}{100S} \quad (N \text{ négatif en cas de traction})$$

$$\sigma_0 = K y_1 \quad ; \quad \sigma_s' = 15K(y_1 - d') \quad ; \quad \sigma_s = 15K(d - y_1)$$

- Section entièrement tendue

une section sera entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression C se trouve entre les armatures supérieures et des armatures inférieures passant par le centre de gravité des armatures N peut être décomposé en deux forces de traction de pression C se trouve entre les armatures



Bon le calcul des sections se fera comme suit:

$$A_1 = \frac{N\sigma_{g0}}{100(d-c_1)\sigma_{g0}} \quad A_2 = \frac{N}{100\sigma_{g0}} - A_1$$

σ_{g0} : contrainte correspondant à l'allongement maximal $\epsilon_s = 10\text{‰}$ (MPa)
 a, d, c_1 en cm, $A_1, c_1 A_2$ en cm^2

- Détermination des contraintes

les contraintes pourront être obtenues par application des formules suivantes (P. CHAREON BAEL 80)

$$\sigma_s^1 = \frac{N\sigma_{g0}}{100(d-d')A_1} \quad ; \quad \sigma_s^2 = \frac{N(d-d'-eA)}{100(d-d')A_2}$$

N (Newton) d, d', eA (cm) A_1, A_2 (cm^2)

- Section entièrement comprimée

une section soumise à la flexion, composée sera entièrement comprimée, si l'effort normal est un effort de compression, le centre de pression e se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante remplie :

$$e_g = \frac{M_{GB}}{N} < \frac{h}{6} \quad \text{Valeur approchée}$$

M_{GB} : étant le moment par rapport au centre de gravité de la section du béton seul.

- Détermination des contraintes.

Les contraintes seront déterminées par application des formules suivantes.

$$B_0 = bh + 15(A_1' + A_2') \quad V_1 = V_2 = h/2$$

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} + 2 \cdot 15 A (h/2 - d')$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100B_0} \quad ; \quad K = \frac{MG}{I_{xx}}$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K V_1 \quad ; \quad \sigma_b^2 = \sigma_0 - K V_2$$

$$\sigma_s^1 = 15 [\sigma_0 + K(V_1 - d')] \quad ; \quad \sigma_s^2 = 15 [\sigma_0 - K(d - V_1)]$$

M_G (Nm) ; N (newton) , b, h, d et d' en cm

A_1' et A_2' en cm^2 ; contraintes en MPa

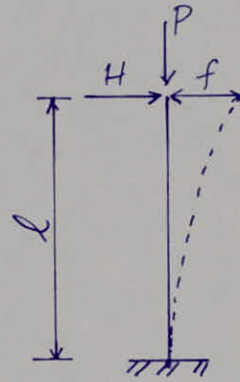
la contrainte admissible est fixée: $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28}$

- Etat limite ultime de Stabilité de forme

- Notion de Stabilité de forme

considérons un élément vertical encastré à la base et soumis à une action verticale P et une action horizontale H

Cet élément se déforme et l'on observe une flèche en tête. Les sollicitations résultantes de ces actions à la base de cet élément sont :



- effort normal : $N = P$
- moment flechissant : $M = M_1 + M_2$

M_1 : moment du 1^{er} ordre obtenu en négligeant la déformation de l'élément. $M_1 = H \cdot l$

on définit l'excentricité du 1^{er} ordre : e_1

$$e_1 = \frac{M_1}{N}$$

M_2 : moment du second ordre : c'est le moment provoqué par les actions sous l'effet des déformations. $M_2 = P \cdot f$.

on définit de même une excentricité du second ordre : e_2 avec $e_2 = \frac{M_2}{N} = f$.

- on pose l'excentricité totale : $e = e_1 + e_2$
ce qui nous permet d'écrire $M = Ne$

- Sollicitation de calcul.

Les sollicitations de calcul se déduisent des combinaisons d'actions en prenant en compte une imperfection géométrique initiale qui résulte de l'incertitude sur la position du centre de gravité réel des sections.

Ainsi pour un élément isolé, on tient compte d'une excentricité additionnelle :

$$e_a = \max \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ l/250 \end{cases} \quad ; \quad l \text{ longueur de l'élément.}$$

La vérification de l'état limite ultime de stabilité de forme peut être évitée si l'élanement mécanique λ est inférieur à la plus grande des deux valeurs : $(50 ; 67 e/h)$; e étant l'excentricité du 1^{er} ordre et h : hauteur de la section.

Les effets du second ordre sont alors pris en compte d'une manière forfaitaire en multipliant les sollicitations de calcul par le coefficient :

$$\alpha = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \quad \text{si } e/h \leq 0,75$$

$$\alpha = \max \left[1 + 0,15 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \frac{h}{e} ; 1,4 \right] \quad \text{si } e/h > 0,75$$

Ainsi, une section soumise aux sollicitations de calcul N et M sera justifiée sous les sollicitations du second ordre N_2 et M_2 suivantes

$$N_2 = \alpha N$$

$$M_2 = N_2 (l + e_a)$$

- Ferraillage des Voiles (B.A.E.L 80)

- Etude du voile E3

- Element de refend 1: (Trumeau 1)

$h_t = 438 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$

Niveau I (0,00m) : $N_{\min} = -51,854 \text{ t}$ (traction)

$N_{\max} = 339,863 \text{ t}$

$M = 184,634 \text{ tm}$

Combinaison M, Nmin

$T = 45,066 \text{ t}$

- $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{184,634}{51,854} = 3,56 \text{ m}$

- $e^1 = \frac{h_t}{20} = 0,22 \text{ m}$

- $e_0 > \frac{h_t}{2} - d$, N est une traction

} Section partiellement comprimée

- efforts majorés

- $l_f = 232,3 \text{ cm}$

- $\lambda = 40,2 < 50$

- $\frac{e}{h} = 0,81 > 0,75 \Rightarrow \alpha = 1,23$ (effet second ordre)

- $e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}, \frac{l_f}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$

- effort normal : $N_u = N \alpha = -51,854 \cdot 1,23 = -63,78 \text{ t}$

- moment flechissant : $M_u = N \alpha (e_0 + e_a) = 63,78 (3,56 + 0,02) = 228,3 \text{ tm}$

- choix des matériaux

Acier Fe E40 $\left\{ \begin{array}{l} f_c = 400 \text{ MPa} \\ \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)} \end{array} \right.$

Beton $\left\{ \begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ (situation accidentelle)} \end{array} \right.$

- calcul du moment fictif M_1

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 2,283 - 0,638 \left(\frac{4,38}{2} - 0,22 \right)$$

$$M_1 = 1,026 \text{ MNm}$$

- calcul du moment relatif

$$\mu = \frac{M_1}{f_{bc} b d^2} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 18,48 \text{ MPa} \\ d = h - c' = 4,16 \text{ m} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{1,026}{18,48 \times 0,2 (4,16)^2} = 0,016$$

$$\mu = 0,016 < 0,187 \text{ PIVOT 1}$$

Or moment relatif $\mu_R = 0,379$

et $\mu < \mu_R$ donc les Armatures comprimées

ne sont pas nécessaires. $A' = 0$

Nous tirons du tableau "P. CHARON" les valeurs

$$\text{de } \alpha \text{ et } \beta \quad \mu = 0,016 \quad \begin{cases} \alpha = 0,0201 \\ \beta = 0,992 \end{cases}$$

- $\sigma_s (E_s = 10^5) = 400 \text{ MPa}$

Nous obtenons alors :

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta d \sigma_s} = \frac{1,026 \cdot 10^6}{0,992 \cdot 4,16 \cdot 400} = 6,22 \text{ cm}^2$$

on prendra pour la section :

$$A'_1 = A' = 0$$

$$A = A_1 + \frac{N}{100 \sigma_s} = 6,22 + \frac{0,638 \cdot 10^6}{100 \times 400} = 22,17 \text{ cm}^2$$

- Détermination de A_{min} préconisée par le R.P.A

$$\text{axe neutre: } y = \alpha d = 0,0201 \times 416 = 8,36 \text{ cm}$$

$$\text{Soit une zone tendue de longueur: } l_t = h_t - y = 438 - 8,36 = 429,7 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,5\% b l_t = 42,96 \text{ cm}^2 > A = 22,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc on prendra } A = A_{min} = 10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Disposition des Aciers suivant le R.P.A

$$\text{sur } \frac{h_t}{10}: \text{ on disposera: } 4HA16 + 6HA10 \quad t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{sur } 0,4h_t: \text{ on disposera: } 17HA10 \quad 13,26 \text{ cm}^2 \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } 10HA10 \text{ P.m: } (7,80 \text{ m}^2 \text{ P.m})$$

(voir schéma de ferrailage)

Armatures verticales dans la zone courante

centre de gravité des armatures tendues.

$$d' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 124 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d' = 314 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{1,4 \cdot 0,522 \cdot 10^6}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 314} = 133 \text{ N/cm}^2 = 13,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$0,025 f_{c28} < \tau_b < 0,12 f_{c28}$$

$$\text{Donc } A_c = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 5 \text{ cm}^2/\text{ml} < 15,39 \text{ cm}^2 \text{ P.m}$$

donc le ferrailage précédent est bon.

Reprise de coulage

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\sigma_s} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 0,522 \cdot 10^6}{400 \cdot 10^2} = 20,07 \text{ cm}^2$$
$$= 4,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Soit } 10HA8 \text{ P.m} \quad t = 20 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales: ...

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8 \cdot 100}{\sigma_s} = 0,22\% < 0,25\%$$

$$\text{on prendra } A_H = \frac{0,25 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 5 \text{ cm}^2 \text{ P.m}$$

Soit 10HA8 P.m
 $t = 20 \text{ cm}$

- Armatures transversales:

. 5 angles $\phi 6$ par m²

. 1 cadre HAG pour les potelets ($t \leq 20 \text{ cm}$)

- Longueurs de recouvrement

. Vu les effets réversibles du séisme, le voile est considéré comme entièrement tendu donc on prendra: $l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,4 = 70 \text{ cm}$

. Les barres horizontales sont munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ

- Vérification des contraintes

Vérification sous M, N_{\min}

$$- p = -3c^2 + \frac{90A}{b}(d-c) \quad c = e_0 + \frac{ht}{2} = 575 \text{ cm}$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A}{b}(d-c)^2$$

$$p = -3(575)^2 + \frac{90}{20} \cdot 51,96(314 - 575) = -1103053,134$$

$$q = -2(575)^3 - \frac{90}{20} \cdot 51,96(314 - 575)^2 = -416456151$$

$$y_2^3 - 1103053,134 y_2 - 416456151 = 0$$

$$y_2 = -474 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + 575 = 101 \text{ cm}$$

$$S = 10y_1^2 - 1137(249,06 - y_1) = -66334,22 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N_{\min}}{100S} = \frac{-0,638 \cdot 10^6}{100 \cdot (-66334,22)} = 0,096$$

$$-f_{cb} = K y_1 = 0,096 \times 101 = 9,70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$-\sigma_s^1 = 15 K (101 - 124) = -126,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 K (124 - 101) = 126,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

• Verification sous M, Nmax

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{184,63}{339,863} = 0,54 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{4,38}{6} = 0,73 \text{ m}$$

$e_0 < e_1 \rightarrow$ Section
entièrement
complétée.

• efforts majorés

$$N_u^{\max} = 339,863 \cdot 1,23 = 418,03 \text{ t} = 4,18 \text{ MN}$$

$$M_u = 234,097 \text{ tm} = 2,341 \text{ MNm}$$

$$A_1' = A_2' = 43,46 \text{ cm}^2$$

$$d' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 76 \text{ cm}$$

$$B_0 = bh + 15(A_1' + A_2') = 20 \cdot 438 + 15(25,98 + 25,98) = 10063,8 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = y_2 = 219 \text{ cm}$$

$$I_{xx}' = \frac{20(438)^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 75,8 \left(\frac{438}{2} - 76,0 \right)^2 = 179004724,8 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N}{100 B_0} = \frac{4,18 \cdot 10^6}{100 \cdot 10063,8} = 4,154 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{M_u}{I_{xx}} = \frac{2,341 \cdot 10^6}{179004724,8} = 0,017$$

$$\sigma_b^1 = \sigma_0 + K y_1 = 4,154 + 0,017(219) = 7,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b^2 = \sigma_0 - K y_2 = 4,154 - 0,017(219) = 0,43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 15 [4,154 + 0,017(219 - 76,0)] = 95,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 [4,154 - 0,017(362,0 - 219)] = 29 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

- Niveau II (8,40m) : $N_{min} = -10,720t$
 $N_{max} = 210,436t$
 $M = 92,157tm$
 $T = 39t$

- Combinaison M, Nmin

• $e_0 = \frac{M}{N} = 8,6m$
 • N est une traction } → section partiellement comprimée.
 • $e_0 > \frac{ht}{2} - d$

- efforts majorés

• $l_f = 232,3cm$
 • $\lambda = 40,2 < 50$
 • $e/h = 1,96 > 0,75 \rightarrow \alpha = 1,4$ (effet du second ordre)
 • $e_a = 2cm$

- effort normal : $N_u = N_d = -10,720 \times 1,4 = -15t = -0,15MN$

- moment flechissant: $M_u = N \times (e_0 + e_a) = 129,3tm = 1,293MNm$

- calcul du moment fictif M_1

$M_1 = 1,293 - 0,15 \left(\frac{4,38}{2} - 0,22 \right) = 0,998MNm$

- calcul du moment relatif.

$\mu = \frac{0,998}{18,48 \cdot 0,2(4,16)^2} = 0,016 < 0,187$ Pivote 1

moment relatif = 0,379 et $\mu < \mu_R \rightarrow A'_1 = 0$

μ tableau $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,0201 \\ \beta = 0,992 \end{array} \right.$

Nous obtenons alors

$A_1 = \frac{0,998 \cdot 10^6}{0,992 \cdot 416 \cdot 400} = 6,05cm^2$

on prendra pour la section : $A'_1 = A_1 = 0$

$A = A_1 + \frac{N}{100\sigma_s} = 6,05 + \frac{0,15 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} = 9,80cm^2$

conclusion: on adoptera le même ferrailage
et les mêmes disposition qu'au niveau I

Verification des contraintes

- Combinaison M, Nmin

$$P = -3(1079)^2 + \frac{90 \cdot 51,96}{20} [314 - 1079] = -3745815,534$$

$$q = -2(1079)^3 - \frac{90 \cdot 51,96}{20} [-314 - 1079]^2 = -2747381896$$

$$\text{avec } c = e_0 + \frac{ht}{2} = 10,79 \text{ m}$$

$$y_2^3 - 3745815,534 y_2 - 2747381896 = 0 \rightarrow y_2 = -967,412$$

$$y_1 = y_2 + 1079 = -967,412 + 1079 = 111,59 \text{ cm}$$

$$S = 10 y_1^2 - 1137(2314 - y_1) = 10(111,59)^2 - 1137(2314 - 111,59) =$$

$$S = -31780 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{-15 \cdot 10^3}{100(-31780)} = 4,72 \cdot 10^{-3}$$

$$\cdot \sigma_b = 4,72 \cdot 10^{-3} \cdot 111,59 = 0,53 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$\cdot \sigma_s^1 = 15 \cdot 4,72 \cdot 10^{-3} [111,59 - 124] = -5,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s^1$$

$$\cdot \sigma_s^2 = 15 \cdot 4,72 \cdot 10^{-3} [124 - 111,59] = 5,48 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s^2$$

- Combinaison M, Nmax

$$e_0 = \frac{92,157}{210,436} = 0,44 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{ht}{2} = 0,73$$

$e_0 < e_1 \rightarrow$ Section entièrement comprimée.

- efforts majorés

$$N_u = N_k = 210,436 \times 1,23 = 258,8 \text{ t} = 2,588 \text{ MN}$$

$$M_u = N_k(e_0 + e_a) = 119,066 \text{ tm} = 1,191 \text{ MNm}$$

$$A_{s0} = 20 \times 438 + 15 [(25,98) + (25,98)] = 10063,8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = V_2 = 219 \text{ cm}$$

$$\sigma_0 = \frac{N^{\max}}{100B_0} = \frac{2,588 \cdot 10^6}{100 \cdot 10063,8} = 2,57$$

$$I_{xx'} = 140343763,9 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_0}{I_{xx}} = \frac{1,191 \cdot 10^6}{140343763,9} = 0,009$$

$$\sigma_b^1 = 2,57 + (0,009)(219) = 4,54 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = 2,57 - (0,009)(219) = 0,6 \text{ MPa} < 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 15 [2,57 + (0,009)(219 - 76)] = 56 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 [2,57 - (0,009)(314 - 219)] = 21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

Niveau III (16,80m)

N_{\min}	= 15,392 t
N_{\max}	= 95,432 t
M	= 32,157 tm
T	= 23,846 t

- Combinaison M, N_{min}

$$e_0 = \frac{32,157}{15,392} = 2,09 \text{ m}$$

$$e_1 = 1,97 \text{ m}$$

} $e_0 > e_1 \rightarrow$ Section partiellement comprimée.

- efforts majeurs.

$$e_0/h < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,246$$

$$N_u = N \alpha = 15,392 \cdot 1,246 = 19,178 \text{ t} = 0,192 \text{ MN}$$

$$M_u = N(e_0 + e_1) = 40,466 \text{ tm} = 0,405 \text{ MNm}$$

- calcul du moment fictif: M_1

$$M_1 = 40,466 + 19,178 \left(\frac{4,38}{2} - 0,22 \right) = 78,247 \text{ tm} = 0,783 \text{ MNm}$$

- calcul du moment relatif

$$\mu = \frac{0,783}{18,48 \cdot 0,2 (4,16)^2} = 0,012 < 0,187 \text{ (Pivot 1)}$$

$$\text{moment relatif}$$

$$\mu_2 = 0,379 \text{ d'où } \Delta' = 0.$$

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \alpha = 0,0151 \\ \beta = 0,994 \end{cases}$$

Mous obtenons alors: $A_1 = \frac{0,783 \cdot 10^6}{0,994 \cdot 416.400} = 4,73 \text{ cm}^2$

on prendra pour notre section:

$$A'_1 = A'_2 = 0$$

$$A = A_1 - \frac{N}{10005} = 4,73 - \frac{0,1918 \cdot 10^6}{100.400} = -0,065 < 0$$

conclusion: on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'aux niveaux I et II

Verification des Contraintes

• Combinaison M, Nmin

$$P = -3(10)^2 + \frac{90 \cdot 51,96(314 - 10)}{20} = 81243,366$$

$$Q = -2(10)^3 - \frac{90 \cdot 51,96(314 - 10)^2}{20} = -19495757,07$$

avec $c = 0,10 \text{ m}$

$$y_2^3 + 81243,366 y_2 - 19495757,07 = 0 \rightarrow y_2 = 174,53 \text{ cm}$$

$$y_1 = 174,53 + 10 = 184,53 \text{ cm}$$

$$S = 100(184,53)^2 - 1137(314 - 184,53) = 3331761,48$$

$$K = \frac{0,192 \cdot 10^6}{100 \cdot 3331761,48} = 0,0006$$

$$\sigma_b = 0,0006 \times 184,53 = 0,11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 15(0,0006) [184,53 - 124] = -0,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15(0,0006) [124 - 184,53] = 0,04 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

- Combinaison M, Nmax

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,34 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} > e_0$$

} section entièrement comprimée

$$A_1' = A_2' = 43,46 \text{ cm}^2$$

efforts majorés

$$N_u = N_d = 95,432 \cdot 1,23 = 117,386 = 1,174 \text{ MN}$$

$$M_u = N_d(e_0 + e_a) = 2,257 \text{ tm} = 0,423 \text{ MNm}$$

$$I_{xx'} = 140343763,9 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{1,174 \cdot 10^6}{100 \cdot 10063,8} = 1,167 \text{ MPa}$$

$$k = \frac{0,423 \cdot 10^6}{140343763,9} = 0,003$$

$$\sigma_b^1 = 1,167 + (0,003) 219 = 1,82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

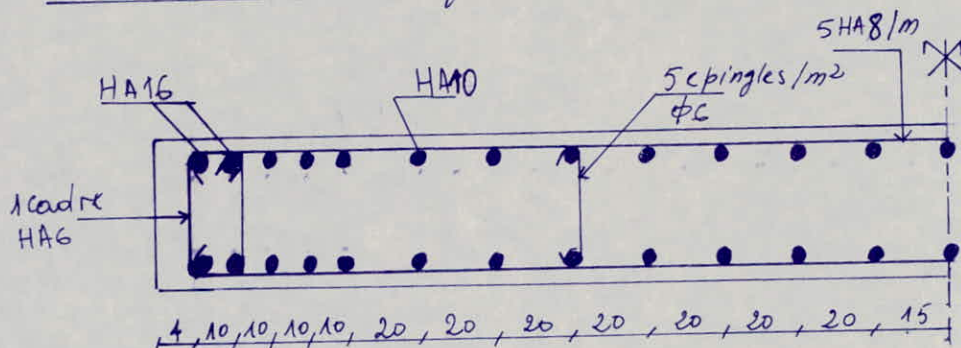
$$\sigma_b^2 = 1,167 - (0,003) (219) = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 15 [1,167 + (0,003)(219, - 76)] = 23,4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 [1,167 - (0,003)(362,0 - 219)] = 11,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

les contraintes sont vérifiées

Detail de ferrailage de l'element 1



ELEMENT DE REFEND 2

$$h_t = 237 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

Niveau I (0,00m)

$$\begin{aligned} N_{\min} &= -102,198 \text{ t} \\ N_{\max} &= 271,507 \text{ t} \\ M &= 29,014 \text{ tm} \\ T &= 7,082 \text{ t} \end{aligned}$$

- combinaison M, N_{min}

$$\begin{aligned} \cdot e_0 &= \frac{M}{N} = 0,28 \text{ m} , N \text{ (traction)} \\ \cdot e_1 &= \frac{h_t}{2} - e' = 1,08 \text{ m} \\ \cdot e' &= \frac{h_t}{20} = 0,12 \text{ m} \\ \cdot d &= 2,25 \text{ m} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} \cdot e_0 \\ \cdot e_1 \\ \cdot e' \\ \cdot d \end{aligned}} \right\} \rightarrow \text{Section enti\retement tendue.}$$

efforts major\es

$$\cdot \frac{e_0}{h} = 0,12 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,246$$

$$\cdot e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\cdot \text{effort normal } N_u = -102,198 \times 1,246 = -127,34 \text{ t} = -1,273 \text{ MN}$$

$$\cdot \text{moment flechissant } M_u = N \alpha (e_0 + e_a) = 38,2 \text{ tm} = 0,382 \text{ MNm}$$

$$A_1 = \frac{1,273 \cdot 10^6 \times 78,5}{100(225-12)400} = 11,73 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{100 \cdot 65} - A_1 = \frac{1,273 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 11,73 = 20,1 \text{ cm}^2$$

- calcul de A_{min} pr\ecois\ee par le R.P.A.

$$A_{\min} = 0,5\% b h_t = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 237 = 23,7 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2$$

Donc on prendra $A_1 = 11,73 \text{ cm}^2$

$$A_2 = 20,1 \text{ cm}^2$$

Disposition des Aciers : A cause des effets reversibles du Seisme on prendra $A_1 = A_2 = A$

Sur $h_t/10$ on disposera 4HA16 + 1HA12 soit respectivement $(8,04 \text{ cm}^2, 1,13 \text{ cm}^2)$ $t=70 \text{ cm}$ et sur $0,4 h_t$ on disposera 10HA12 $(11,3 \text{ cm}^2)$ soit $12 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t=20 \text{ cm}$.

(Voir Schema de ferrailage.)

Armatures verticales dans la zone courante

$$d' = \frac{\sum \Delta_i d_i}{\sum \Delta_i} = 45,78 \text{ cm}$$

$$h = h_t - d' = 72,72 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b z} = \frac{1,4 \cdot 0,071 \cdot 10^6}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 72,72} = 78,11 \text{ N/cm}^2 = 7,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 0,025 f_{c28}$$

$$\text{D'où } A_c = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} < 12 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc le ferrailage precedent est bon

Reprise de coulage

$$A_{vj} = \frac{1,7 \bar{T}}{\bar{v}_s} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \times 0,071 \cdot 10^6}{400 \cdot 10^2} = 2,7 \text{ cm}^2$$

Soit $1,1 \text{ cm}^2 \text{ P.m}$

Soit 6HA6 P.m

Armatures horizontales

$$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\bar{v}_s} \cdot 100 = \frac{2,97 - 8}{4000} \cdot 100 < 0$$

$$\text{D'où } A_H = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 8 \text{ HA8 P.m}$$

en 2 nappes
 $t=25 \text{ cm}$

Armatures transversales

- 5 épingles HA6 par m²
- 1 cadre HA6 pour les potelets $t \leq 20 \text{ cm}$

longueur de Recouvrement

l'element de ce refend est entiaement tendu
ou prendra donc $l_r = 50\phi = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$

Verification des contraintes

Combinaison M, N_{\min}

$$e_a = \frac{h_t}{2} - d' - e_0 = 44,72$$

$$\sigma_s^1 = \frac{N e_a}{100(d-d') A_1} = \frac{1,273 \cdot 10^6 \cdot 44,72}{100(191,22 - 45,78) 20,47} = 174,12 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{N(d-d'-e_a)}{100(d-d') A_2} = \frac{1,273 \cdot 10^6 (191,22 - 45,78 - 44,72)}{100(191,22 - 45,78) 20,47} = 392,16 \text{ MPa}$$

verifie.

Combinaison M, N_{\max}

$$e_0 = M/N = 0,11 \text{ m} = 11 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = 39,5 \text{ cm}, e_0 < e_1 \quad \left. \vphantom{e_1} \right\} \rightarrow \text{Section entiaement comprimée.}$$

efforts majeurs

$$\text{effort normal: } N_u = 271,507 \times 1,246 = 338,3 \text{ t} = 3,383 \text{ MN}$$

$$\text{moment flechissant: } M_u = N_u(e_0 + e_a) = 40,6 \text{ tm} = 0,406 \text{ MNm}$$

$$B_{00} = 20 \cdot 237 + 15 [20,47 + 20,47] = 5474,4 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = V_2 = 118,5 \text{ cm}$$

$$I_{xx}^1 = \frac{20 \cdot 237^3}{12} + 2 \cdot 15 \cdot 20,47 \left(\frac{237}{2} - 45,78 \right)^2 =$$

$$I_{xx}^1 = 25753116 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N^{\max}}{100 \cdot B_{00}} = \frac{3,383 \cdot 10^6}{100 \cdot 5474,4} = 6,248 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{M_0}{I_{xx}} = \frac{0,406 \cdot 10^6}{25753116} = 0,016$$

$$\sigma_b^1 = 6,248 + (0,016) 118,5 = 8,14 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b^2 = 6,248 - (0,016) 118,5 = 4,35 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s^1 = 15 [6,248 + (0,016) (118,5 - 45,78)] = 111,17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 [6,248 - (0,016) (191,22 - 118,5)] = 76,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Niveau II (8,40m) : $N_{\min} = -45,438 \text{ t}$
 $N_{\max} = 162,842 \text{ t}$
 $M = 14,482 \text{ tm}$
 $T = 6,128 \text{ t}$

Combinaison M, Nmin

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_1 = 1,08 \text{ m}, N \text{ (traction)}$$

} → Section entièrement tendue.

efforts majorés

• $e_0/h = 0,14 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,246$

• $e_a = 2 \text{ cm}$

effort normal : $N_u = -45,438 \cdot 1,246 = -56,62 \text{ t} = 0,566 \text{ MN}$

moment flechissant : $M_u = 19,25 \text{ tm} = 0,193 \text{ MNm}$

$e_A = \frac{h_t}{2} - c' - e_0 = 0,745 \text{ m} = 74,5 \text{ cm}$

$A_1 = \frac{0,566 \cdot 10^6 \times 74,5}{100(225-12)400} = 4,95 \text{ cm}^2$

$A_2 = \frac{0,566 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 4,95 = 9,2 \text{ cm}^2$

$A_{\min} = 0,5 \% b h_t = 23,7 \text{ cm}^2 > A_1 + A_2$

à cause des effets réversibles du séisme on prendra

$A_1 = A_2 = 11,85 \text{ cm}^2$

Disposition des aciers

Sur $h/10$, on disposera 4HA12 + 1HA10 soit $5,3 \text{ cm}^2$, $t=10 \text{ cm}$

Sur $0,4 h$, on disposera 10HA10 ($7,8 \text{ cm}^2$) soit $8 \text{ cm}^2/\text{ml}$, $t=20 \text{ cm}$

(Voir schéma ferrailage.)

Vérification des contraintes

Combinaison M, N_{\min}

$$d' = 47 \text{ cm}$$

$$e_A = \frac{h}{2} - d' - e_0 = 39,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s^1 = \frac{0,566 \cdot 10^6 \cdot 39,5}{100(190-47)13,1} = 119,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = \frac{0,566 \cdot 10^6 (190-47-39,5)}{100(190-47)13,1} = 312,72 < \bar{\sigma}_s$$

Combinaison M, N_{\max}

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,09 \text{ m}$$

$$e_1 = 39,5 \text{ cm}$$

} → Section entièrement comprimée

efforts majorés

$$N_u = N \alpha = 162,842 \times 1,246 = 202,90 \text{ t} = 2,029 \text{ MN}$$

$$M_u = N \alpha (e_0 + e_1) = 22,379 \text{ tm} = 0,223 \text{ MNm}$$

$$B_0 = 20 \cdot 237 + 15(13,1 + 13,1) = 5133 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx'} = \frac{20 \cdot 237^3}{12} + 15 \cdot 13,1 \left(\frac{237}{2} - 47 \right)^2 = 23191312,13 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{\max}}{100 \cdot B_0} = \frac{2,029 \cdot 10^6}{100 \cdot 5133} = 3,953$$

$$K = \frac{M}{I_{xx'}} = \frac{0,223 \cdot 10^6}{23191312,13} = 0,01$$

$$\sigma_b^1 = 3,953 + (0,01)(118,5) = 5,14 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_b^2 = 3,953 - (0,01)(118,5) = 2,77 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s^1 = 15 [3,953 + 0,01 (118,5 - 47)] = 70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 [3,953 - 0,01 (190 - 118,5)] = 48,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Niveau III (16,80m)

$$N_{min} = -3,697 \text{ t}$$

$$N_{max} = 68,847 \text{ t}$$

$$M = 5,053 \text{ tm}$$

$$T = 3,747 \text{ t}$$

- Combinaison M, Nmin

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 1,37 \text{ m}$$

$$e_1 = 1,08 \text{ ; } N(\text{traction})$$

} → section partiellement comprimée

efforts majorés

$$\cdot e_0/h = 0,58 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,246$$

$$\cdot e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{effort normal: } N_u = -3,697 \times 1,246 = -4,61 \text{ t} = 0,046 \text{ MN}$$

$$\text{moment flechissant: } M_u = N_u(e_0 + e_a) = 6,49 \text{ tm} = 0,064 \text{ MNm}$$

• Moment fictif M_1

$$M_1 = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,064 - 0,046 \left(\frac{2,37}{2} - 0,12 \right) = 0,015 \text{ MNm}$$

• Moment relatif

$$\mu = \frac{0,015}{18,48 \cdot 0,2 \cdot (2,25)^2} = 0,0008 < 0,187 \text{ Pivot 1}$$

$$\cdot \mu < \mu_R = 0,379 \text{ d'où } A' = 0$$

$$\cdot \mu \text{ tableau } \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0021 \\ \beta = 0,999 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{0,015 \cdot 10^6}{0,999 \cdot 225 \cdot 400} = 0,17 \text{ cm}^2 \text{ ; } A = 0,17 + \frac{0,046 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} = 0,17 \text{ cm}^2$$

Amin préconisée par le R.P.A

zone tendue: $l_t = 236,53 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,5\% b l_t = 23,7 \text{ cm}^2$$

Disposition des aciers

• Sur $h_t/10$, on disposera 4HA12 + 1HA10 = $5,3 \text{ cm}^2$ $t = 10 \text{ cm}$

• Sur $0,4h_t$, on disposera 10 HA10 = $7,8 \text{ cm}^2$ soit 11 HA10 P.M $t = 20 \text{ cm}$
 $8,5 \text{ cm}^2 \text{ P.M}$

(Voir Schema Ferrailage)

- Verification des Contraintes

- Combinaison M, N_{min}

$$P = -3(256)^2 + 90 \cdot 23,24 (146 - 256) = -208111,8$$

$$q = -2(256)^3 - 90 \cdot \frac{20}{20} \cdot 23,24 (146 - 256)^2 = -34819850$$

$$y_2^3 - 208111,8 y_2 - 34819850 = 0 \rightarrow y_2 = -215 \text{ cm}$$

$$y_1 = -215 + 256 = 41 \text{ cm}$$

$$S = 10(41)^2 - 348,6(146 - 41) = -19793 \cdot \text{cm}^3$$

$$K = \frac{N_{min}}{100S} = \frac{-0,046 \cdot 10^6}{100(-19793)} = 0,023$$

$$\sigma_b = K y_1 = (0,023) 41 = 0,94 \text{ MPa} < 0,6 f_{c28}$$

$$\sigma_s^1 = 15(0,023)(41 - 91) = -17,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15(0,023)(91 - 41) = 17,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Combinaison M, N_{max}

$$e_0 = M/N = 0,07$$

$$e_0 < e_1$$

} \rightarrow Section entièrement comprimée.

efforts majorés

effort normal : $N_u = N_d = 68,847 \cdot 1,246 = 85,783t = 0,858MN$

Moment flechissant : $M_u = 7,72tm = 0,077MNm$

$$V_1 = V_2 = 118,5cm$$

$$d' = 53cm, \quad \sigma_0 = \frac{0,858 \cdot 10^6}{100 \cdot 5133} = 1,672$$

$$I_{xx'} = 24877380,38cm^4 \quad 100 \cdot 5133$$

$$k = \frac{0,077 \cdot 10^6}{24877380,38} = 0,003$$

$$\sigma_b = 1,672 + (0,003)(118,5) = 2,03MPa < 0,6f_{c28}$$

$$\sigma_b^2 = 1,672 - (0,003)(118,5) = 1,32MPa < 0,6f_{c28}$$

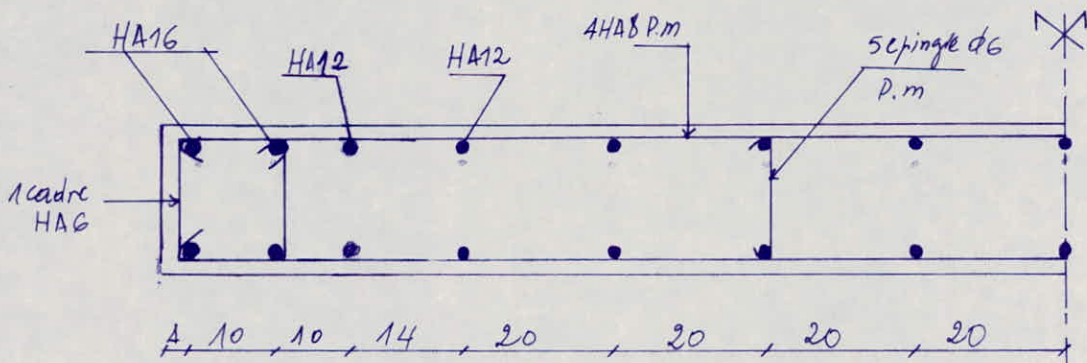
$$\sigma_s^1 = 15 [1,672 + (0,003)(118,5 - 53)] = 28,1MPa < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 [1,672 - (0,003)(184 - 118,5)] = 22,13MPa < \bar{\sigma}_s$$

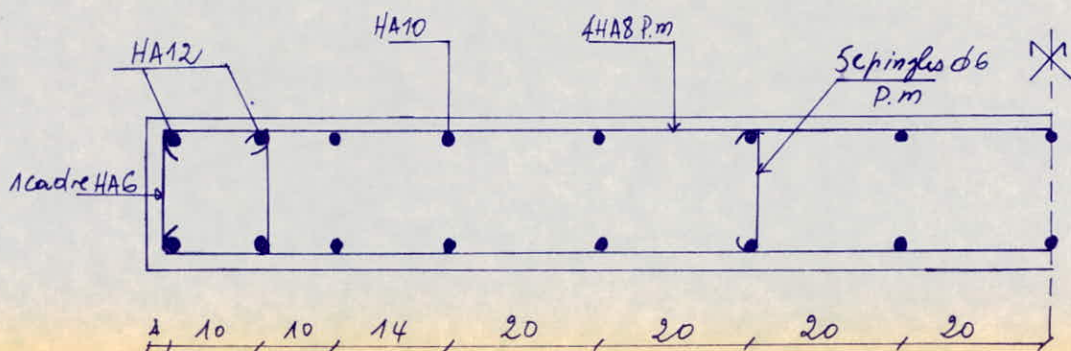
Les contraintes sont vérifiées

Detail de ferrailage de l'element 2

Niveau I :



Niveau II et III



Etude du Voile VIII

élément de refend 1

Niveau I (0,00m)

$$h_t = 0,35m$$

$$N_{min} = -38,22t$$

$$b = 0,15m$$

$$N_{max} = 64,721t$$

$$M = 0,136tm$$

$$T = 113,5kg$$

Combinaison M, Nmin

$$e_0 = M/N = 0,0036m$$

$$e_1 = 0,16m, \quad e_0 < e_1$$

N (traction)

} → Section entièrement tendue.

efforts majorés

$$-\lambda = 46,6$$

$$-e_0/h = 0,01 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,4$$

$$-e_a = 2cm$$

$$\text{effort normal } N_u = -38,22 \cdot 1,4 = -53,508t = -0,535MN$$

$$\text{moment fléchissant } M_u = N \cdot (e_0 + e_a) = 1,263tm = 0,0126MNm$$

Armatures Verticales

$$e_a = \frac{h_t}{2} - c' - e_0 = 15,4cm$$

$$A_1 = \frac{0,535 \cdot 10^6 \cdot 15,4}{100(33,3 - 1,75)400} = 6,52cm^2$$

$$A_2 = \frac{0,535 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 6,52 = 6,86cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot h_t = 2,63cm^2 < A_1 + A_2$$

on prendra $A_1 = A_2 = 6HA14$ soit $9,24cm^2$

Armatures verticales dans la zone courante

$$d' = \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 5,5cm$$

$\sum A_i$

$$h = h_e - d' = 29,5 \text{ cm}$$

$$\tau_b = \frac{1,4 \cdot 1,137 \cdot 10^{-3} \cdot 10^6}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 29,5} = 4,11 \text{ N/cm}^2 = 0,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < 0,025 f_{c28} \quad \text{D'où } A_c = \frac{0,15}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

le ferrailage précédent est bon

Reprise de coulage.

$$A_{vj} = \frac{1,1 \bar{T}}{\bar{\sigma}_s} = \frac{1,1 \cdot 1,4 \cdot 1,137 \cdot 10^{-3} \cdot 10^6}{400 \cdot 10^2} = 0,043 \text{ cm}^2$$

on utilisera pas ces armatures

Armatures horizontales

$$\bar{\omega}_t < 0 \quad \text{on prendra } A_H = \frac{0,15}{100} \cdot 95 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 8 \text{ HA6 P.m}$$

Soit HA6 Par face avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$

Armatures transversales

- 5 étrépingles ϕ_6 par m²
- 1 cadre HA pour les potelets ($t \leq 15 \text{ cm}$)

Longueur de recouvrement

notre élément est tendu sous les sollicitations, on prendra

$$\text{donc } l_r = 50 \phi = 50 \cdot 1,4 = 70 \text{ cm}$$

Verification des contraintes

Combinaison M, Nmin

$$\sigma_s^1 = \frac{0,535 \cdot 10^6 \cdot 11,64}{100(29,5 - 5,5)9,24} = 281 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = \frac{0,535 \cdot 10^6 (29,5 - 5,5 - 11,64)}{100(29,5 - 5,5)9,24} = 298 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Combinaison M, Nmax

$$e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 0,2 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$, N (compression) } → section entièrement comprimée

efforts majorés

$$\text{effort normal } N_u = 64,72 \cdot 1,4 = 90,61 \text{ t} = 0,906 \text{ MN}$$

$$\text{moment flechissant } M_u = 0,0199 \text{ MNm}$$

$$B_0 = 15 \times 35 + 15(9,24 + 9,24) = 802,2 \text{ cm}^2$$

$$I_{xx'} = \frac{bh^3}{12} + 2 \cdot 15 A \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 = \frac{15 \cdot 35^3}{12} + 30(9,24)(17,5 - 5,5)^2$$

$$I_{xx'} = 93510,55 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_0 = \frac{0,906 \cdot 10^6}{100 \cdot 802,2} = 11,219 \text{ N/cm}^2$$

$$k = \frac{0,0199 \cdot 10^6}{93510,55} = 0,21$$

$$\sigma_b^1 = 11,219 + 0,21(17,5) = 14,89 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b^2 = 11,219 - 0,21(17,5) = 7,54 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 15 [11,219 + 0,21(17,5 - 5,5)] = 206 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 [11,219 - 0,21(17,5 - 5,5)] = 130,49 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

Niveau II (8,40 m)

$$N_{\min} = -19,54 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 37,288 \text{ t}$$

$$M = 0,071 \text{ tm}$$

$$T = 98,4 \text{ kg}$$

Combinaison M, Nmin

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,4 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$, N (traction) } → section entièrement tendue

efforts majorés

$$\frac{e_0}{h} < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,4$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$\text{effort normal } N_u = -19,54 \cdot 1,4 = -27,356 \text{ t} = -0,2736 \text{ MN}$$

$$\text{moment flechissant } M_u = N \alpha (e_0 + e_a) = 0,646 \text{ tm} = 0,0065 \text{ MNm}$$

Armatures Verticales

$$A_1 = \frac{100 \cdot 400 (33.3 - 1.75)}{0.2 \cdot 36 \cdot 10^6 \cdot 15.4} = 3.34 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{100 \cdot 400}{0.2 \cdot 36 \cdot 10^6} = 3.34 = 3.5 \text{ cm}^2$$

ou prendra $A_1 = A_2 = 6 \text{ HA}10$ soit 4.17 cm^2

Remarque : on prendra les mêmes dispositions si le

recouvrement dans pour la longueur de

recouvrement qui sera égale à $50 \cdot l = 50 \text{ cm}$

Vérification des Contraintes

- combinaison M_1, N_{min}

$$\sigma_s^1 = \frac{100 \cdot 2736 \cdot 10^6 \cdot 9.64}{100 (27.5 - 1.75) \cdot 4.17} = 280 \text{ MPa} < \underline{\sigma_s}$$

$$\sigma_s^2 = \frac{100 (27.5 - 1.75) \cdot 4.17}{0.2 \cdot 36 \cdot 10^6 (27.5 - 1.75 - 9.64)} = 300 \text{ MPa} < \underline{\sigma_s}$$

- combinaison M_1, N_{max}

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0.2 \text{ cm}$$

Section entièrement comprimée } $e_0 < e_1$ (N com addition) N com limite.

efforts maximaux

$$N_{max} = 37.288 \cdot 1.14 = 52.27 = 0.522 \text{ MN}$$

$$M_u = N \cdot (e_0 + e_a) = 0.041 \text{ MNm}$$

$$I_{B0} = 15.35 + 15 (4.17 + 4.17) = 66.63 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = V_2 = 17.5 \text{ cm}$$

$$I_0 = 0.522 \cdot 10^6 = 52.2 \text{ cm}^4$$

$$I_{xx} = \frac{100 \cdot 66.63}{12} + 2 \cdot 15 (4.17)^2 + 2 \cdot 15 (17.5 - 4.17)^2 = 67723.75 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0,011 \cdot 10^6}{6 \pm 23, \pm 5} = 0,164$$

$$\sigma_1^b = \pm 9 + 0,164 \cdot 17,5 = 10,17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2^b = \pm 9 - 0,164 \cdot 17,5 = 5,03 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1^s = 9,5 \left[\pm 9 + 0,164 (17,5 - 7,5) \right] = 14,3 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2^s = 9,5 \left[\pm 9 - 0,164 (27,5 - 7,5) \right] = 9,4 \text{ MPa} < 100 \text{ MPa}$$

Niveau III (16,80m)

$$N_{min} = -4,187$$

$$N_{max} = 14,8507$$

$$M = 0,0207 \text{ m}$$

$$T = 60,1 \text{ kg}$$

Section est entièrement tendue.

efforts majeurs

$$V_u = -4,187 \cdot 1,4 = -6,37 = -0,063 \text{ MN}$$

$$M_u = N_x(e_0 + e_a) = 0,0095 \text{ MNm}$$

Armatures verticales

$$A_1 = \frac{100 \cdot (33,25 - 1,75) \cdot 400}{0,063 \cdot 10^6 \cdot 95,35} = 0,178 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{100 \cdot 400}{0,063 \cdot 10^6} - 0,178 = 0,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 2,68 \text{ cm}^2 > A_1 + A_2$$

on prendra 6 HA 8 = $A_1 = A_2$ soit 3102 cm^2

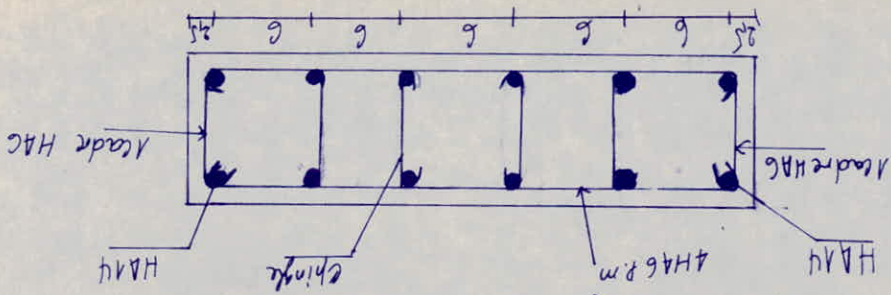
Remarque : Mêmes dispositions que l'étude précédente

et la longueur de recouvrement $l_2 = 50 \cdot 0,18 = 40 \text{ cm}$

- Vérification des contraintes

- Combinaison M₁ N₁ min.

$$\sigma_1^s = \frac{100 \cdot (27,5 - 7,5) \cdot 3,02}{0,063 \cdot 10^6 \cdot 9,6} = 100,1 \text{ MPa} < 0,5$$



Détail de ferrailage de l'élément 1

$$\sigma_3^2 = 15 [3,38 - 0,064(27,5 - 17,5)] = 41,1 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1^2 = 15 [3,38 + 0,064(17,5 - 7,5)] = 60,3 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2^2 = 3,38 - 0,064(17,5) = 2,26 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1^2 = 3,38 + 0,064(17,5) = 4,5 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$$

$$62653,75$$

$$K = \frac{100 \cdot 0,15,6}{0,004 \cdot 10^6} = 0,1064$$

$$100 \cdot 0,15,6$$

$$f_0 = \frac{0,208 \cdot 10^6}{10^6} = 3,38$$

$$I_{xx}^2 = \frac{15(35)^3}{12} + 2 \cdot 15(3,02)(17,5 - 7,5)^2 = 62653,75 \text{ cm}^4$$

$$V_1 = V_2 = 17,5 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = 15 \times 35 + 15(3,02 + 3,02) = 615,6 \text{ cm}^2$$

$$M_u = 0,004 \text{ MNm}$$

$$N_{u \text{ max}} = 20,79 \text{ kN} = 0,208 \text{ MN}$$

efforts max

Section entièrement comprimée } $N (\text{com/Action})$
 $e_0 = 0,1 \text{ cm} < e_1$

Combinaison $M_1 N_{u \text{ max}}$

$$\sigma_2^2 = \frac{100 \cdot (27,5 - 7,5)(3,02)}{0,063 \cdot 10^6 (27,5 - 7,5 - 9,6)} = 109 \text{ MPa} < \sigma_2$$

- Remarque
 Pour les niveaux II et III en avar la
 même disposition des armatures verticales
 sauf que le diamètre des armatures
 Niveau II → HA 10
 Niveau III → HA 8

élément du rend 2:

Niveau I:
 $h_f = 485 \text{ cm}$
 $b = 15 \text{ cm}$

$N_{min} = 48,96 \text{ t}$
 $N_{max} = 184,853 \text{ t}$
 $M = 387,816 \text{ tm}$
 $T = 32,511 \text{ t}$

Combinaison M, N_{min}

$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 4,92 \text{ m}$
 $e_1 = 0,81 \text{ m}$ (comp/section)
 Section partiellement comprimée

$c = h \frac{e_0}{e_1} = 0,242 \text{ m} = 24,25 \text{ cm}$, $d = 4,61 \text{ m}$

efforts majeurs

$e_0/h = 1,63 > 0,175 \rightarrow \alpha = 1,19$

$e_a = 2 \text{ cm}$

effort normal: $N_u = 48,96 \cdot 1,19 = 58,26 \text{ t} = 0,583 \text{ MN}$

Moment flexion: $M_u = N_x(e_0 + e_a) = 462,58 \text{ tm} = 4,626 \text{ MNm}$

Moment flex. f: $M_1 = 4,626 + 0,583(4,85 - 0,2425) = 5,898 \text{ MNm}$

Moment rel. f: $\mu = \frac{M_1}{N_u \cdot d} = \frac{5,898}{58,26 \cdot 4,61} = 0,1 < 0,187$ Pivot 1

$\mu < \mu_R = 0,379$ (moment rel. f. adéquat) → $A' = 0$

μ tableau $\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,1320 \\ \beta = 0,947 \end{array} \right.$
 $A_1 = \frac{N_u}{5,898 \cdot 10^6} = 33,78 \text{ cm}^2$
 $0,947 \cdot A_{61} \cdot 400$

Need prendrons pour cette section:

$A_1 = A' = 0$, $A = A_1 - N \frac{1000 S}{1000 S} = 33,78 - 0,583 \cdot 10^6 = 19,21 \text{ cm}^2$
 $100 \cdot 400$

Amin R.P.A = 0,5% b x t = 31,81 cm² avec $b \times t = 424,15 \text{ cm}$

Amin (R.P.A) = $31,81 \text{ cm}^2 > 19,21 \text{ cm}^2$
 on prendra Amin = $31,81 \text{ cm}^2$

Disposition des Aciers

Sur 0,1 ht on disposera 4HA 16 + 6HA 10 soit $12,72 \text{ cm}^2$

Sur 0,4 ht on disposera 19HA 10 soit $14,82 \text{ cm}^2$

(voir Schema de ferrailage)

Remarque: la longueur de recouvrement $l_r = 50 \phi = 50 \text{ cm}$

Verification des Contraintes

Combinaison M, Nmin

$C = ht/2 - e_0 = -550 \text{ cm}$

$P = -\frac{3(-550)^2}{15} + 90 \cdot 40 \cdot 0,02 (311 + 550) = -700756,68$

$q = -\frac{2(-550)^3}{15} - 90 \cdot 40 \cdot 0,02 (311 + 550)^2 = 154744001,5$

$y_2^3 - 700756,68 y_2 + 154744001,5 \rightarrow y_2 = 931 \text{ cm}$

$y_1 = y_2 - 550 = 381 \text{ cm}$

$S = 7,5(381)^2 - 15 [40,02(311 - 381)] = 1130728,5$

$k = \frac{0,583 \cdot 10^6}{100(1130728,5)} = 0,0052$

$\sigma_b = k y_1 = 1,98 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$

$\sigma_s^1 = 15(0,0052) [381 - 174] = 16,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$

$\sigma_s^2 = 15(0,0052) [311 - 381] = -5,46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$

Combinaison M, Nmax

$e_0 = M/N_{max} = 2,10 \text{ m}$

$e_1 = 0,8 \text{ m}$ N (compression)

efforts majorés: $Nu^{max} = 184,853 \cdot 1,4 = 258,79 \text{ t} = 2,588 \text{ MN}$

$Mu = 548,63 \text{ tm} = 5,486 \text{ MNm}$

on verifie $N(d-d') - M_1 \leq (0,337 - 0,81 \frac{d'}{h}) b h^2 \bar{\sigma}_b$

calcul du moment fictif: M_1

$$M_1 = 5,486 + 2,588 \left(\frac{4,85}{2} - 1,74 \right) = 7,259 \text{ MNm}$$

$$N(d-d') - M_1 = 2,588 (3,11 - 1,74) - 5,486 = -1,94 \text{ MNm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{d'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b = \left(0,337 - 0,81 \cdot \frac{1,74}{4,85} \right) \cdot 0,15 \cdot (4,85)^2 \cdot 18,48 = 3 \text{ MNm}$$

Donc la section est partiellement comprimée Vérifier.

$$e = \frac{485}{2} - 210 = 32,5 \text{ cm}$$

$$J = -3(32,5)^2 + 90 \cdot \frac{40 \cdot 0,2}{15} (311 - 32,5) = 63704,67$$

$$q = -2(32,5)^3 - 90 \cdot \frac{40 \cdot 0,2}{15} (311 - 32,5)^2 = -18692903,72$$

$$y_2^3 + 63704,67 y_2 - 18692903,72 = 0 \rightarrow y_2 = 188,42 \text{ cm}$$

$$y_1 = 188,42 + 32,5 = 220,92 \text{ cm}$$

$$S = 7,5(220,92)^2 - 600,3(311 - 220,9) = 311967,32$$

$$k = \frac{2,588 \cdot 10^6}{100(311967,32)} = 0,083$$

$$\sigma_b = k y_1 = 14,32 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 15(0,083) [220,92 - 174] = 57,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15(0,083) [311 - 220,92] = 112,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Niveau II (8,40 m)

$$\begin{aligned} N_{min} &= 41,170 \text{ t} \\ N_{max} &= 121,778 \text{ t} \\ M &= 201,630 \text{ tm} \\ T &= 28,035 \text{ t} \end{aligned}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 4,9 \text{ m}$$

$$e_1 = 2,18 \text{ m}$$

N (compression) } \rightarrow Section partiellement comprimée

efforts majorés

$$\bullet e_0/h = 1,01 > 0,75 \rightarrow d = 1,3$$

$$\bullet e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N_u = N_k = 53,52 \text{ t} = 0,535 \text{ MN}$$

$$M_u = N_k(e_0 + e_a) = 263,32 \text{ tm} = 2,633 \text{ MNm}$$

$$c' = h/20 = 0,2425m, d = 4,61m$$

Moment fictif: $M_1 = 2,633 + 0,535 \left(\frac{4,85}{2} - 0,2425 \right) = 3,8 MNm$

Moment relatif: $\mu = \frac{3,8}{18,48 \cdot 0,15(4,61)^2} = 0,0645 < 0,187$. Pivot

Moment relatif résistant $\mu_R = 0,378 \rightarrow \mu < \mu_R \Rightarrow A' = 0$

M tableau $\rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0828 \\ \beta = 0,967 \end{cases}$

$$A_1 = \frac{3,8 \cdot 10^6}{0,967 \cdot 461 \cdot (400)} = 21,31 \text{ cm}^2$$

on prendra pour cette section:

$$A_1' = A_1 = 0, \quad A = 21,31 - \frac{0,535 \cdot 10^6}{400 \cdot 100} = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b l_e = 33,51 \text{ cm}^2 > 7,94 \text{ cm}^2 \text{ avec } l_e = 446,83 \text{ cm}$$

conclusion: on adoptera le même ferrillage et les mêmes dispositions qu'au niveau I

Remarque: La vérification des contraintes a été faite pour les 2 combinaisons M, N_{min} et M, N_{max}

Les résultats obtenus sont:

1^{ère} Combinaison $\begin{cases} \sigma_s^1 = -16,32 < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s^2 = 18,41 < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_b = 0,84 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \end{cases}$

2^{ème} Combinaison $\begin{cases} \sigma_s^1 = 370,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s^2 = 312 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_b = 8,16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \end{cases}$

Niveau III (16,80m)

$$\begin{aligned} N_{min} &= 29,11 \text{ t} \\ N_{max} &= 62,389 \text{ t} \\ M &= 57,772 \text{ tm} \\ T &= 17,187 \text{ t} \end{aligned}$$

Combinaison M, N_{min}

$$l_0 = M/N_{min} = 1,99 \text{ m}$$

$$l_1 = 2,18 \text{ m}$$

on doit vérifier $N(d - c') - M_1 \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b$

efforts majorés:

$$e_0/h = 0,41 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,4$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N_u = N \alpha = 29,11 \cdot 1,4 = 40,755 \text{ t} = 0,408 \text{ MN}$$

$$M_u = N \alpha (e_0 + e_a) = 87,908 \text{ tm} = 0,819 \text{ MNm}$$

Moment fictif M_1 :

$$M_1 = 0,919 + 0,408 \left(\frac{4,85}{2} - 0,2425 \right) = 1,709 \text{ MNm}$$

Vérifions l'inégalité précédente:

$$N_u (d - c') - M_1 = 0,408 (4,61 - 0,2425) - 1,709 = 0,0729 \text{ MNm}$$

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 \bar{\sigma}_b = 19,33 \text{ MNm} \text{ Vérifiés.}$$

Donc la section est partiellement comprimée.

$$\text{Moment relatif: } \mu = \frac{1,709}{18,48 \cdot 0,15 \cdot (4,61)^2} = 0,029 < 0,187 \text{ Pivots}$$

$$\mu < \mu_R = 0,379 \rightarrow A'_1 = 0$$

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \alpha = 0,0381 \\ \beta = 0,985 \end{cases} \rightarrow A_1 = \frac{1,709 \cdot 10^6}{0,985 \cdot 461 \cdot 400} = 9,41 \text{ cm}^2$$

nous prendrons pour la section:

$$A'_1 = A'_0, \quad A = 9,41 - \frac{0,408 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} < 0 \text{ on prendra } A_{\text{min}}$$

Conclusion: on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'aux niveaux I et II

Remarque: La vérification des contraintes a été faite pour les 2 types de combinaisons. Les résultats sont donnés:

$$\sigma_b = 3,59 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \quad \text{1ere combinaison}$$

$$\sigma_s^1 = -127,53 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = -167,7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_b = 2,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 21 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

2eme combinaison.

$$\sigma_s^2 = -11,52 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Remarque : la longueur de recouvrement l_2 est de $50\phi = 50\text{cm}$

Verification des Contraintes

Combinaison M, N_{min}

$$e = h/2 - e_0 = -78 \text{ cm}$$

$$P = -3(-78)^2 + 90 \cdot \frac{63,12}{15} (744 + 78) = 293055,84$$

$$q = -2(-78)^3 - 90 \cdot \frac{63,12}{15} (744 + 78)^2 = -254945940,5$$

$$y_2^3 + 293055,84 y_2 - 254945940,5 = 0 \longrightarrow y_2 = 483,73 \text{ cm}$$

$$y_1 = 483,73 - 78 = 405,73 \text{ cm}$$

$$S = 10(405,73)^2 - 946,8 [744 - 405,73] = 1325894,293$$

$$k = \frac{N_{min}}{100S} = 0,026$$

$$\sigma_b = 0,026 \cdot 405,73 = 10,35 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 15 \cdot 0,026 (405,73 - 2f_2) = 51,15 < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 15 \cdot 0,026 (2f_2 - 405,73) = -51,15 < \bar{\sigma}_s$$

Combinaison M, N_{max}

$$e_0 = M/N_{max} = 1,12 \text{ m}$$

$$e_0 > e_1 \quad N(\text{compression})$$

} Section partiellement comprimée

efforts majeurs: $N_u^{max} = N_x = 344,61 \times 1,4 = 482,45 \text{ t} = 4,82 \text{ MN}$

$$M_u = N_x(e_0 + e_a) = 19,95 \text{ MNm}$$

$$c = 96 \text{ cm}$$

$$P = -3(96)^2 + 90 \cdot \frac{63,12}{15} (744 - 96) = 217462,56$$

$$q = -2(96)^3 - 90 \cdot \frac{63,12}{15} [744 - 96]^2 = -160795514,9$$

$$y_2^3 + 217462,56 y_2 - 160795514,9 = 0 \longrightarrow y_2 = 413,57 \text{ cm}$$

$$y_1 = 413,57 + 96 = 509,57 \text{ cm}$$

$$S = 10(509,57)^2 - 946,8 (744 - 509,57) = 2374657,53$$

$$k = \frac{482 \cdot 10^6}{100(2374657,53)} = 0,02$$

$\sigma_b = 0,02 \cdot 509,57 = 10,19 \text{ MPa} < \sigma_b$
 $\sigma'_s = 15 \cdot 0,02 (509,57 - 272) = \pm 4,27 < \sigma'_s$
 $\sigma''_s = 15 \cdot 0,02 (272 - 509,57) = -7,127 < \sigma''_s$

Niveau II (8,40m)
 Nmin = 167,84 t
 Nmax = 241,785 t
 M = 769,366 tm
 T = 69,551 t

Combinaison M, Nmin

$e_0 = M/N = 4,55 \text{ m}$
 $e_1 = 4,55 \text{ m}$, ou doit vérifier $N(d-c) - M_1 \leq (0,337 - 0,181 \frac{h}{h}) b^2 \sigma'_b$
 $c_1 = \frac{z_0}{h} = 50,8 \text{ cm}$, $d = 8,65 \text{ m}$

Efforts majorés: $N_u = 167,84 \cdot 1,4 = 234,976 = 2,350 \text{ MN}$
 $M_u = N_u(e_0 + e_1) = 1071,84 \text{ tm} = 10,7184 \text{ MNm}$
 Moment fictif: $M_1 = 10,7184 + 2,350 \left(\frac{10,16}{2} - 0,508 \right) = 21,482 \text{ MNm}$

Vérifier les sections
 Vérifier μ par la section
 $N_u(d-c) - M_1 = 0,0012 \text{ MNm}$
 $(0,337 - 0,181 \frac{h}{h}) \cdot b^2 \sigma'_b = 84184 \text{ MNm}$
 Moment relatif: $\mu = \frac{M_1}{21,482} = \frac{18,48 \cdot 0,15 \cdot (9,65)^2}{21,482} = 0,084 < 0,187$ (voir)

$\mu < \mu_R = 0,179 \rightarrow A_1 = 0$
 μ tableau $\rightarrow \alpha = 0,1099$
 $\rightarrow \beta = 0,956$
 $\rightarrow A_1 = \frac{21,482 \cdot 10^6}{0,956 \cdot 965 \cdot 400} = 58,21 \text{ cm}^2$

ou prendre pour la section:
 $A_1 = A_2 = 0$, $A = 58,21 - 2,350 \cdot 10^6 > 0$ on prendra Amin
 100.400

Conclusion: on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'au niveau I
 Remarque: Les vérifications des contraintes ont données les résultats suivants

1ere Combinaison
 $\sigma_b = 5,69 \text{ MPa} < \sigma_b$
 $\sigma'_s = 36,33 \text{ MPa} < \sigma'_s$
 $\sigma''_s = -36,33 \text{ MPa} < \sigma''_s$

2eme Combinaison
 $\sigma_b = 5,77 \text{ MPa} < \sigma_b$
 $\sigma'_s = 48,81 \text{ MPa} < \sigma'_s$
 $\sigma''_s = -48,81 \text{ MPa} < \sigma''_s$

Niveau III (16,80m)

$$N_{min} = 93,368 t$$

$$N_{max} = 137,013 t$$

$$M = 245,801 tm$$

$$T = 42,491 T$$

Combinaison M, N_{min}

$$e_0 = M/N = 2,63$$

$$e_0 > e_1 \quad N(\text{compression})$$

} → section partiellement comprimée.

$$c' = \frac{h_t}{20} = 50,8 \text{ cm}$$

efforts majorés: $N_u = 93,368 \cdot 1,4 = 130,72 t = 1,31 \text{ MN}$

$$M_u = N_u(e_0 + e_a) = 346,4 tm = 3,464 \text{ MNm}$$

Moment fictif: $M_1 = 3,464 + 1,31 \left(\frac{10,16}{2} - 0,508 \right) = 9,45 \text{ MNm}$

Moment relatif: $\mu = \frac{9,45}{18,48 \cdot 0,15 (9,65)^2} = 0,036 < 0,187 \text{ PIVOT I}$

$$\mu < \mu_2 = 0,379 \quad \rightarrow A' = 0$$

$$\mu \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \alpha = 0,0459 \\ \beta = 0,982 \end{cases} \quad \rightarrow A_1 = \frac{9,45 \cdot 10^6}{0,982 \cdot 65 \cdot 400} = 24,93 \text{ cm}^2$$

on prendra pour la section

$$A'_1 = A' = 0, \quad A = 24,93 - \frac{9,45 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} \leq 0.$$

Conclusion: on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions qu'aux niveaux I et II

Remarque: Les vérifications des contraintes ont donné les résultats suivants

1^{ere} Combinaison

$$\sigma_b = 1,47 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 13,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = -13,96 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

2^{eme} Combinaison

$$\sigma_b = 1,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 20,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = -20,37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

- Etude du Voile VI (Voile à 2 files d'ouvertures)

element de refend 1 et 3

Niveau I: (0,00 m)

$$\begin{aligned}
N_{min} &= -248,69t \\
N_{max} &= 357,184t \\
M &= 14,21tm \\
T &= 42,198t
\end{aligned}$$

Combinaison M, Nmin

$$e_0 = \frac{M}{N} = 0,060m$$

N (traction)
la resultante passe entre les Armatures } → Section entièrement tendue.

$$\begin{aligned}
c' &= 0,135m \\
d &= 2,565m
\end{aligned}$$

efforts majorés

$$\begin{aligned}
\lambda &= 47 \\
e_0/h &= 0,02 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,36
\end{aligned}$$

$$e_a = 2cm$$

$$\begin{aligned}
N_u &= N\alpha = -248,69 \cdot 1,36 = -338,22t = -3,382MN \\
M &= N\alpha(e_0 + e_a) = 26,043tm = 0,260MNm
\end{aligned}$$

Armatures verticales

$$e_a = ht/2 - c' - e_0 = 2,7/2 - 0,135 - 0,057 = 1,158m = 115,8cm$$

$$A_1 = \frac{3,382 \cdot 10^6 \cdot 115,8}{100(256,5 - 13,5)400} = 40,29cm^2$$

$$A_2 = \frac{3,382 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 40,29 = 44,26cm^2$$

$$A_{min} = 0,5\% bht = 20,25cm^2 < A_1 + A_2$$

disposition des Armatures

Sur $ht/10$: on disposera 4HA20 + 3HA14 soit 4,68cm²

Sur $0,4ht$: on disposera 19HA14 = 29,26cm² soit

(Voir schéma de ferrailage)

Verification des Contraintes

Les contraintes ont été vérifiées pour les 2 types de combinaisons sous (M, N_{min} / M, N_{max})
les vérifications ont données les valeurs suivantes:

1^{ere} Combinaison:

$$\sigma_s^1 = 345,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 392,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$$

2^{eme} Combinaison

$$\sigma_b^1 = 11,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_b^2 = 8,65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s^1 = 170 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_s^2 = 138 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Niveau II (8,40m)

Combinaison M, N_{min}

$$N_{min} = -128,78 \text{ t}$$

$$N_{max} = 204,314 \text{ t}$$

$$M = 2,89 \text{ tm}$$

$$T = 36,514 \text{ t}$$

$$l_0 = 0,02 < l_1$$

N (traction)
La résultante passe entre les armatures } → S.E.T

efforts majorés

$$l_0/h = 0,008 < 0,77 \rightarrow d = 1,36$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N_u = N_k = -128,78 \cdot 1,36 = -175,14 \text{ t} = -1,75 \text{ MN}$$

$$M_u = N_k(l_0 + e_a) = 7,356 \text{ tm} = 0,074 \text{ MNm}$$

Armatures verticales

$$e_a = 2,7/2 - 0,135 - 0,02 = 1,193 \text{ m} = 119,3 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{1,75 \cdot 10^6 \cdot 119,3}{100(256,5 - 13,5)} = 21,48 \text{ cm}^2, \quad A_2 = \frac{1,75 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 21,48 = 22,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,5\% b h_t = 20,25 \text{ cm}^2 < A_1 + A_2$$

Disposition des Aciers

Sur 0,1ht: on disposera 4HA14 + 3HA10 (8,5cm²),

Sur 0,4ht: on disposera 19HA10 = (14,82)

(Voir schéma de ferrailage).

Verification des contraintes

La verification des contraintes a été faite pour les 2 types de combinaison sous (M, N_{min}, M, N_{max}) et les résultats obtenus sont:

1^{ere} Combinaison:

$$\begin{aligned}\sigma_b &= 4,75 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s^1 &= 60,83 < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s^2 &= -60,83 < \bar{\sigma}_s\end{aligned}$$

2^{eme} Combinaison

$$\begin{aligned}\sigma_b^1 &= 6,3 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_b^2 &= 5,5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s^1 &= 91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s \\ \sigma_s^2 &= 88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s\end{aligned}$$

Niveau III (16,80 m)

$$\begin{aligned}N_{\min} &= -34,57 \text{ t} \\ N_{\max} &= 76,873 \text{ t} \\ M &= 14,75 \text{ tm} \\ T &= 22,307 \text{ t}\end{aligned}$$

Combinaison M, N_{min}

$$e_0 = M/N = 0,43 \text{ m} < e_1$$

la resultante passe entre les Armatures } → S.E.T.
N_{min} (traction)

efforts majorés

$$\begin{aligned}e_0/h &= 0,158 < 0,75 \rightarrow \alpha = 1,36 \\ e_a &= 2 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}N_u &= N\alpha = -34,57 \cdot 1,36 = -47,02 \text{ t} = -0,47 \text{ MN} \\ M_u &= N\alpha(e_0 + e_a) = 21,018 \text{ tm} = 0,21 \text{ MNm}\end{aligned}$$

Armatures verticales

$$e_a = 78,8 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{0,47 \cdot 10^6 \cdot 78,8}{100 \cdot (286,5 - 13,5) \cdot 400} = 3,81 \text{ cm}^2 \quad ; \quad A_2 = \frac{0,47 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} - 3,81 = 7,94 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 20,25 \text{ cm}^2 > A_1 + A_2$$

Disposition des Aciers.

• Sur 0,1 ht on disposera (4HA10 + 3HA8) = 4,62 cm²

• Sur 0,4 ht on disposera (49HA8 = 95 cm²)

(Voir schéma de ferrailage.)

Vérification des contraintes

Les vérifications ont donné les valeurs suivantes pour les 2 types de combinaisons. sous (M, N_{min} et M, N_{max})

1^{ere} combinaison

$$\sigma_s^1 = 93 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$
$$\sigma_s^2 = 372 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

2^{eme} combinaison

$$\sigma_b^1 = 3,40 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$
$$\sigma_b^2 = 1,32 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$$
$$\sigma_s^3 = 45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$
$$\sigma_s^4 = 28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Élément de refend 2

$$ht = 0,45 \text{ m}$$
$$b = 15 \text{ cm}$$

Niveau I (0,00m)

$$N_{min} = 19,51 \text{ t}$$
$$N_{max} = 26,989 \text{ t}$$
$$M = 0,057 \text{ t m}$$
$$T = 0,169 \text{ t}$$

Combinaison M, N_{min}

$$e_0 = M/N = 0,003 \text{ m}$$

N (compression), on doit donc vérifier l'équation suivante:

$$N(d - e') - M_i \leq \left(0,337 - 0,187 \frac{e'}{h}\right) b h^2 \bar{\sigma}_b$$

$$e' = ht/20 = 0,2025 \text{ m}, \quad d = 42,75 \text{ cm}$$

efforts majorés

$$e_0/h = 0,006 < 0,75 \quad \rightarrow \quad \alpha = 1,36$$

$$e_a = 2 \text{ cm}$$

$$N_u = N \alpha = 0,266 \text{ MN}$$

$$M_u = N \alpha (e_0 + e_a) = 0,006 \text{ MNm}$$

$$\text{Moment fictif: } M_i = M_u + N_u \left(\frac{ht}{2} - e'\right) = 0,060 \text{ MNm}$$

$$N_u(d - e') - M_i = 90,48 \text{ MNm} < \left(0,337 - 0,187 \frac{e'}{h}\right) b h^2 \bar{\sigma}_b = 0,166 \text{ MNm}$$

Donc la section est partiellement comprimée

$$\text{Moment relatif: } \mu = \frac{0,06}{18,48 \cdot 0,15 (0,4275)^2} = 0,118 < 0,187 \text{ PIVOT 7}$$

$$\mu < \mu_e = 0,379 \quad \text{D'où } A' = 0$$

$\mu = \text{tableau} \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0,1574 \\ \beta = 0,937 \end{array} \right. \rightarrow A_1 = \frac{0,06 \cdot 10^6}{0,937 \cdot 42,75 \cdot 400} = 3,74 \text{ cm}^2$

on prend pour notre section:

$A'_1 = A'_2 = 0, A = 3,74 - \frac{0,266 \cdot 10^6}{100 \cdot 400} < 0$

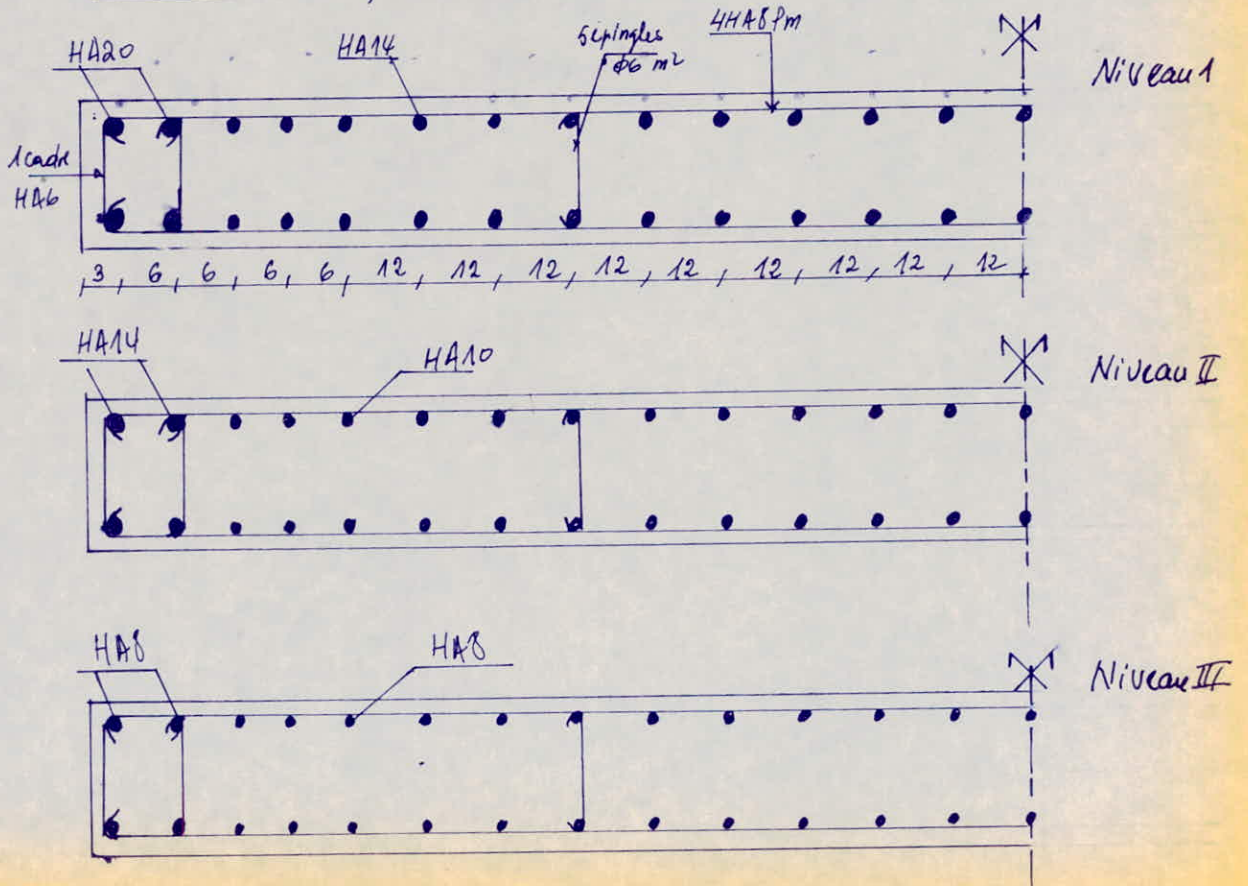
- Conclusion: les Armatures Verticales dans ce tronçon ne sont pas nécessaires. toute fois on adoptera le ferrailage forfaitaire donné par le R.P.A

Donc on prendra: $A = \frac{0,15}{100} \cdot 15 \cdot 100 = 2,25 \text{ cm}^2 \cdot \text{m}$

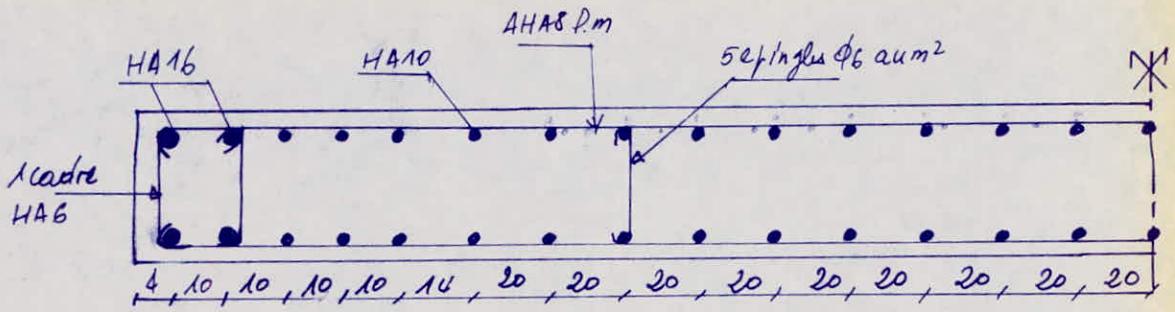
Remarques: 1) Pour ce tronçon on adoptera le même ferrailage et les mêmes dispositions aux Niveau II et III
2) Le schéma de ferrailage est exposé dans l'étude précédente. (CCBA-RPA)

Detail Ferrailage du Voile VI

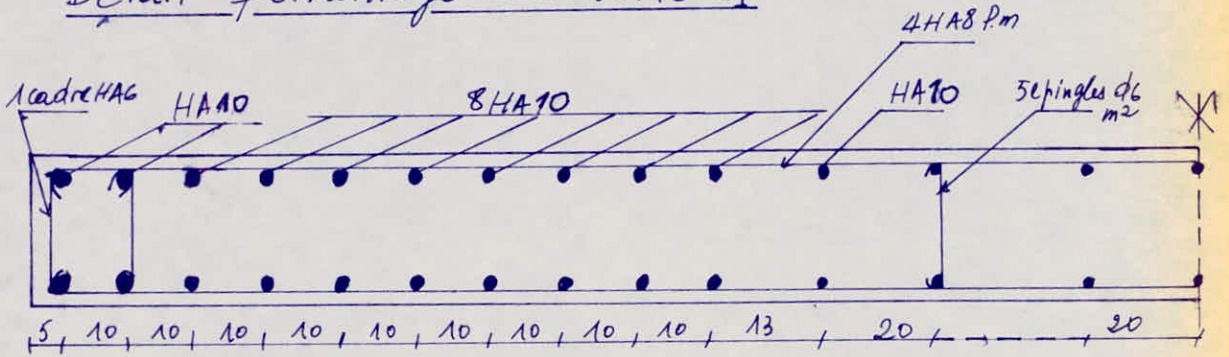
Élément de refend 1et3



Detail de ferrailage du Voile VIII (TRUMCAU 2)



Detail ferrailage du Voile C₁



Ferraillage des voiles du sous-sol.

- Conformément aux prescriptions du R.P.A, il a été prévu une voile périphérique entre le niveau fondation (radier) et le niveau du plancher haut du sous-sol.

Dimensions: épaisseur: 20 cm

hauteur: 2,80 m

Ce voile sera ferraillé forfaitairement d'après les règles parasismiques ALGERIENNES.81.

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures
 $A \geq 0,20\%$ de la section transversale du béton.

- Armatures longitudinales de peau.
 $A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par ml de hauteur.

- Armatures longitudinales filantes:

$A \geq 0,20\% \times 20 \times 280 = 11,20 \text{ cm}^2$ on prendra 8HA14 = (12,31 cm²)
(4HA14 partie supérieure et 4HA14 partie inférieure)

- Armatures horizontales de peau: $A \geq 2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ 5HA10 par face

- longueur de recouvrement $l_r \geq 50\phi = 70 \text{ cm}$

- Voiles du sous-sol:

Du fait que la hauteur des voiles du sous-sol est de 2,80 m et que ces derniers forment une boîte rigide (indéformable) avec le radier, ils auront respectivement le même ferraillage et les mêmes dispositions que les voiles de la superstructure. (R.D.C).

5/ tableau récapitulatif des Aciers de Voiles (CCBA-RPA)
 - Voiles pleins

Voile I ($b=15\text{cm}$; $ht=5,245\text{m}$)				Voile IIa ($b=15\text{cm}$; $ht=3,87$)			
	Niveau I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vert)	68HA8 8HA10	68HA8 8HA10	68HA8 8HA10	A(vert)	48HA8 8HA10	48HA8 8HA10	48HA8 4HA10
AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj/ml	8HA6	8HA6	8HA6	Auj/ml	8HA6	8HA6	8HA6
At				At			
Voile IIb ($b=15\text{cm}$, $ht=2,4\text{m}$)				Voile III ($b=20\text{cm}$; $ht=2,97\text{m}$)			
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vert)	24HA8 8HA10	24HA8 8HA10	24HA8 8HA10	A(vert)	48HA8 8HA10	48HA8 8HA10	48HA8 8HA10
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Auj/ml	—	—	—	Auj/ml	—	—	—
At				At			
Voile IVa ($b=15\text{cm}$; $ht=6,12\text{m}$)				Voile IVb ($b=15\text{cm}$; $ht=2,55\text{m}$)			
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vert)	80HA8 8HA10	80HA8 8HA10	80HA8 8HA10	A(vert)	26HA8 8HA10	26HA8 8HA10	26HA8 8HA10
AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj/ml	10HA6	10HA6	10HA6	Auj/ml	—	—	—
At				At			

Voile VII-a ($b = 15\text{cm}$; $ht = 3,32\text{m}$)				Voile A ₁ ($b = 15\text{cm}$; $ht = 5,67\text{m}$)			
	Niveau I	Niv II	Niv. III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vent)	38HA8 8HA10	38HA8 8HA10	38HA8 8HA10	A(vent)	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
A _{vj} /ml	—	—	—	A _{vj} /ml	—	—	—
A _t				A _t			
Voile A ₂ ($b = 15\text{cm}$; $ht = 3,41\text{m}$)				Voile B ₁ ($b = 15\text{cm}$; $ht = 7,07\text{m}$)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vent)	40HA8 8HA10	40HA8 8HA10	40HA8 8HA10	A(vent)	94HA8 8HA10	94HA8 8HA10	94HA8 8HA10
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	10HA6	10HA6	10HA6
A _{vj} /ml	—	—	—	A _{vj} /ml	6HA6	6HA6	6HA6
A _t				A _t			
Voile B ₂ ($b = 15\text{cm}$, $ht = 4,96\text{m}$)				Voile C ₁ ($b = 15\text{cm}$; $ht = 10,16\text{m}$)			
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
A(vent)	62HA8 8HA10	62HA8 8HA10	62HA8 8HA10	A(vent)	8HA14 32HA10 41HA8	8HA14 32HA10 41HA8	8HA14 32HA10 41HA8
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8
A _{vj} /ml	—	—	—	A _{vj} /ml	6HA8	6HA8	6HA8
A _t				A _t			

Voile C ₂ (b = 15cm, ht = 5,67m)				Voile E ₂ (b = 20cm, ht = 4,31m)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
Avert	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10	Avert	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10	74HA8 8HA10
An/ml	8HA6	8HA6	8HA6	An/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Auj/ml	—	—	—	Auj/ml	/	/	/
At				At			

Voile F ₃ (b = 20cm, ht = 5,37m)				Voile G ₃ (b = 20cm, ht = 3,47m)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SPC	SPC	SPC
Avert	96HA8 8HA10	96HA8 8HA10	96HA8 8HA10	Avert	58HA8 8HA10	58HA8 8HA10	58HA8 8HA10
An/ml	10HA8	10HA8	10HA8	An/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Auj/ml	8HA6	8HA6	8HA6	Auj/ml	—	—	—
At				At			

- Voiles à 1 file d'ouverture.

Voile II _b : TRI (b = 15cm, ht = 0,30m)				Voile III _b : TRII (b = 15cm, ht = 2,65m)			
	SET	SET	SET		S.P.C	S.P.C	SPC
Avert	8HA14	8HA10	8HA8	Avert	28HA8 8HA10	28HA8 8HA10	28HA8 8HA10
An/ml	8HA6	8HA6	8HA6	An/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj	—	—	—	Auj	8HA5	8HA5	8HA5
At				At			

Voile Ia TRI ($b=15\text{cm}$, $ht=2,11\text{m}$)				Voile Ia TRI ($b=15\text{cm}$, $ht=0,89\text{m}$)			
	NiVI	NiVII	NiVIII		NiVI	NiVII	NiVIII
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SET	SET	SET
Avent	20HAB 8HA10	20HAB 8HA10	20HAB 8HA10	Avent	8HA14	8HA10	8HA8
AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj/ml	8HA6	8HA6	8HA6	Auj	—	—	—
At							

Voile III b TRI ($b=15$, $ht=0,30$)				Voile III b ($b=15\text{cm}$, $ht=2,65\text{m}$) TRI			
N	NiVI	NiVII	NiVIII		NiVI	NiVII	NiVIII
Nature	SET	SET	SET	Nature	SPC	SPC	SPC
Avent	8HA14	8HA10	8HA8	Avent	28HA8 8HA10	28HA8 8HA10	28HA8 8HA10
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj/ml	—	—	—	Auj/ml	8HA5	8HA5	8HA5
At				At			

Voile E ₁ TRI ($b=20\text{cm}$, $ht=3,75\text{m}$)				Voile E ₁ TRI ($b=20\text{cm}$, $ht=0,4\text{m}$)			
	NiVI	NiVII	NiVIII		NiVI	NiVII	NiVIII
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SET	SET	SET
Avent	62HA8 8HA10	62HA8 8HA10	62HA8 8HA10	Avent	8HA10	8HA10	8HA10
AH/ml	10HA8	10HA8	10HA8	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
Auj/ml	8HA5	8HA5	8HA5	Auj/ml	—	—	—
At				At			

Voile <u>IV</u> TRI (b = 15cm, ht = 35cm)				Voile <u>V</u> TRI (b = 15cm; ht = 485cm)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SET	SET	SET	Nature	SPC	SPC	SPC
Avent	8HA14	8HA10	8HA8	Avent	8HA14 12HA8 38HA8	8HA14 12HA8 38HA8	8HA14 12HA8 38HA8
Att/ml	8HA6	8HA6	8HA6	Att/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Avg/ml	-	-	-	Avg/ml	6HA8	6HA8	6HA8
At				At			

Voile <u>VI</u> TRI. III (b = 15cm, ht = 270)				Voile <u>VII</u> TRI (b = 15cm, ht = 45cm)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SET	SET	SET	Nature	SEC	SEC	SEC
Avent	14HA14 28HA14	14HA10 28HA10	8HA10 6HA8 28HA8	Avent	12HA6	12HA6	12HA6
Att/ml	10HA8	8HA8	8HA8	Att/ml	10HA6	10HA6	10HA6
Avg/ml	8HA10	10HA8	8HA8	Avg/ml	-	-	-
At				At			

Tableau récapitulatif des axes de voiles (BAËL R.P.A)

Voile E3 TRI (b = 20cm ; ht = 438cm)				Voile E3 TRII (b = 20cm ; ht = 237cm)			
	Niveau I	Niveau II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SET	SET	SPC
Avert	8HA16 12HA10 34HA10	8HA16 12HA10 34HA10	8HA16 12HA10 34HA10	Avert	8HA16 2HA12 20HA12	8HA12 2HA10 20HA10	8HA12 2HA10 20HA10
AH/ml	10HA8	10HA8	10HA8	AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Auj/ml	8HA8	8HA8	8HA8	Auj/ml	6HA6	6HA6	6HA6
At				At			
Voile IV TRI (b = 15cm ; ht = 35cm)				Voile IV TRII (b = 15cm ; ht = 485cm)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SET	SET	SET	Nature	SPC	SPC	SPC
Avert	12HA14	12HA10	12HA8	Avert	8HA16 12HA10 38HA10	8HA16 12HA10 38HA10	8HA16 12HA10 38HA10
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8
Auj/ml	-	-	-	Auj/ml	6HA8	6HA8	6HA8
At				At			
Voile V TRI; TRII (b = 15cm ; ht = 270cm)				Voile V TRII (b = 15cm ; ht = 45cm)			
	Niv I	Niv II	Niv III		Niv I	Niv II	Niv III
Nature	SET	SET	SET	Nature	SPC	SPC	SPC
Avert	8HA20 44HA14	8HA14 44HA10	8HA10 44HA8	Avert	12HA6	12HA6	12HA6
AH/ml	10HA8	8HA8	8HA8	AH/ml	10HA6	10HA6	10HA6
Auj/ml	8HA10	10HA8	8HA8	Auj/ml	-	-	-
At				At			

Voile C ₁ (b = 15cm ht = 10,16m)				Voile <u>IV</u> b TRI (b = 15cm ht = 30cm)			
	NIV I	NIV II	NIV III		NIV I	NIV II	NIV III
Nature	SPC	SPC	SPC	Nature	SET	SET	SET
Avent	8HA10 32HA10 41HA10	8HA10 32HA10 41HA10	8HA10 32HA10 41HA10	Avent	10HA14	10HA14	10HA14
AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
AUj/ml	6HA8	6HA8	6HA8	AUj/ml	-	-	-
Voile <u>Va</u> TR2 (b = ht =)				Voile <u>VII</u> b TRI (b = 15cm; ht = 30cm)			
	NIV I	NIV II	NIV III		NIV I	NIV II	NIV III
Nature	SET	SET	SET	Nature	SET	SET	SET
Avent	12HA14	12HA10	12HA8	Avent	10HA14	10HA14	10HA14
AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6	AH/ml	8HA6	8HA6	8HA6
AUj/ml	-	-	-	AUj/ml	-	-	-
Voile F ₇ TRII (b = 20cm ht = 100cm)							
	NIV I	NIV II	NIV III				
Nature	SPC	SPC	SPC				
Avent	14HA12	14HA12	14HA12				
AH/ml	8HA8	8HA8	8HA8				
AUj/ml	-	-	-				

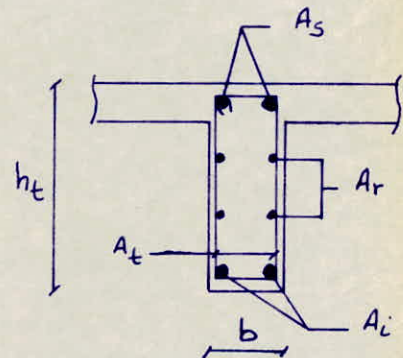
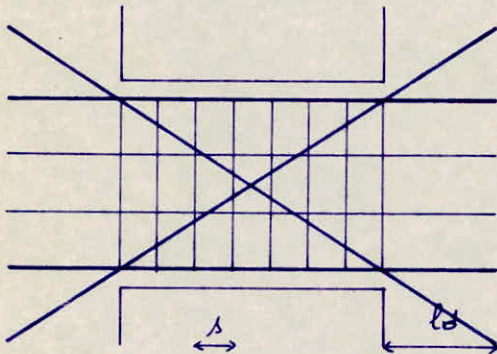
Remarque: Les Voiles qui ne figurent pas dans les tableaux précédents (étude suivant le BAEL 80-RPA) ont le même ferrailage et les mêmes dispositions d'armatures que les Voiles figurant dans les tableaux (étude suivant CC BA 68-RPA)

6/ ETUDE ET FERRAILLAGE DES LINTEAUX :

sous l'action de M et T les linteaux seront calculés en flexion simple comme des poutres encastrées à leurs extrémités. ils doivent être capable de reprendre les moments fléchissant et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation et au séisme.

Il convient cependant de tenir compte du fait que les actions horizontales (séisme) pouvant alterner, les moments fléchissants dans les linteaux peuvent alors changer de sens, il sera donc procédé à un ferrailage symétrique de la section transversale.

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux comme indiqué ci dessous



pourcentage minimum d'armatures:

$$A_s; A_i \geq 0,0015 b \cdot h_t$$

$$A_r \geq 0,0020 b \cdot h_t$$

$$A_t \geq 0,0025 b \cdot s$$

$$A_x \geq 0,0015 h_t \cdot b$$

$$\text{si } \tau_b \geq 0,06 \sqrt{f_{28}}$$

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi$$

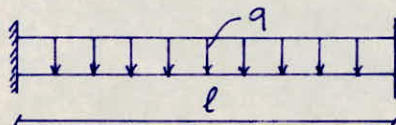
$$s \leq \frac{h_t}{4}$$

Ferrailage du linteau du voile E₃ : (C.C.B.A).

$$b = 20 \text{ cm} ; h_t = 70 \text{ cm} ; l = 80 \text{ cm}$$

$$\pi = 26,8 \text{ t (voir chapitre étude des voiles)}$$

Schema statique :



charges : charges permanentes :

Largeur du plancher revenant au linteau: $\frac{2,975 + 3,55}{2} + 0,20 = 3,46 \text{ m}$

d'où $q' = 3,46 \cdot 0,63 =$

• retombeé: $q'' = (0,70 - 0,16) \cdot 0,20 \cdot 2,5$

$\rightarrow q = q' + q'' = 2,43 \text{ t/ml}$

• surcharges d'exploitation:

$$q_e = \frac{2,975}{2} \cdot 0,3 + \left(\frac{3,55}{2} + 0,20\right) \cdot 0,175 = 0,792 \text{ t/ml}$$

calcul des efforts:

$$T_g = q \cdot \frac{l}{2} = 0,972 \text{ t}$$

$$T_{q_e} = q_e \cdot \frac{l}{2} = 0,316 \text{ t}$$

$$T_E = 1,4 T_g = 37,5 \text{ t (effort sismique)}$$

d'où: $T = 38,788 \text{ t}$

$$M = T \cdot \frac{l}{2} = 15,515 \text{ tm}$$

calcul des Aciers Longitudinaux supérieurs et inférieurs

$$d = 3 \text{ cm}; h = 67 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15 \text{ M}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot (h^2)} = \frac{15 \cdot 15,515 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot (67)^2} = 0,0617 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8971 \\ k = 33,6 \\ \alpha = 0,3086 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 125 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 6,15 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = A_i = 4 \text{ HA14} = 6,15 \text{ cm}^2$$

Limite imposée par les conditions de fissuration du béton:

cette limite est la plus grande des valeurs σ_1 ou σ_2 définies par les relations suivantes:

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,15}{2 \cdot 3 \cdot 20} = 0,051$$

$$\sigma_1 = \frac{15 \cdot 10^6}{14} \cdot 1,6 \cdot \frac{0,051}{1 + 0,051} = 5790 \text{ bar}$$

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

d'où $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} \rightarrow$ la condition de non fissuration est vérifiée.

Condition de non fragilité: (art. 52. du c.c.B.A 68)

$$\frac{A}{bh} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{ht}{h}\right)^2 = 0,57 \cdot \frac{(155,9)}{4200} \left(\frac{70}{67}\right)^2 = 0,0012$$

$$\frac{A}{bh} = 0,005 > 0,0012 \rightarrow \text{vérifiée}$$

Verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{38,788 \cdot 10^3}{20 \cdot 0,875 \cdot 67} = 33 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\tau}_b \text{ verifié}$$

Armatures de repartition :

$$A_r \geq 0,002 b h_t = 2,68 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ HA } 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Longueur d'ancrage :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = 86,75 \text{ cm} \rightarrow l_d = 90 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{T}{z \cdot \sigma_{at}} = \frac{38788}{z \cdot 2200} = 0,300; \text{ on prendra } (1 \text{ cadre} + 2 \text{ étriers}) \phi_8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

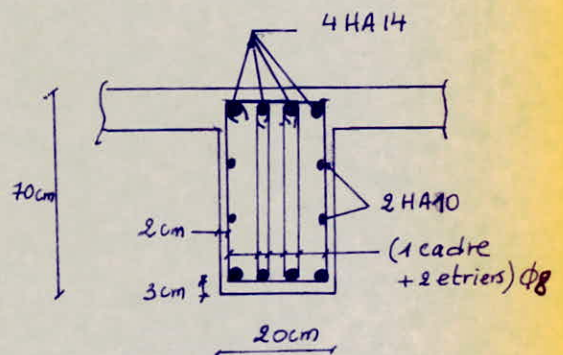
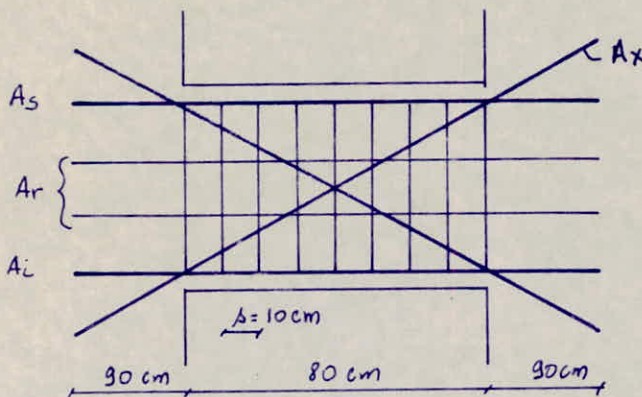
$S = 10 \text{ cm} < h_t/4$

Armatures sous les angles : A_x

$\tau_b > 0,06 \sigma_{28} \rightarrow$ donc les aciers supplémentaires aux angles sont nécessaires.
on prendra $2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

Remarque : tous les pourcentages d'armatures sont vérifiés.

à partir du niveau III (16,80 m) les armatures A_x , ne sont pas nécessaires.



Ferraillage des linteaux du voile VI : (C.C. BA 68)

Les 2 linteaux sont identiques et ont pour dimensions :

$$b = 15 \text{ cm} ; l = 90 \text{ cm} ; h_t = 70 \text{ cm}$$

$$\pi = 45,6 \text{ t}$$

Charges : charges permanentes : $q = 1,2 \text{ t/ml}$.

surcharges : $q_e = 0,28 \text{ t/ml}$.

D'où les efforts : $T = 54,46 T$
 $M = 24,51 tm$.

Armatures Longitudinales supérieures et inférieures

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,13 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9603 \\ k = 20,8 \\ \alpha = 0,4190 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 201,9 < \bar{\sigma}_b = 247,5 \text{ kg/cm}^2 \longrightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 9,07 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{on prendra } A_s = A_i = 6 \text{ HA}14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

Contraintes de non fissuration

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \bar{w}_f = \frac{9,23}{2,3 \cdot 15} = 0,103$$

$\rightarrow \sigma_1 = 8679 \text{ bar} \rightarrow \max(\sigma_1, \sigma_2) > \sigma_{en} \rightarrow \text{verifié}$.

condition de non fragilité :

$$\frac{A}{bh} = 0,009 > 0,0012 \text{ verifié}$$

Armatures de repartition

$$A_r \geq 0,002 bh_t = 2,1 \text{ cm}^2 \longrightarrow 6 \text{ HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2$$

longueur d'ancrage :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = 90 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{T}{3 \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 0,4 \quad \text{on prendra : } 1 \text{ (cadre + étrier)} \phi 8$$

$t = 5 \text{ cm}$.

verification du cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot s} = 54,13 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\tau}_b$$

vu que la contrainte de cisaillement est supérieure à la contrainte admissible il est nécessaire de vérifier les aciers au cisaillement c'est à dire vérifier est ce que les aciers pourront reprendre l'effort total après la fissuration du beton.

$$\tau = \frac{T}{A_{\text{cisailée}}} \quad \text{on vérifiera la section d'encastrement}$$

$$\tau = \frac{54,46}{2(9,23)} = 2950 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en} \text{ verifiée}$$

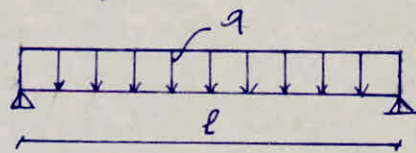
Aciers dans les angles : Ax

$$\text{on prendra } 2 \text{ HA}12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

Remarque: tous les pourcentages d'armatures ainsi que l'espacement sont vérifiés.

Ferraillage du linteau du voile c : (C.C.B.A. 68)

Une étude préliminaire a été faite juste après la détermination des efforts sismiques sur les voiles. Le résultat, de cette-ci, qui a été effectuée sur le voile c, a montré que le linteau de ce dernier ne résistera pas aux efforts sismiques. De là, on a préconisé une solution qui consiste à "couper" le voile c en 2 voiles pleins c_1 et c_2 . Du fait de la chute de l'inertie occasionnée par cette solution, nous avons refait le calcul de centre de torsion et la répartition des efforts ... etc.. Ce linteau sera calculé comme une poutre simplement appuyée en flexion simple sous l'effet des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Néanmoins on envisagera des moments d'encastrement forfaitaires ($M_e = 0,15 M_0$) qui nous permettront de réaliser un chaînage qui reprendra d'une part les moments parasites inévitables et d'autre part dissipera une partie de l'énergie sismique avant fissuration.



$$h_t = 0,63 \text{ m}$$
$$l = 1 \text{ m.}$$

charges:

- charges permanentes: $q = 1,511 \text{ t/ml}$
- surcharges d'exploitation: $q_e = 0,558 \text{ t/ml}$

calcul des efforts:

ce linteau sera calculé sous la combinaison du 1^{er} genre: $q + 1,2 q_e = q$.

$$T_g = q \frac{l}{2} = 0,756 \text{ t}$$

$$M_g = q \frac{l^2}{8} = 0,189 \text{ tm}$$

$$T_{q_e} = q_e \frac{l}{2} = 0,279 \text{ t}$$

$$M_{q_e} = q_e \frac{l^2}{8} = 0,070 \text{ tm.}$$

$$\text{Donc } T = T_g + 1,2 T_{q_e} = 1,091 \text{ t}$$

$$M = M_g + 1,2 M_{q_e} = 0,273 \text{ tm.}$$

calcul des aciers longitudinaux

$$\mu = \frac{15 \text{ m}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,002 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} E = 0,9792 \\ k = 225 \\ \alpha = 0,0625 \end{cases}$$

$$h = 57 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 12,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A = \frac{\mu}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{0,273 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9792 \cdot 57} = 0,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ HA } 8 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cm}^2$$

contrainte de non fissuration du beton

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 8,7}{8}} = 3951 \text{ kg/cm}^2$$

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

condition de non fragilité:

$$A \geq b h \frac{1}{4} \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h}\right)^2 = 1,18 \text{ cm}^2 > 1 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } 3 \text{ HA } 8 = 1,50 \text{ cm}^2 = A$$

verification au cisaillement

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

calcul des chapeaux:

Les moments d'encastrement forfaitaires étant très faibles, on adoptera pour les chapeaux $3 \text{ HA } 6 = 0,85 \text{ cm}^2$

Remarque: on laissera filer $3 \text{ HA } 6$ comme armatures constructives et c'est elles qui constitueront les chapeaux.

Armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{sans reprise de bétonnage}$$

$$\rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}'_b} = 0,97 > \frac{2}{3}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,97 \cdot 2200 = 2134 \text{ kg/cm}^2$$

espacement admissible:

$$\bar{E} = \max \begin{cases} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) = 57 \left(1 - 0,3 \cdot \frac{1,5}{9,9}\right) = 52,7 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2h = 0,2(57) = 11,4 \text{ cm} \end{cases}$$

verification des espacements :

on choisit 1 (cadre + epingle) $\phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$.

$$\frac{At}{t} \geq \frac{T}{3 \cdot \bar{\sigma}_{at}} \rightarrow t \leq \frac{0,85 \cdot 0,875 \cdot 57 \cdot 2134}{1091} = 83 \text{ cm}$$

on prendra $t = 45 \text{ cm}$.

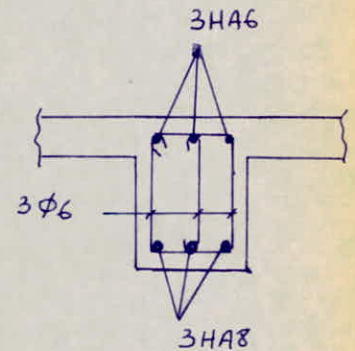
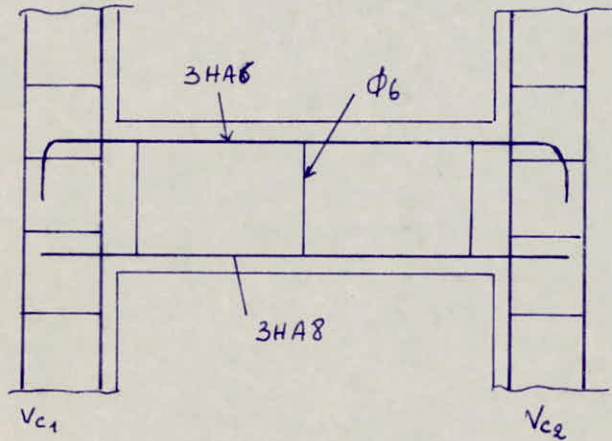
verification des contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,5}{15 \cdot 57} = 0,176 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9317 \\ k = 58,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{0,273 \cdot 10^5}{1,5 \cdot 0,9317 \cdot 57} = 508 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes sont verifiées



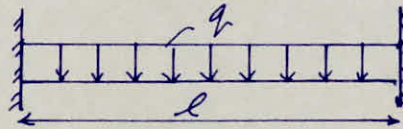
7) Ferraillage des linteaux suivant le B.A.E.1

Le calcul des linteaux se fera à l'état limite ultime (situation accidentelle). sous l'action de M et de T , les linteaux seront sollicités en flexion simple. Les sollicitations de calcul résultent de la combinaison donnée précédemment.

Ferraillage du linteau du Voile F3: (B.A.E.L)

$$b = 20 \text{ cm} ; h_t = 70 \text{ cm} ; l = 80 \text{ cm} , \pi = 26,87$$

Schema Statique:



Calcul des efforts:

$$T_g = 0,972 \text{ t} , T_{gc} = 0,316 \text{ t} , T_E = 37,5 \text{ t}$$

$$D'ou T = T_g + T_{gc} + T_E = 38,788 \text{ t} ; M = T \cdot \frac{l}{2} = 15,515 \text{ tm}$$

Calcul des aciers longitudinaux supérieurs et inférieurs

$$d' = 3 \text{ cm} ; h = 67 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} \cdot b \cdot h^2} = \frac{0,1554 \cdot 10^6}{19,48 \cdot 20 \cdot (67)^2} = 0,094 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\mu = 0,094 < \mu_p = 0,379 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1236 \\ \beta = 0,951 \end{cases} \rightarrow A = \frac{M}{\beta \cdot h \cdot \sigma_s} = \frac{0,1554 \cdot 10^6}{0,951 \cdot 67 \cdot 400} = 6,10 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = A_i = 4HA14 = 6,15 \text{ cm}^2$$

- Etat limite d'ouverture des fissures art B 63 P 161

les conditions habituelles des locaux des constructions courantes permettent de ne pas effectuer la vérification d'état limite d'ouverture des fissures.

- Condition de non fragilité art B.6.4

les armatures longitudinales de traction doivent présenter une section au moins égale à 0,001

$$\frac{A}{bh} = \frac{6,15}{20 \cdot 67} \approx 0,005 > 0,001 \text{ Vérifier}$$

- vérification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{0,388 \cdot 10^6}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 67} = 303,00 \text{ N/cm}^2 \approx 3,1 \text{ MPa} \approx \bar{\tau}_b = 0,2 f_{ctk} = 3 \text{ MPa}$$

- Armature transversales

$$A_t = b \cdot s_t \cdot \frac{\tau_u - 0,5 k}{0,8 \cdot f_c} \quad \text{avec } k=1 \text{ flexion simple (Pas de reprise de bétonnage)}$$

$$\frac{A_t}{s_t} = 20 \cdot \frac{3 - 0,5}{0,8 \cdot 215} = 0,29 \quad \text{on prendra (1 cadre + 2 étriers } \phi 8) = 3,01 \text{ cm}^2$$

avec $s_t = 10 \text{ cm} < h_t/4$

Remarque : on obtient les mêmes sections d'acier que pour l'étude avec le C.C.BA

Ferraillage des linteaux du Voile VI (B.A.E.L)

$$b = 15 \text{ cm} ; l = 90 \text{ cm} , h_t = 70 \text{ cm} ; \pi = 45,6 \text{ t.}$$

$$\text{efforts de calcul : } T = 54,46 \text{ t} , M = 24,51 \text{ tm}$$

Armatures longitudinales supérieures et inférieures.

$$\mu = \frac{0,245 \cdot 10^6}{18,48 \cdot 15 \cdot (67)^2} = 0,197 > 0,186 \text{ Pivot}$$

$$\mu = 0,197 < \mu_R = 0,379 \rightarrow A' = 0$$

$$\mu \rightarrow \alpha = 0,2785$$

$$B = 0,989 \rightarrow A = \frac{0,2451 \cdot 10^6}{0,989 \cdot 67 \cdot 400} = 9,02 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prendra } A_s = A_i = 6 \text{ HA } 14 = 9,23 \text{ cm}^2$$

État limite d'ouverture des fissures Art B.63
la vérification n'est pas nécessaire.

- Condition de non fragilité art B.64

$$\frac{A}{bh} = \frac{9,23}{15 \cdot 67} = 0,009 > 0,001 \text{ Vérifier}$$

- Armatures transversales

$$\frac{A_t}{s_t} = b \cdot \frac{\tau_u - 0,5}{0,8 \cdot f_c} = \frac{15 \cdot 6,2 - 0,5}{0,8 \cdot 215} = 0,49 ; \text{ on prendra (1 cadre + étrier } \phi 8) t = 5 \text{ cm}$$

verification au cisaillement

$$\tau_u = \frac{T}{b_s} = \frac{0,5446 \cdot 10^6}{15,7 \cdot 67} = 619,3 \text{ N/cm}^2 = 6,2 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$$

nous gardons la même solution que précédemment

$$\tau_u = \frac{T}{A_{cis}} = \frac{0,5446 \cdot 10^6}{2 \cdot (9,23)} = 295 \text{ MPa} < \bar{\tau}_s = 400 \text{ MPa} \text{ vérifié.}$$

Remarque: on obtient les mêmes sections d'acier (BAEL-CCBA)

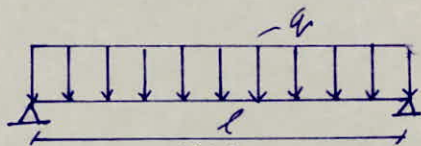
Ferraillage du linteau du voile c (BAEL)

Pour les mêmes raisons citées précédemment, nous calculerons ce linteau à l'état limite ultime de résistance sous la combinaison suivante

$$1,35G + 1,5Q$$

Schema statique:

$$h_t = 0,63 \text{ m}, l = 1 \text{ m}$$



$$\text{efforts de calcul: } T_g = 0,756t \quad ; \quad M_{og} = 0,189 \text{ tm} \\ T_q = 0,279t \quad ; \quad M_{oq} = 0,070 \text{ tm}$$

$$T_u = 1,35 T_g + 1,5 T_q = 1,439t \approx 0,144 \text{ MN}$$

$$M_u = 1,35 M_{og} + 1,5 M_{oq} = 0,36 \text{ tm} = 0,36 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

$$M_{scr} = M_{og} + M_{oq} = 0,259 \text{ tm} = 0,26 \cdot 10^{-2} \text{ MNm}$$

calcul des aciers longitudinaux

$$\mu = \frac{M_u}{f_{cb} b d^2} = \frac{0,36 \cdot 10^4}{18,48 \cdot 15 \cdot (57)^2} = 0,004 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\mu < \mu_2 = 0,379 \rightarrow A' = 0. \quad \mu \rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,0050 \\ \beta = 0,998 \end{cases}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_s} = \frac{0,36 \cdot 10^4}{0,998 \cdot 18,48 \cdot 57 \cdot 400} = 0,158 \text{ cm}^2 \text{ on prendra } 2 \text{ HA8} = 1 \text{ cm}^2$$

- état limite d'ouverture des fissures Art B.63
la vérification n'est pas nécessaire.
- Condition de non fragilité Art B.64.

$$A/bh = \frac{1}{15,63} = 0,001 \text{ On prendra } 3 \text{ HA8 } (1,50 \text{ cm}^2)$$

Verification au cisaillement: Art 5.11.

$$\tau_u = \frac{0,1439 \cdot 10^6}{15,57} = 168,3 \text{ N/cm}^2 = 1,68 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u =$$

$$\text{avec } \bar{\tau}_u = \min \{ 0,13 f_{c28}, 4 \text{ MPa} \} = 3,25 \text{ MPa}$$

- calcul des Armatures transversales

on choisira 1 (cadre + e/ingls) $\phi_6 = 0,85 \text{ cm}^2$

$$\frac{A_t}{b \cdot s_t} \geq \frac{\tau_u - 0,5 b}{0,18 \cdot f_c} \rightarrow s_t \leq \frac{0,18 f_c A_t}{b (\tau_u - 0,5)} = 8,260 \text{ cm}$$

$$\bar{s}_t = \min (0,9 d, 40 \text{ cm}) = \min (56,7 \text{ cm}, 40 \text{ cm})$$

$\bar{s}_t = 40 \text{ cm}$ on prendra $s_t = 8,0 \text{ cm}$.

Remarque: les mêmes sections d'aciers sont obtenues avec les deux regles CCBA. BAEL sauf l'espacement des courb d'armatures qui differeent (BAEL $s_t = 8,0 \text{ cm}$; CCBA $t = 45 \text{ cm}$) le ferrailage des linteaux suivant (CCBA 68 - RPA 81) est donne sous forme de tableau:

CHAPITRE 6

CALUL DES ELEMENTS

1/ FERRAILLAGE DES PLANCHERS (C.C.B.A. 68)

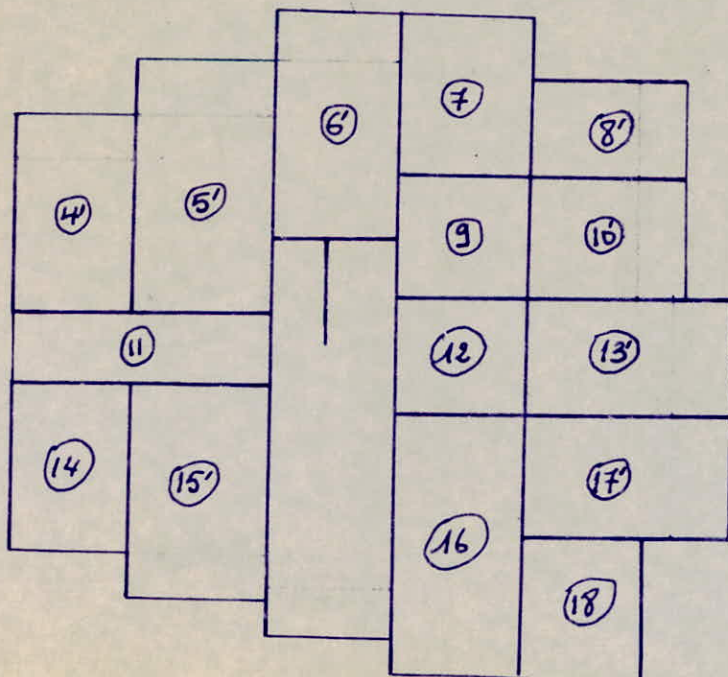
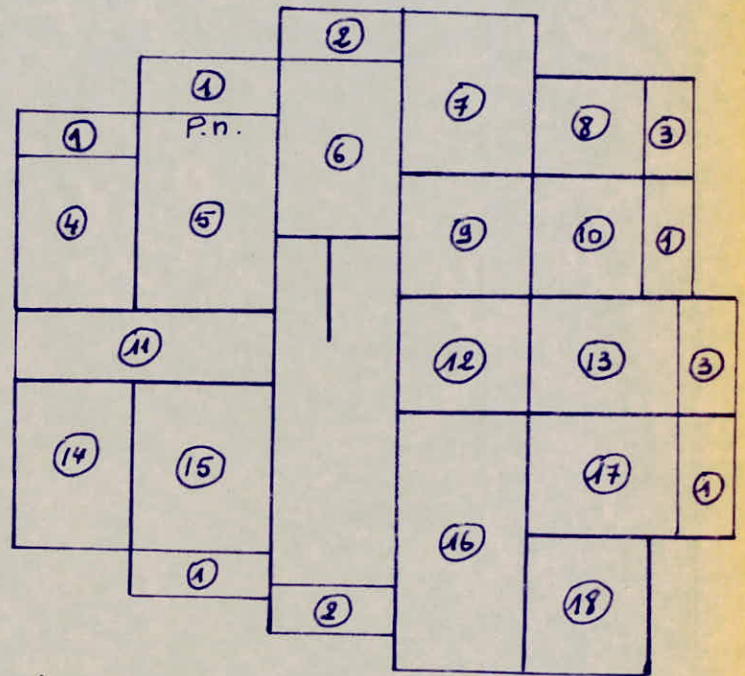
vu notre bâtiment qui est très rigide (ossature à voiles) le plancher adopté est celui des dalles pleines. Ce dernier présente une grande rigidité par rapport à celui du plancher à fourdis.

nous avons deux types de planchers qui diffèrent par les charges qui les sollicitent.

Dalles des planchers
étage courant et Rez
de chaussée.

P.n: poutre noyée.

$$q = 0,84 \text{ t/ml.}$$



Dalles du plancher
Terrasse.

$$q = 0,83 \text{ t/ml}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

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

$$q a^2 = 42,248 \text{ tm}$$

$$q b^2 = 12,053 \text{ tm}$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h_x = h_t - d = 14,5 \text{ cm}$$

$$h_y = 13,5 \text{ cm}$$

	w_s	w_{bs}	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yas}	M_{yvs}	M_{yva}
$\delta = 1,87$	0,0028	0,0033	0,0028	-0,0167	0,040	0,045	-0,0820	-0,0845
F.m	$q a^4 / E h^3$	$q a^4 / E h^3$	$q a^2$	$q a^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$	$q b^2$
M	-	-	0,118	-0,706	0,482	0,542	-0,988	-1,018
μ	-	-	0,0030	0,0180	0,0142	0,0159	0,0290	0,0299
E	-	-	0,9749	0,9408	0,9471	0,9442	0,9265	0,9254
A	-	-	0,30	1,85	1,35	1,52	2,82	2,91

$$A_{xt} = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{xa} = 1,85 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{yt} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{ya} = 2,91 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

choix des aciers et des ecartements :

$$A_{xa} = A_{ya} = 6 \text{ HA8} / \text{ml} = 3,01 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_{xt} = 4 \text{ HA6} / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 6 \text{ HA6} / \text{ml} = 1,70 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

verification de la condition de non fragilité :

suivant le sens x :

$$A_{0x} = 0,30 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 0,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{2x} = b \cdot h_x \cdot 0,69 \cdot \frac{2-\rho}{2} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 1,03 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\rho = 0,53)$$

$$A_{xt} = \max [A_{0x} ; \min (A_{1x} ; A_{2x})] = 0,36 \text{ cm}^2 < 1,13 \text{ cm}^2$$

→ le ferrillage precedent est suffisant.

pourcentage d'acier : $\frac{A_{xt}}{b h_0} = \frac{1,13}{100 \cdot 16} = 7,06 \cdot 10^{-4} > \frac{1,2}{\bar{\sigma}_{en} - 2800} = 6,25 \cdot 10^{-4}$

suivant le sens y :

$$A_{0y} = 1,52 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{2y} = b \cdot h_y \cdot 0,69 \cdot \frac{1+\rho}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{yt} = \max [A_{oy} ; \min (A_{iy} ; A_{zy})] = 1,52 \text{ cm}^2/\text{ml} < 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

→ Le ferrillage précédent est suffisant.

pourcentage d'acier: $\frac{A_{yt}}{b h_0} = \frac{1,70}{100 \cdot 16} = 0,001 > 6,25 \cdot 10^{-4}$ vérifié.

verification de la condition de non fissuration:

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b'} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 16 \cdot 5,8}{6}} \quad \begin{matrix} k = 1,5 \cdot 10^6 \\ \eta = 1,6 \end{matrix}$$

$$= 3656 \text{ bars}$$

$$\max (\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \quad \text{vérifiée}$$

verification des contraintes:

$$A_{xt} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{w} = 0,0779 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9528 \\ k = 91 \end{cases}$$

$$\rightarrow \sigma_a = \frac{0,118 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,9528 \cdot 14,5} = 756 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 8,3 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{yt} = 1,70 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot 1,70}{100 \cdot 13,5} = 0,1259 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9412 \\ k = 70 \end{cases}$$

$$\sigma_a = 2509 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = 35,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

verification au cisaillement:

$$T = q \frac{l}{2} = 0,93 \cdot \frac{6,74}{2} = 3,134 \text{ t} \quad \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{3134}{100 \cdot 0,875 \cdot 14,5} = 2,47 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \Rightarrow A_t = 0$$

verification de la fleche:

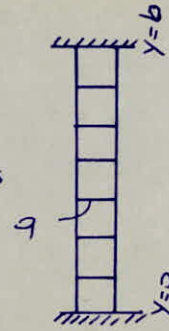
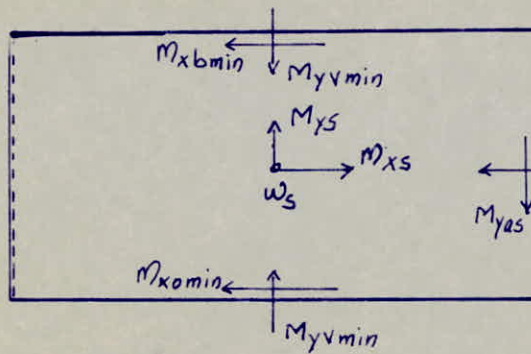
$$\bar{f} = \frac{l}{500} \quad (\text{art. 61,21 du c.c.B.A})$$

$$\bar{f} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \quad E = 1,3 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 0,0028 \frac{0,093 (674)^4}{1,3 \cdot 10^5 (16)^3} = 0,10 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_{bs} = 0,0033 \frac{0,093 (674)^4}{1,3 \cdot 10^5 (16)^3} = 0,12 \text{ cm} < \bar{f}$$

ferrailage de la dalle (16) du Rez de chaussée:

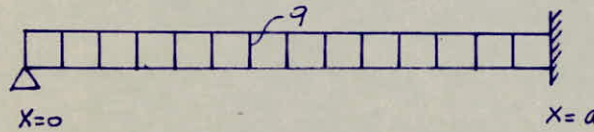


$$M_{xomin} = M_{xbmin}$$

$$M_{yvs} = \mu M_{xvs}$$

$$M_{xomin} = \mu M_{yvmin}$$

$$\mu = 0,15$$



$$a = 7,04 \text{ m}$$

$$b = 3,55 \text{ m}$$

$$\delta = 1,98$$

$$q = 0,84 \text{ t/ml} \quad ; \quad qa^2 = 41,632 \text{ tm} \quad ; \quad qb^2 = 10,587 \text{ tm}$$

	w_s	m_{xs}	m_{xvs}	m_{ys}	m_{yvmin}
$\delta = 1,98$	0,0019	0,0023	0,0144	0,0411	0,0846
F_m	$qa^4/4h^3$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
M	-	0,096	0,600	0,435	0,896
μ	-	0,0024	0,0153	0,0128	0,0263
E	-	0,9773	0,9453	0,9495	0,9296
A	-	0,24	1,56	1,21	2,55

on adoptera $A_{xa} = A_{ya} = 6HA_{8/m} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 16,5 \text{ cm}$.

$A_{xt} = 4HA_6 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 25 \text{ cm}$.

$A_{yt} = 5HA_6 = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 20 \text{ cm}$.

condition de non fragilité:

suivant le sens x :

$$A_{ox} = 0,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{ox} = 0,29 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2x} = 100 \cdot 14,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-95}{2} \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xt} = \max [A_{ox} ; \min (A_{1x} ; A_{2x})] = 0,29 \text{ cm}^2 < 1,13 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée}$$

pourcentage d'acier: $\frac{A_{xt}}{b \cdot h_0} = 7,06 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$.

Suivant le sens y :

$$A_{oy} = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{iy} = 1,2 A_{oy} = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ey} = 100 \cdot 13,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,5}{4} \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt} = \max [A_{oy} ; \min (A_{iy} ; A_{ey})] = 1,21 \text{ cm}^2/\text{ml} < 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifié}$$

pourcentage d'acier : $\frac{A_{yt}}{b \cdot h_0} = 8,8 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4}$ vérifié.

Condition de non fissuration :

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^5 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{6}} = 3656 \text{ bars}$$

$$\max (\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \text{ vérifié.}$$

verification des contraintes :

$$A_{xt} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{\omega} = 0,0779 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9528 \\ k = 91 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h_x} = 615 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 6,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{yt} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{yt}}{b \cdot h_y} = 0,1044 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9462 \\ k = 78 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{0,435 \cdot 10^5}{1,41 \cdot 0,9462 \cdot 13,5} = 2415 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

verification au cisaillement :

$$T = q \frac{l}{2} = 0,84 \cdot \frac{7,04}{2} = 2,957 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2957}{100 \cdot 0,875 \cdot 14,5} = 2,33 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

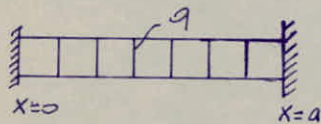
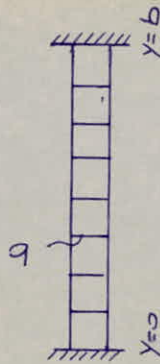
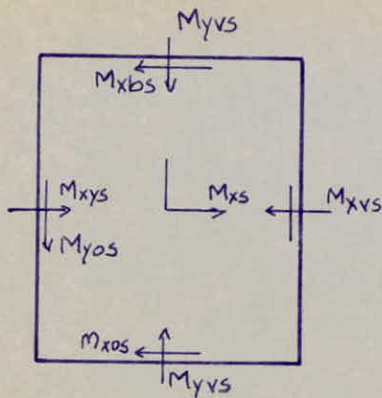
$$\rightarrow A_t = 0$$

verification de la flèche :

$$f_s = \omega_s \frac{q a^4}{E h^3} = 0,0019 \cdot \frac{0,084 \cdot (7,04)^4}{1,3 \cdot 10^5 \cdot (16)^3} = 0,07 \text{ cm} < \bar{f} = 0,72 \text{ cm}$$

vérifié.

ferraillage de la dalle (3) :



$$\mu = 0,15.$$

$$M_{xos} = M_{xbs}$$

$$M_{yos} = M_{yas}$$

$$M_{xos} = \mu \cdot M_{yvs}$$

$$M_{yos} = \mu \cdot M_{xvs}.$$

$$a = 3,55 \text{ m} \quad \left. \vphantom{a} \right\} \gamma = \frac{a}{b} = 0,99.$$

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

$$q = 0,93 \text{ t/ml}$$

$$qa^2 = 11,720 \text{ tm}$$

$$qb^2 = 12,053 \text{ tm}.$$

	w_s	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}
$\gamma = 0,99$	0,0152	0,0206	0,0523	0,0198	0,0508
F.m	$qa^4/4h^3$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
m	-	0,241	0,613	0,239	0,612
μ	-	0,0062	0,0156	0,007	0,0180
E	-	0,9642	0,9448	0,9621	0,9408
A	-	0,62	1,60	0,66	1,72.

on adoptera : $A_{xa} = A_{ya} = 6HA9 = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$t = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_{xt} = 4HA6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 4HA6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$t = 25 \text{ cm}.$$

Condition de non fragilité:

suivant l'axe x

$$A_{ox} = 0,62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ix} = 1,2 A_{ox} = 0,74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ex} = 100 \cdot 14,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,99}{2} \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xt} = \max [A_{ox}; \min (A_{ix}; A_{ex})] = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml} < 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Verifiée.

pourcentage d'acier:

$$\frac{A_{xt}}{b h_0} = 7,06 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4}.$$

Verifié

Suivant le sens y :

$$A_{oy} = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{iy} = 1,2 A_{oy} = 0,79 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ey} = 100 \cdot 13,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,99}{4} \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt} = \max [A_{oy}; \min (A_{iy}; A_{ey})] = 0,66 \text{ cm}^2/\text{ml} < 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fissuration :

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{6}} = 3725 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a \text{ vérifiée.}$$

Vérification des contraintes :

$$A_{xt} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \sigma_a = \frac{0,241 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,9528 \cdot 14,5} = 1544 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \sigma_a / k = 17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

$$A_{yt} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \sigma_a = \frac{0,239 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,9528 \cdot 13,5} = 1644 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = 18 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Vérification au cisaillement :

$$T = q \frac{l}{2} = 0,93 \cdot \frac{3,60}{2} = 1,674 \text{ t}$$

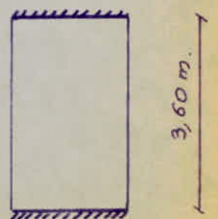
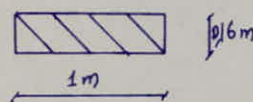
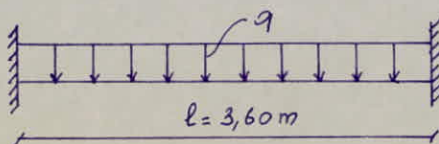
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = 1,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de la flèche :

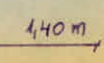
$$f_s = w_s \cdot q^4 / \epsilon \cdot h^3 = 0,04 \text{ cm}^2 < \bar{f} = 0,72 \text{ cm} \text{ vérifiée.}$$

ferrailage de la dalle ① de l'étage courant :

cette dalle se calculera comme une poutre encastree à ses extrémités, chargée uniformément (on prendra une bande de 1m).



$$q = 0,93 \text{ t/ml}$$

pour le calcul on tiendra compte d'un semi encastrement. 

moment en appui : $M_a = -q \frac{l^2}{20} = 0,642 \text{ tm.}$

moment en travée : $M_t = q \frac{l^2}{10} = 1,283 \text{ t.m.}$

effort tranchant : $T = q \frac{l}{2} = 1,782 \text{ t.}$

calcul des aciers

en travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0327 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9221 \\ k = 49,2 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{49,2} = 56,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{on adoptera } 7 \text{ HA } 8/\text{ml} = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$t = 14,5 \text{ cm.}$

on prendra comme armatures de repartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$t = 25 \text{ cm.}$

En appui :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 0,642 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot (14,5)^2} = 0,0164 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9432 \\ k = 73 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 38,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,68 \text{ cm}^2/\text{ml.} \quad \text{soit } 4 \text{ HA } 8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

condition de non fragilité :

• $A_{0x} = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 4,12 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{2x} = 100 \cdot 14,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,39}{2} \cdot \frac{5,9}{4200} = 4,13 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A = \max [A_{0x} ; \min (A_{1x} ; A_{2x})] = 3,43 \text{ cm}^2/\text{ml} < 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérifiée

pourcentage d'acier $\frac{A}{b h_0} = 0,002 > 6,25 \cdot 10^{-4}$ vérifié.

• $A_{0r} = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{1r} = 1,2 A_{0r} = 1,03 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_{2r} = 100 \cdot 13,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,39}{4} \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_r = \max [A_{0r} ; \min (A_{1r} ; A_{2r})] = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

donc le choix précédent est bon.

pourcentage d'acier : $\frac{A_r}{b h_0} = 7 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4}$ vérifié.

contraintes de non fissuration

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,8}{8}} = 3166 \text{ bar} = 3226 \text{ Kg/cm}^2$$

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

verification des contraintes

$$A = 3,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{w} = 0,2421 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9215 \\ K = 48,7 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{1,283 \cdot 10^5}{3,51 \cdot 0,9215 \cdot 14,5} = 2736 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Les contraintes sont vérifiées

verification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1,782 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,875 \cdot 14,5} = 1,4 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Verification de la fleche. (art. 61,22 du CCBA 68)

soit m_0 : moment isostatique

$$m_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,99 \cdot \frac{(3,6)^2}{8} = 1,604$$

m_t : moment en travée compte tenu des effets d'encastrements.

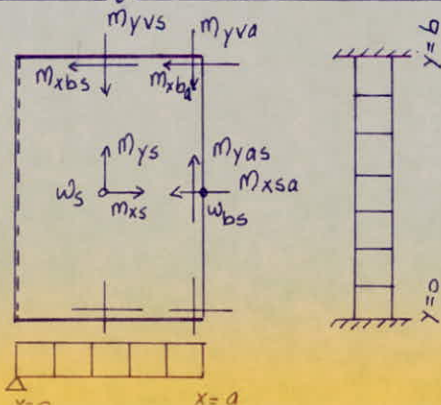
$$m_t = 1,283 \cdot 10^5 > 0,75 m_0$$

$$\textcircled{1} \frac{h_0}{l_x} = \frac{0,16}{3,6} = 0,044 > \frac{1}{20} \frac{m_t}{m_0} = 0,040$$

$$\textcircled{2} \bar{w}_0 = \frac{A}{b h_x} = \frac{3,51}{100 \cdot 14,5} = 0,0024 < \frac{20}{\sigma_{en}} = 0,0048$$

Les deux conditions sont vérifiées ; il est inutile de donner une justification de la fleche.

ferrailage de la dalle ① du REZ de CHAUSSEE :



$$\mu = 0,15$$

$$m_{xsa} = -\mu m_{yas}$$

$$m_{xos} = m_{xbs} = \mu m_{yvs}$$

$$m_{xoa} = m_{xba} = \mu m_{yva}$$

$$\left. \begin{matrix} a = 1,40 \text{ m} \\ b = 3,60 \text{ m} \end{matrix} \right\} \rightarrow \gamma = \frac{a}{b} = 0,39$$

$$q = 0,99 \text{ t/m} ; qa^2 = 1,940 \text{ t m} ; qb^2 = 12,830 \text{ t m}$$

	w_s	w_{bs}	m_{xs}	m_{ys}	m_{yas}	m_{yvs}	m_{yva}
$\delta = 0,39$	0,6378	1,056	0,0757	0,0178	0,0299	-0,0463	-0,0773
F.m	qa^4/Eh^3	$7a^4/Eh^3$	qa^2	qb^2	qb^2	qb^2	qb^2
m	-	-	0,147		0,384		-0,992
μ	-	-	0,0037		0,0113		0,0292
ϵ	-	-	0,9721		0,9524		0,9261
A	-	-	0,37		1,07		2,83

on adoptera :

$$A_{xa} = A_{ya} = 6 \text{ HA8/ml} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad t = 16,5 \text{ cm.}$$

$$A_{xt} = 4 \text{ HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad t = 25 \text{ cm.}$$

$$A_{yt} = 4 \text{ HA6} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad t = 25 \text{ cm.}$$

condition de non fragilité :

suivant le sens x :

$$A_{0x} = 0,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 0,44.$$

$$A_{2x} = 100 \cdot 14,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,39}{2} \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xt} = \max [A_{0x} ; \min(A_{1x} ; A_{2x})] = 0,44 \text{ cm}^2 < 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée}$$

pourcentage d'acier : $\frac{A_{xt}}{b h_0} = 7,06 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$

suivant le sens y :

$$A_{0y} = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 1,28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2y} = 100 \cdot 13,5 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,39}{4} \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt} = \max [A_{0y} ; \min(A_{1y} ; A_{2y})] = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml} < 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ vérifiée}$$

pourcentage d'acier : $\frac{A_{yt}}{b h_0} = 7,06 \cdot 10^{-4} > 6,25 \cdot 10^{-4} \text{ vérifié}$

contraintes de non fissuration :

$$\sigma_2 = 3226 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ vérifiée}$$

verification des contraintes

$$A_{xt} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot 1,13}{100 \cdot 14,5} = 0,0779 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9528. \\ k = 91 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{0,147 \cdot 10^5}{1,13 \cdot 0,9528 \cdot 14,5} = 942 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 10,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes sont vérifiées.

Vérification au cisaillement:

$$T = q \frac{l}{2} = 0,99 \cdot \frac{3,60}{2} = 1,782 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b_3} = 1,4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 6,8 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A_t = 0$$

Vérification de la flèche:

$$f = \frac{pl}{500} = \frac{3,60}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

$$f_s = w_s \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,6378 \cdot 0,099 \frac{(140)^4}{1,3 \cdot 10^5 (16)^3} = 0,05 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_{bs} = w_{bs} \frac{qa^4}{Eh^3} = 1,1056 \cdot \frac{qa^4}{Eh^3} = 0,08 \text{ cm} < \bar{f}$$

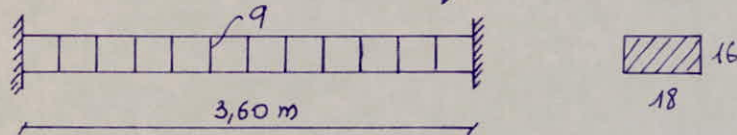
Les flèches sont vérifiées.

ETUDE de la poutre noyée:

nous étudierons la poutre noyée de la dalle (5) et nous ferronnerons de la même manière les autres:

La poutre noyée a les dimensions suivantes: $b = 18 \text{ cm}$

La poutre est soumise à une charge $q = 0,521 \text{ t/m}$.



on tiendra compte d'un semi-encastrement

$$M_t = ql^2/10 = \frac{0,521 \cdot (3,60)^2}{10} = 0,675 \text{ tm}$$

$$M_a = -ql^2/20 = -0,338 \text{ tm}$$

$$T = ql/2 = 0,521 \cdot \frac{3,6}{2} = 0,938 \text{ t}$$

Ferrailage:

. en travée:

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b(h^2)} = 0,0955 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8765 \\ k = 25,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 110 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = 1,90 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$$

• en appui :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b(h)^2} = 0,0478 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9081 \\ k = 33,4 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 2HA8 = 1 \text{ cm}^2$$

verification des contraintes :

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,26}{18 \cdot 14,5} = 0,866 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8680 \\ k = 22,9 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,675 \cdot 10^5}{2,26 \cdot 0,8680 \cdot 14,5} = 2373 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 104 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 18 \cdot 14,5 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,25 \text{ cm}^2 < 2,26 \text{ cm}^2$$

Verifié.

Condition de non fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \quad \bar{w}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot h} = \frac{2,26}{2 \cdot 18 \cdot 14,5} = 0,042$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot 1,6 \frac{0,042}{1 + 0,42} = 5915 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ vérifié.

verification au cisaillement :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{938}{18 \cdot 0,875 \cdot 14,5} = 4,1 \text{ kg/cm}^2$$

calcul de $\bar{\sigma}'_b$ à l'appui : $\bar{w} = \frac{100 \cdot 1}{18 \cdot 14,5} = 0,383 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9046 \\ k = 37,4 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{0,338 \cdot 10^5}{1 \cdot 0,9046 \cdot 14,5} = 2577 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 68,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} = 82,5 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 23,65 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

→ Les armatures obliques ne sont pas nécessaires.

Armatures transversales

$$R_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3} ; 1 - \frac{\tau_b}{9\sigma_b} = 0,923 \right\} \quad \text{Sans reprise de bétonnage.}$$

$$T_{at} = R_{at} \cdot \sigma_{en} = 0,923 \cdot 2200 = 2030,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$t \leq \frac{T_{at} \cdot z \cdot A_t}{T} \quad \text{on prendra } A_t = 1 \text{ cadre } \phi_6 = 0,56 \text{ cm}^2$$

$$t \leq \frac{2030,6 \cdot 0,875 \cdot 14,5 \cdot 0,56}{938} = 15,4 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\sigma_b} \right) = 11,48 \text{ cm}$$

$$\bar{E}_2 = 0,2h = 0,2 \cdot 14,5 = 2,9 \text{ cm}$$

on prendra un espacement de $t = 11 \text{ cm}$.

Conditions aux appuis :

$$T + \frac{M_a}{z} = 938 - \frac{0,338 \cdot 10^5}{0,875 \cdot 14,5} = -1726 \text{ kg}$$

La valeur de $(T + \frac{M_a}{z})$ étant négative, aucune vérification de la section des armatures inférieures à l'appui et de leur ancrage n'est nécessaire.

Dessin de ferrillage :

Les espacements seront déterminés par la série de caquot :

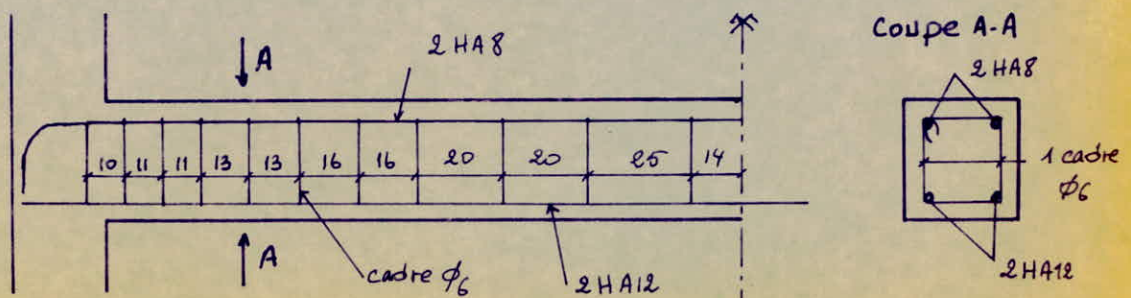
$$l/2 = \frac{3,6}{2} = 1,8$$

nombre théorique de répétition	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
" cumulé "	1,8	3,6	5,4	7,2	9
" arrondi cumulé "	2	4	5	7	9
" pratique de répétition "	2	2	3	2	2

$$t_0 = 11 \rightarrow \frac{t_0}{2} = 5,5 \quad \text{on prendra } \frac{t_0}{2} = 5$$

La série de caquot est la suivante :

1.(5) , 2.(11) , 2.(13) , 3.(16) , 2.(20) , 1.(25) . 14 .



2/ Ferraillage des dalles (BAEL 80)

nous avons utilisé la même méthode que celle exposée précédemment (BARES) pour le calcul avec les règles BAEL, cependant le calcul se fera à l'état limite ultime de résistance sous la combinaison suivante : $1,35G + 1,5Q$.

Ferraillage de la dalle 5'

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,24 \text{ t/m}$$

Contraintes de calcul: $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h_x = h_t - d = 14,5 \text{ cm}$$

$$h_y = 13,5 \text{ cm}$$

$$q_u a^2 = 56,33 \text{ tm}$$

$$q_u b^2 = 16,07 \text{ tm}$$

$$f_{ts} = \frac{1,1 \cdot f_e}{\gamma_s} = \frac{1,1 \cdot 400}{1,15} = 383 \text{ MPa}$$

$$\epsilon_s = 10\text{‰} \text{ (Précision Monchercher)}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\gamma_b \cdot b \cdot d^2} \xrightarrow{\text{table B}} \beta \rightarrow A = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot f_s}$$

$$M_{xt} = 0,158 \text{ tm} \rightarrow \mu_x = \frac{0,158 \cdot 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot (0,145)^2} = 0,005 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\beta = 0,998 \rightarrow A_{tx} = \frac{0,158 \cdot 10^4}{0,998 \cdot (14,5) \cdot (383)} = 0,29 \text{ cm}^2$$

$$M_{yt} = 0,643 \text{ tm} \rightarrow \mu_y = \frac{0,643 \cdot 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot (0,135)^2} = 0,025 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\beta = 0,987 \rightarrow A_{ty} = \frac{0,643 \cdot 10^4}{0,987 \cdot (13,5) \cdot (383)} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$M_{ax} = -0,941 \text{ tm} \rightarrow \mu_{ax} = \frac{0,941 \cdot 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot (0,145)^2} = 0,032 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\beta = 0,984 \rightarrow A_{ax} = \frac{0,941 \cdot 10^4}{0,984 \cdot (14,5) \cdot (383)} = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$M_{ay} = -1,358 \text{ tm} \rightarrow \mu_{ay} = \frac{1,358 \cdot 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot (0,135)^2} = 0,052 < 0,186 \text{ Pivot 1}$$

$$\beta = 0,973 \rightarrow A_{ay} = \frac{1,358 \cdot 10^4}{0,973 \cdot (13,5) \cdot (383)} = 2,51 \text{ cm}^2$$

choix des Aciers et des écartements

$$A_{xa} = A_{ya} = 6HA8/ml \quad (3,01 \text{ cm}^2/ml) \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_{xt} = 4HA6/ml \quad (1,13 \text{ cm}^2/ml) \quad t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 5HA6/ml \quad (1,41 \text{ cm}^2/ml) \quad t = 20 \text{ cm}$$

Verification de la condition de non fragilité Art A82.41

$$\text{acier FeE40} \rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$\rho_{x \min} = \rho_0 \frac{3 - \alpha}{2} \quad \text{avec } \alpha = l_x / l_y$$

$$\rho_{y \min} = \rho_0 \rightarrow \rho_{x \min} = 0,0008 \frac{(3 - 0,53)}{2} = 0,001$$
$$\rho_{y \min} = 0,0008$$

$$\rho_{tx} = \frac{1,13}{100 \cdot 14,5} = 0,0008 < \rho_{x \min} \quad \text{non verifier}$$

on augmente la section d'acier dans le sens x

$$A_{tx} = 1,70 \text{ cm}^2/ml \rightarrow 6HA6/ml \quad t = 16 \text{ cm}$$

$$\rho_{tx} = \frac{1,70}{100 \cdot 14,5} = 0,001 = \rho_{x \min} \quad \text{Verifier}$$

$$\rho_{ty} = \frac{1,41}{100 \cdot 13,5} = 0,001 > \rho_{y \min} \quad \text{verifier}$$

$$\rho_a = \frac{3,01}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > \rho_{x \min} \quad \text{verifier.}$$

- etat limite de compression du beton (Art A.52)

la contrainte de compression du beton ne doit pas exceder $0,6 f_{c28}$, cette regle tient compte du risque de fissuration parallele à la direction de l'effort de compression. Puisque A/bd est tres faible donc l'etat limite de service n'est pas preponderant on se dispense de cette verification.

- Verification à l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b_0 d \quad \text{avec } V_u = q_u l / 2 = \frac{1,24 \cdot 3,6}{2} = 2,23 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{2,23}{1 \cdot (0,145)} = 0,15 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

Verification de l'etat limite de deformation Art B653

$$\bar{f} = l/500 = \frac{3,60}{500} = 0,72 \text{ cm}$$

le module de deformation differencé : $E_{vj} = 4000 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} : f = 28$

$$f_s = 0,0028 \cdot \frac{1,24 \cdot 10^{-2} (6,74)^4}{1,17 \cdot 10^4 (0,16)^3} = 0,15 \text{ cm} < \bar{f}$$

$$f_{bs} = 0,0033 \cdot \frac{1,24 \cdot 10^{-2} (6,74)^4}{1,17 \cdot 10^4 (0,16)^3} = 0,18 \text{ cm} < \bar{f}$$

Ferraillage de la dalle 16 R.D.C

$$\left. \begin{matrix} a = 7,04 \text{ m} \\ b = 3,55 \text{ m} \end{matrix} \right\} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,13 \text{ t/ml}$$

$$q_{ua}^2 = 56 \text{ tm} ; q_{ub}^2 = 14,24 \text{ tm}$$

les valeurs des moments et des sections d'aciers sont données dans le tableau suivant

	M _{xs}	M _{xvs}	M _{ys}	M _{yUmin}
M (tm)	0,129	0,806	0,585	1,20
μ	0,004	0,026	0,022	0,046
β	0,998	0,987	0,989	0,976
A _{cal} (cm ²)	0,23	1,47	1,14	2,38

NB: le moment relatif μ est inférieur 0,181 (Pivot 1)

On adoptera donc :

$$A_{xa} = A_{ya} = 6HA8/m = 3,01 \text{ cm}^2/m \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_{xt} = 5HA6/m = 1,41 \text{ cm}^2/m \quad t = 20 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 5HA6/m = 1,41 \text{ cm}^2/m \quad t = 20 \text{ cm}$$

Verification de la condition de non fragilité:

$$f_{x \text{ min}} = 0,0008 \frac{(3 - 0,5)}{2} = 0,001 \quad \alpha = l_x/l_y = 0,5$$

$$f_{y \text{ min}} = 0,0008$$

$$f_{tx} = \frac{1,41}{100 \cdot 14,5} = 0,001 < f_{x \text{ min}} \text{ non verifier}$$

ou augmente la section d'acier: $A_{tx} = 6HA6/ml = 1,70 \text{ cm}^2/m$
 $t = 16 \text{ cm}$

$$f_{tx} = \frac{1,70}{100 \cdot 14,5} = 0,001 = f_{x \text{ min}} \text{ Verifier}$$

$$f_{ty} = \frac{1,41}{100 \cdot 13,5} = 0,001 > f_{y \text{ min}} \text{ Verifier}$$

$$f_a = \frac{3,01}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > f_{x \text{ min}} \text{ Verifier}$$

- état limite de compression du Béton

la vérification n'est pas nécessaire car A/b est faible.

- Vérification à l'effort tranchant

$$\tau_u = V_u / b d \quad V_u = q_u \frac{l_x}{2} = \frac{1,13 \cdot 3,55}{2} = 2 \text{ t} = 2 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{2 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,145} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

- Vérification de l'état limite de déformation:

$$f = l/500 = 0,71 \text{ cm}$$

$$f_s = w_s \cdot \frac{q_u l^4}{E_b^3} = 0,0019 \cdot \frac{1,13 \cdot 10^{-2} (7,04)^4}{1,17 \cdot 10^4 (0,16)^3} = 1,1 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 0,11 \text{ cm} < \bar{f}$$

ferrailage de la dalle g

$$a = 3,55 \text{ m}$$

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

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,24 \text{ t/m}$$

$$q_u a^2 = 15,63 \text{ tm} ; q_u b^2 = 16,07 \text{ tm}$$

	M_{xs}	M_{xvs}	M_{ys}	M_{yvs}
M (tm)	0,322	0,817	0,318	0,816
μ	0,01	0,028	0,012	0,032
β	0,995	0,986	0,994	0,984
A _{cal} (cm ²)	0,58	1,49	0,62	1,61

NB: moment relatif $\mu < 0,186$
Pivot 1

On adoptera donc:

$$A_{xa} = A_{ya} = 6 \text{ HA}8/\text{m} = 3,01 \text{ cm}^2/\text{m} \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

$$A_{xt} = 5 \text{ HA}6/\text{m} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m} \quad t = 25 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 4 \text{ HA}6/\text{m} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{m} \quad t = 25 \text{ cm}$$

- Condition de non fragilité

$$f_{x \min} = 0,0008 \frac{(3-1)}{2} = 0,0008$$

$$f_{y \min} = 0,0008$$

$$f_{tx} = \frac{1,41}{100 \cdot 14,5} = 0,001 < f_{x \min} \text{ non Vérifier}$$

on augmente la section d'acier: $A_x = 1,70 \text{ cm}^2/\text{m}$; 6 HA6/m $t = 16 \text{ cm}$

$$f_{tx} = \frac{1,70}{100 \cdot 14,5} = 0,001 > f_{x \min} \text{ Vérifier}$$

$$f_{ty} = \frac{1,13}{100 \cdot 13,5} = 0,0008 = f_{ymin} \text{ Verifier}$$

$$f_a = \frac{3,01}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > f_{xmin} \text{ Verifier}$$

- Verification de l'état limite de compression:

la verification n'est pas necessaire car A/bd est faible.

- Verification à l'effort tranchant

$$T_u = V_u / b_0 d \quad , \quad V_u = q_u \frac{l_x}{2} = 1,24 \cdot \frac{3,6}{2} = 2,23 \text{ t} = 2,23 \cdot 10^{-2} \text{ MN}$$

$$T_u = \frac{2,23 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot 0,145} = 0,15 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$$

donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

- Verification de l'état limite de deformation

$$\bar{f} = l/500 = 0,72 \text{ cm}$$

$$f_s = w_s q u^4 / \frac{E_v h^3}{1,17 \cdot 10^4 (0,16)^3} = \frac{1,24 (3,55)^4 10^{-2} \cdot 0,0152}{1,17 \cdot 10^4 (0,16)^3} = 0,06 \text{ cm} < \bar{f}$$

ferraillage de la dalle (1) étage courant

cette dalle se calculera comme une poutre encastree à ses deux extremités sous la sollicitation $1,35G + 1,5Q$

dans le calcul des moments nous tiendrons compte de l'encastrement partiel

$$G = 0,63 \text{ t/m}, \quad q = 0,3 \text{ t/m}$$

$$\text{Calcul à l'état limite ultime: } 1,35G + 1,5Q = 1,3 \text{ t/m}$$

$$\text{moment en appui: } M_a = -q_u \frac{l^2}{20} = -\frac{1,3 (3,6)^2}{20} = -0,842 \text{ tm}$$

$$\text{moment en travée: } M_t = q_u \frac{l^2}{10} = \frac{1,3 \cdot (3,6)^2}{10} = 1,69 \text{ tm}$$

$$\text{effort tranchant: } T = q \frac{l}{2} = 1,3 \cdot \frac{3,6}{2} = 2,34 \text{ t}$$

- Calcul des Aciers:

$$\text{en travée: } \mu = \frac{M_t}{f_{cb} \cdot b d^2} = \frac{1,69 \cdot 10^{-2}}{14,2 \cdot 1 \cdot (0,145)^2} = 0,056 < 0,186 \text{ PIVOT 1}$$

$$\mu \rightarrow \beta = 0,971, A_t = \frac{1,69 \cdot 10^4}{0,971 \cdot 14,5 \cdot 383} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

en appui:

$$\mu = \frac{0,842 \cdot 10^{-2}}{14,2 (0,145)^2} = 0,028 < 0,186 \text{ pivot 1}$$

$$\mu \rightarrow \beta = 0,986 \rightarrow A_a = \frac{0,842 \cdot 10^4}{0,986 (14,5)^2} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

on adoptera donc: $A_t = 7 \text{ HA } 8/\text{m} = 3,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ $t = 14,5 \text{ cm}$

on prendra comme armature de répartition:

$$A_r \geq A/4 = 0,86 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 4 \text{ HA } 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_a = 6 \text{ HA } 8/\text{m} = 3,02 \text{ cm}^2/\text{m} \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

$$t = 25 \text{ cm}$$

Verification de la condition de non fragilité

$$f_{min} = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,39}{2} \right) = 0,001$$

$$f_t = \frac{3,52}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > f_{min} \text{ Verifier}$$

$$f_a = \frac{3,02}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > f_{min} \text{ Verifier}$$

Verification à l'état limite de compression:

la verification n'est pas nécessaire car A/bd est faible.

- Verification à l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,34 \cdot 10^{-2}}{1 \cdot (0,145)} = 0,16 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc aucune armature d'effort tranchant n'est requise.

- Verification de l'état limite de déformation:

D'après l'article B.75 des règles BAEL 80 le calcul de la flèche nuisible n'est pas indispensable si on vérifie les deux conditions.

$$1^\circ \frac{l_x}{l_x} > \frac{M_{tx}}{20 M_{ox}} \text{ avec } M_{ox} = q l_x^2 / 8 = 2,1 \text{ tm} \Rightarrow \frac{16}{360} = 0,045 \text{ et } \frac{M_t}{20 M_o} = 0,04$$

$$2^\circ \beta = \frac{A}{bd} < \frac{2}{f_c} \Rightarrow \frac{A}{bd} = 0,002 \text{ et } \frac{2}{f_c} = 0,005 \text{ Verifier.}$$

Donc le calcul de la flèche n'est pas indispensable.

- ferrailage de la dalle 1 du R.D.C

$$\left. \begin{array}{l} a = 1,40m \\ b = 3,60m \end{array} \right\} q_u = 1,35q + 1,5q_2 = 1,13t/ml$$

$$q_u a^2 = 2,22tm, \quad q_u b^2 = 14,65tm.$$

les valeurs des moments et des sections d'aciers sont données dans le tableau suivant:

	Mxs	Myas	MyVa
M(tm)	0,168	0,438	-1,132
μ	0,006	0,017	0,044
β	0,997	0,992	0,978
A (cm ²)	0,30	0,85	2,24

NB: le moment relatif μ est inférieur 0,186 (Pivot 1)

On adoptera donc:

$$A_xa = A_ya = 6HA8/ml = 3,01cm^2/ml \quad t = 16,5cm$$

$$A_{xt} = 1,13cm^2/ml = 4HA6/ml \quad t = 25cm$$

$$A_{yt} = 1,13cm^2/ml = 4HA6/ml \quad t = 25cm$$

- Verification de la Condition de non fragilité

$$f_{xmin} = 0,0008 \left(\frac{3 - 2,57}{2} \right) = 0,0002 \quad \alpha = \frac{l_x}{l_y} = 2,57$$

$$f_{ymin} = 0,0008$$

$$f_{tx} = \frac{1,13}{100 \cdot 14,5} = 0,0008 > f_{minx} \text{ Verifier}$$

$$f_{ty} = \frac{1,13}{100 \cdot 13,5} = 0,00084 > f_{miny} \text{ Verifier}$$

$$f_a = \frac{3,01}{100 \cdot 14,5} = 0,002 > f_{minx} \text{ Verifier.}$$

- état limite de compression de beton:

la verification n'est pas necessaire car A/bd est faible

- Verification à l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{2,03 \cdot 10^{-2}}{1,0145} = 0,14MPa \text{ avec } V_u = 1,13 \cdot \frac{3,60}{2} = 2,03tm$$

$$\left[\bar{\tau}_u = 1,25MPa. \text{ Verifier} \right]$$

- état limite de deformation:

$$f_s = \frac{q_u a^4 \cdot w_s}{E_v h^3} = 0,06cm < \bar{f} = 0,72cm \quad ; \quad f_{bs} = \frac{q_u a^4 \cdot w_{bs}}{E_v h^3} = 0,10cm < \bar{f}$$

Verifier.

Section d'acier BAEL 80									Section d'acier CCRB 68							
Dalles	A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}		A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}	
	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}
D4 et-courant R.D.C	0,34	1,41 5HA6 t=20	1,26	1,41 5HA6 t=20	1,54	3,01 6HA8 t=16,5	2,46	3,01 6HA8 t=16,5	0,36	1,13 4HA6 t=25	1,33	1,41 5HA6 t=20	1,64	3,01 6HA8 t=16,5	2,63	3,01 6HA8 t=16,5
D4 Terrasse	0,32	1,41 5HA6 t=20	1,42	1,70 6HA6 t=16,5	1,66	3,01 6HA8 t=16,5	2,70	3,01 6HA8 t=16,5	0,34	1,13 4HA6 t=25	1,52	1,70 6HA6 t=16,5	1,77	3,01 6HA8 t=16,5	2,92	3,01 6HA8 t=16,5
D5 eta. court R.D.C	0,29	1,41 5HA6 t=20	1,05	1,13 4HA6 t=25	1,51	3,01 6HA8 t=16,5	2,46	3,01 6HA8 t=16,5	0,30	1,13 4HA6 t=25	1,37	1,41 5HA6 t=20	1,61	3,01 6HA8 t=16,5	2,62	3,01 6HA8 t=16,5
D5 Terrasse	0,29	1,70 6HA6 t=16	1,17	1,41 5HA6 t=20	1,72	3,01 6HA8 t=16,5	2,51	3,01 6HA8 t=16,5	0,30	1,13 4HA6 t=25	1,52	1,70 6HA6 t=16,5	1,85	3,01 6HA8 t=16,5	2,91	3,01 6HA8 t=16,5
D6 et-courant R.D.C	0,16	1,41 5HA6 t=20	0,88	1,41 5HA6 t=20	1,09	3,01 6HA8 t=16,5	1,66	3,01 6HA8 t=16,5	0,17	1,13 4HA6 t=25	0,93	1,13 4HA6 t=25	1,15	3,01 6HA8 t=16,5	1,77	3,01 6HA8 t=16,5
D6 terrasse	2	2,01 4HA8 t=25	1	1,13 4HA6 t=25	1	3,01 6HA8 t=16,5	1	3,01 6HA8 t=16,5	2,17	2,26 8HA6 t=12,5	1,06	1,13 4HA6 t=25	1,06	3,01 6HA8 t=16,5	1	3,01 6HA8 t=16,5
D7 et-courant terrasse	0,34	1,41 5HA6 t=20	1,37	1,41 5HA6 t=20	1,61	3,01 6HA8 t=16,5	2,63	3,01 6HA8 t=16,5	0,36	1,13 4HA6 t=25	1,46	1,70 6HA6 t=16,5	1,68	3,01 6HA8 t=16,5	2,84	3,01 6HA8 t=16,5

-57-

Section d'acier BA.E.L.80

CCBA 68

Dalle	A _{cm2}	A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}		A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}	
D7 R.D.C	0,46	1,41 5HA6 t=20	0,93	1,13 4HA6 t=25	1,60	3,01 6HA8 t=16,5	2,10	3,01 6HA8 t=16,5	0,45	1,13 4HA6 t=25	0,98	1,13 4HA6 t=25	1,59	3,01 6HA8 t=16,5	2,21	3,01 6HA8 t=16,5	
D8 terrasse	0,21	1,41 5HA6 t=20	0,98	1,13 4HA6 t=25	1,19	3,01 6HA8 t=16,5	1,86	3,01 6HA8 t=16,5	0,22	1,13 4HA6 t=25	1,04	1,13 4HA6 t=25	1,27	3,01 6HA8 t=16,5	2	3,01 6HA8 t=16,5	
D8 etaq.-cour R.D.C	0,23	1,41 5HA6 t=20	0,88	1,13 4HA6 t=25	1,05	3,01 6HA8 t=16,5	1,70	3,01 6HA8 t=16,5	0,25	1,13 4HA6 t=25	0,92	1,13 4HA6 t=25	1,11	3,01 6HA8 t=16,5	1,80	3,01 6HA8 t=16,5	
D9 eta: cour R.D.C Terrasse	0,58	1,70 6HA6 t=16,5	0,62	1,13 4HA6 t=25	1,49	3,01 6HA8 t=16,5	1,61	3,01 6HA8 t=16,5	0,62	1,13 4HA6 t=25	0,66	1,13 4HA6 t=25	1,60	3,01 6HA8 t=16,5	1,72	3,01 6HA8 t=16,5	
D10 et. Courant R.D.C	0,33	1,41 5HA6 t=20	1,23	1,41 5HA6 t=20	1,50	3,01 6HA8 t=16,5	2,47	3,01 6HA8 t=16,5	0,35	1,13 4HA6 t=25	1,31	1,41 5HA6 t=20	1,60	3,01 6HA8 t=16,5	2,64	3,01 6HA8 t=16,5	
D10 terrasse	0,35	1,41 5HA6 t=20	1,41	1,41 5HA6 t=20	1,70	3,01 6HA8 t=16,5	2,70	3,01 6HA8 t=16,5	0,37	1,13 4HA6 t=25	1,51	1,70 6HA6 t=16,5	1,82	3,01 6HA8 t=16,5	2,77	3,01 6HA8 t=16,5	
D11 Terrasse	0,7	1,13 4HA6 t=25		1,13 4HA6 t=25	0,35	3,01 6HA8 t=16,5		3,01 6HA8 t=16,5	0,75	1,13 4HA6 t=25		1,13 4HA6 t=25	0,37	3,01 6HA8 t=16,5		3,01 6HA8 t=16,5	

Section d'acier BAEL 80

Section CCBA 68

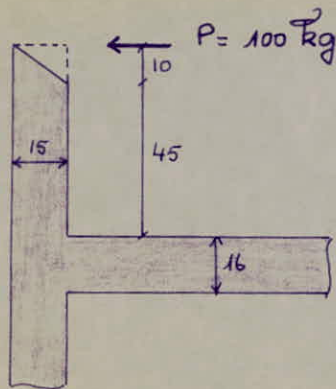
Acm2 Dalles	Atx		Aty		Aax		Aay		Atx		Aty		Aax		Aay	
	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad	Acad	Aad
Dalle 12 et. Cour terrasse R.D.C	0,54	1,41 5HA6 t=20	0,42	1,13 4HA6 t=25	1,28	3,01 6HA8 t=16,5	1,23	3,01 6HA8 t=16,5	0,57	1,13 4HA6 t=25	0,45	1,13 4HA6 t=25	1,37	3,01 6HA8 t=16,5	1,31	3,01 6HA8 t=16,5
D13 et. Cour R.D.C	0,21	1,41 5HA6 t=20	0,89	1,13 4HA6 t=25	1,05	3,01 6HA8 t=16,5	1,69	3,01 6HA8 t=16,5	0,21	1,13 4HA6 t=25	0,94	1,13 4HA6 t=25	1,11	3,01 6HA8 t=16,5	1,80	3,01 6HA8 t=16,5
D13 Terr	0,20	1,41 5HA6 t=20	0,98	1,13 4HA6 t=25	1,18	3,01 6HA8 t=16,5	1,85	3,01 6HA8 t=16,5	0,20	1,13 4HA6 t=25	1,05	1,13 4HA6 t=25	1,26	3,01 6HA8 t=16,5	2	3,01 6HA8 t=16,5
D14 R.D.C	0,55	1,41 5HA6 t=20	0,6	1,13 4HA6 t=25	1,42	3,01 6HA8 t=16,5	1,59	3,01 6HA8 t=16,5	0,57	1,13 4HA6 t=25	0,63	1,13 4HA6 t=25	1,51	3,01 6HA8 t=16,5	1,69	3,01 6HA8 t=16,5
D14 et. Cour Terrasse	0,30	1,41 5HA6 t=20	1,11	1,13 4HA6 t=25	1,36	3,01 6HA8 t=16,5	2,17	3,01 6HA8 t=16,5	0,32	1,13 4HA6 t=25	1,19	1,41 5HA6 t=20	1,45	3,01 6HA8 t=16,5	2,34	3,01 6HA8 t=16,5
D15 et. Cour R.D.C	0,33	1,41 5HA6 t=20	1,23	1,41 5HA6 t=20	1,49	3,01 6HA8 t=16,5	2,47	3,01 6HA8 t=16,5	0,34	1,13 4HA6 t=25	1,29	1,41 5HA6 t=20	1,58	3,01 6HA8 t=16,5	2,64	3,01 6HA8 t=16,5
D15 Terrasse	0,36	1,41 5HA6 t=20	1,40	1,41 5HA6 t=20	1,68	3,01 6HA8 t=16,5	2,7	3,01 6HA8 t=16,5	0,38	1,13 4HA6 t=25	1,50	1,70 6HA6 t=16,5	1,90	3,01 6HA8 t=16,5	2,92	3,01 6HA8 t=16,5

Section d'acier B A E L 80

Section d'acier ecBA 60

	A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}		A _{tx}		A _{ty}		A _{ax}		A _{ay}	
	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}
D16 Terrasse et-cour	0,24	1,41 5HA6 t=20	1,38	1,41 5HA6 t=20	1,61	3,01 6HA8 t=16,5	2,62	3,01 6HA8 t=16,5	0,25	1,13 4HA6 t=25	1,48	1,70 6HA6 t=16,5	1,72	3,01 6HA8 t=16,5	2,83	3,01 6HA8 t=16,5
D16 R.D.C	0,23	1,70 6HA6 t=16,5	1,14	1,41 5HA6 t=20	1,47	3,01 6HA8 t=16,5	2,38	3,01 6HA8 t=16,5	0,24	1,13 4HA6 t=25	1,21	1,41 5HA6 t=20	1,56	3,01 6HA8 t=16,5	2,55	3,01 6HA8 t=16,5
D17 et-cour R.D.C	0,35	1,41 5HA6 t=20	1,32	1,41 5HA6 t=20	1,59	3,01 6HA8 t=16,5	2,64	3,01 6HA8 t=16,5	0,34	1,13 4HA6 t=25	1,35	1,41 5HA6 t=20	1,60	3,01 6HA8 t=16,5	2,63	3,01 6HA8 t=16,5
D17 Terrasse	0,31	1,41 5HA6 t=20	1,42	1,70 6HA6 t=16,5	1,70	3,01 6HA8 t=16,5	2,70	3,01 6HA8 t=16,5	0,33	1,13 4HA6 t=25	1,52	1,70 6HA6 t=16,5	1,83	3,01 6HA8 t=16,5	2,92	3,01 6HA8 t=16,5
D18 et-cour Terrasse	0,35	1,41 5HA6 t=20	1,32	1,41 5HA6 t=20	1,59	3,01 6HA8 t=16,5	2,64	3,01 6HA8 t=16,5	0,37	1,13 4HA6 t=25	1,41	1,41 5HA6 t=20	1,71	3,01 6HA8 t=16,5	2,85	3,01 6HA8 t=16,5
D18 R.D.C	0,53	1,41 5HA6 t=20	0,62	1,13 4HA6 t=25	1,40	3,01 6HA8 t=16,5	1,60	3,01 6HA8 t=16,5	0,56	1,13 4HA6 t=25	0,65	1,13 4HA6 t=25	1,48	3,01 6HA8 t=16,5	1,70	3,01 6HA8 t=16,5
D1 et-cour	3,12	3,52 7HA8 t=14,5		Ar 4HA6 1,13 t=25	1,54	3,01 6HA8 t=14,5		3,01 6HA8 t=16,5	3,43	3,52 7HA8 t=14,5		Ar 4HA6 1,13 t=25	1,68	3,01 6HA8 t=16,5		6HA8 3,01 t=16,5
D1 R.D.C	0,30	1,13 4HA6 t=25	0,85	1,13 4HA6 t=25		3,01 6HA8 t=16,5		3,01 6HA8 t=16,5	0,37	4HA6 1,13 t=25	1,07	4HA6 1,13 t=25		3,01 6HA8 t=16,5	2,83	3,01 6HA8 t=16,5

CALCUL DE L'ACROTÈRE



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

soit une bande de 1 m de largeur.
Les efforts sollicitants d'acrotère sont:

$$G = 0,19 \text{ t/ml}$$

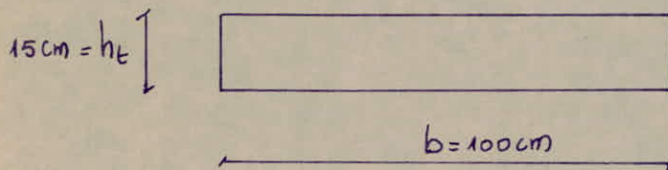
$$P = 0,1 \text{ t/ml (main courante)}$$

La section dangereuse est celle de l'encastrement; le calcul se fera en flexion composée:

$$N = G = 190 \text{ kg/ml}$$

$$M = 1,2 P \cdot 0,55 = 66 \text{ kg.m.}$$

$$e_0 = \frac{m}{N} = 0,35 \text{ m} > e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 \text{ m} \rightarrow \text{S.P.C.}$$



$$\bar{\sigma}_b = 165 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 2 \text{ cm.}$$

$$\text{moment fictif: } M_f = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = N \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) = 76,95 \text{ kg.m.}$$

calcul des Aciers:

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 76,95 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13)^2} = 0,0024 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9773 \\ k = 205 \\ \alpha = 0,0682 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 14 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{76,95}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 13} = 0,22 \text{ cm}^2.$$

$$\text{ce qui donne } A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,22 - \frac{190}{2800} = 0,15 \text{ cm}^2$$

La section trouvée étant faible, on adoptera une section

minimale conformément aux prescriptions du c.c.B.A 68, relatives à la condition de non fragilité (art. 52).

$$A \geq 0,69 b \cdot h \cdot \frac{\sqrt{f_b}}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 \rightarrow 5HA6 = 1,41 \text{ cm}^2$$

$t = 20 \text{ cm}$.

Condition de non fissuration :

$$\sigma_2 = 2,4 \frac{1,5 \cdot 10^6}{6} \cdot 1,6 \cdot 5,8 = 3656 \text{ bar}$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$ donc la condition de non fissuration est vérifiée.

Vérification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{m}{z} = 1,2(100) - \frac{66}{0,875 \cdot 0,13} < 0 \quad \text{vérifié}$$

Vérification au séisme local (art. 3.3.9)

$$F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p$$

$$z = \frac{A(\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A(\text{m groupe d'usage en zone III})} = \frac{0,15}{0,25} = 0,6$$

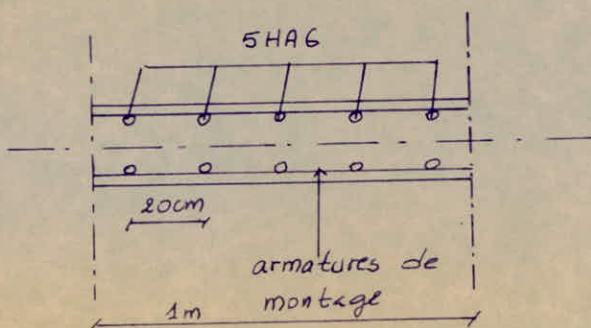
$$I = \frac{A(\text{groupe d'usage du bâtiment})}{A(\text{groupe d'usage 2})} = \frac{0,15}{0,15} = 1$$

$C_p = 0,8$ (élément en console).

$$W_p = 190 \text{ kg}$$

$$\text{Donc } F_p = z \cdot I \cdot C_p \cdot W_p = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 190 = 91,2 \text{ kg} < 1,2 P$$

Conclusion : L'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à la force sismique, donc l'acrotère est vérifié au séisme local.



- 233 -

CHAPITRE 7

CALCUL
DES FONDATIONS

CALCUL DES FONDATIONS

1/ Introduction :

Le type de fondation retenu sera un radier compte tenu du nombre élevé de voûtes et de la nature du sol. Le radier général intéresse l'ensemble du bâtiment, c'est à dire qu'il répartit sur le sol de fondation l'ensemble des charges transmises par l'intermédiaire des voûtes.

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable, du point de vue calcul, à un plancher renversé soumis à la réaction du sol agissant de bas vers le haut.

Le radier sera posé sur une couche de béton de propreté dosé à 150 kg/cm^2 , d'épaisseur 5 cm.

2/ Etude du sol.

Reconnaissance du site :

La campagne de reconnaissance a comporté essentiellement :

- une visite du site
- un sondage carotte de 20,00m de profondeur, équipé d'un piezomètre.
- 5 essais de pénétration réalisés à l'aide du pénétromètre statique du type Gouda. Ceci pour apprécier l'homogénéité du terrain.

Interprétations des essais de pénétration statique :

Les diagrammes du pénétromètre statique représentent en fonction de la profondeur atteinte par l'extrémité inférieure des tiges pourvue d'une pointe :

- d'une part la résistance à la rupture R_p .
- d'autre part le frottement latéral cumulé le long des tubes extérieurs.

Presque tous les graphes ont révélé la même allure, ce qui montre une homogénéité du terrain.

L'essai statique n° 5 (essai fait à proximité du sondage) nous montre que les couches I et II supposées différentes géologiquement ont la même résistance du point de vue mécanique. Parfois il ya quelques pics sortants, ceux-ci marquent la présence

de concrétions calcaireuses dures.

Interprétations des essais de laboratoire:

couche I: est constituée essentiellement d'une argile brune peu sableuse, avec quelques concrétions de calcaires. La classification de A. CASAGRANDE, donne une "Argile moyennement plastique". elle est dense (compacte). elle est saturée initialement.

0 ÷ 2,8 m.

couche II: c'est une argile carbonatée brun jaunâtre à petits lits blanchâtres. D'après A. CASAGRANDE, c'est une "Argile moyennement plastique". elle est de densité à très dense. elle est proche de la saturation.

Les résultats oedométriques montrent qu'elle est sur-consolidée peu compressible ($0,064 \leq C_c \leq 0,150$), non gonflante.

2,8 m ÷ 7,1 m.

stabilité d'ensemble:

Le terrain ne présente aucun risque d'instabilité.

capacité portante admissible vis à vis de la rupture:

La capacité portante d'un sol est la charge maximale par unité de surface que le sol supporte sans rupture. elle se calcule soit à partir des essais in situ (pénétromètre statique, dynamique, pressiomètre etc...), soit à partir des essais de laboratoire.

Essai statique:

$$q_{adm} = \frac{R_p}{\alpha}$$

R_p : Résistance de pointe
 α : coef. réducteur dépendant de la nature du sol.

$$20 \leq \alpha \leq 30$$

$$\left. \begin{matrix} R_p = 54 \text{ bars} \\ \alpha = 30 \end{matrix} \right\} \rightarrow q_{adm} = 1,8 \text{ bars.}$$

essais de laboratoire:

sol suppose purement cohérent. La formule de Terzaghi applicable aux fondations superficielles (semelles filantes, isolées, radiers)

est:
$$q_{adm} = \gamma_h \cdot D + \frac{c \cdot N_c}{3}$$

$$e_u = 0 ; c_u = 0,62 \text{ bar} ; \gamma_h = 24 \text{ kN/m}^3 ; D = 3,20 \text{ m} ; N_c = 5,14.$$

$$\text{Donc } q_{adm} = 1,7 \text{ bars.}$$

3/ CALCUL DU RADIER SUIVANT LES REGLES C.C.B.A. 68

Le radier sera considéré comme infiniment rigide.
une descente de charge est effectuée pour permettre d'évaluer le poids de la construction :

- Charges permanentes : $G = 3576,29t$

- surcharges : $P = 377,09t$

Le poids total de la construction sera donné à l'aide de la combinaison du 1^{er} genre.

$$N = G + 1,2P = 4028,8t$$

Surface du radier sans débord : $S_0 = 309,43 \text{ m}^2$

Surface nécessaire du radier :

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S_n} \rightarrow S_n \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4028,8}{1,7 \cdot 10} = 237 \text{ m}^2 < S_0$$

Neanmoins on prendra un débord de 60 cm compte tenu du fait que la charge N suivant les règles B.A.E.L est plus importante

($S_n = 317 \text{ m}^2$)

Donc $S = 355 \text{ m}^2$.

Pression sous le radier

$$P = \frac{N}{S} = \frac{4028,8}{355} = 11,3 \text{ t/m}^2 = 1,13 \text{ bar.}$$

Predimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de :

condition de cisaillement :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur

$$l_{max} = 3,75 \text{ m} \rightarrow T_{max} = q \frac{l_{max}}{2} = 11,3 \cdot \frac{3,75}{2} = 21,2t$$

l_{max} = plus grande distance entre deux voiles parallèles dans le sens porteur du panneau de dalle

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \rightarrow z \geq \frac{T_{max}}{b \cdot \bar{\tau}_b} = \frac{21,2 \cdot 10^3}{100 \cdot 6,8} = 31,2 \text{ cm}$$

$$z = 0,875h \rightarrow h = 35,7 \text{ cm.}$$

condition forfaitaire :

un radier ne peut efficacement jouer son rôle de repartiteur de charges que s'il est assez raide vis à vis du sol sous-jacent.

centre de masse du radier :

$$\begin{cases} y = 10,73 \text{ m} \\ x = 10,01 \text{ m} \end{cases}$$

Remarque : Les centres de masse du radier et de l'etage courent sont presque confondus. du fait on negligera l'excentrement de l'effort vertical des charges provenant de la superstructure.

sous les sollicitations du 2^e genre, la combinaison à considerer est la suivante :

$$G + Q + E \quad (0,8G - E \text{ etant moins defavorable}).$$

$$N = 4308,4 \text{ t}$$

$$M_y = 4411,94 \text{ tm} ; I_y = 9213,2 \text{ m}^4 ; V_{y1} = 10,73 \text{ m} ; V_{y2} = 10,34 \text{ m}$$

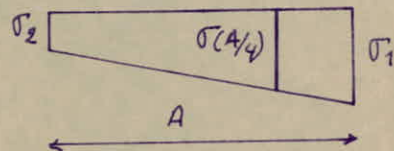
$$M_x = 4322,92 \text{ tm} ; I_x = 11207,7 \text{ m}^4 ; V_{x1} = 10,01 \text{ m} ; V_{x2} = 10,135 \text{ m}.$$

Rotation autour de y-y : on considerera les effets reversibles du seisme.

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} V_{y1} \\ &= \frac{4308,4 \cdot 10^3}{355 \cdot 10^4} + \frac{4411,94 \cdot 10^5}{9213,2 \cdot 10^8} \cdot 10,73 = 1,73 \text{ bar} \end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} V_{y2} = 0,72 \text{ bar}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,48 \text{ bar} < 1,30 \bar{\sigma}_s$$



$$\sigma'_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} V_{y2} = 1,71 \text{ bar}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} V_{y1} = 0,70 \text{ bar}$$

$$\sigma_{(A/4)} = \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} = 1,46 \text{ bar} < 1,30 \bar{\sigma}_s$$

Rotation autour de x-x :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_{x1} = 1,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_{x2} = 0,82 \text{ bar}$$

$$\frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1,4 \text{ bar} < 1,30 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma'_1 = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} V_{x2} = 1,6 \text{ bar}$$

$$\sigma'_2 = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} V_{x1} = 0,83 \text{ bar}$$

$$\rightarrow \frac{3\sigma'_1 + \sigma'_2}{4} < 1,30 \bar{\sigma}_s$$

Les contraintes sous le radier sont verifiees.

D'une manière générale on peut se fixer en approximation :

$$h_t \geq \frac{l}{10} = \frac{375}{10} = 37,5 \text{ cm}$$

conclusion: on prendra $h = 36 \text{ cm}$
 $h_t = 40 \text{ cm}$.

verification au poinçonnement:

La verification se fera avec le voile le plus chargé, à savoir le voile c_1 .

$$N = G + 1,2P = 34,7 \text{ t/ml}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par:

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$$

P_c : perimetre du contour cisaille

h_t : hauteur totale du radier

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de reference du beton.

$$P_c = 2(U' + V') = 390 \text{ cm}$$

$$1,5 \cdot \frac{34,7 \cdot 10^3}{390 \cdot 40} = 4,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

verifiée.

stabilite du radier:

sollicitation du 1^{er} genre:

pois du radier: $G_r = 355 \cdot 94 \cdot 2,5 = 355 \text{ t}$

$$N = G + 1,2P = 4383,8 \text{ t}$$

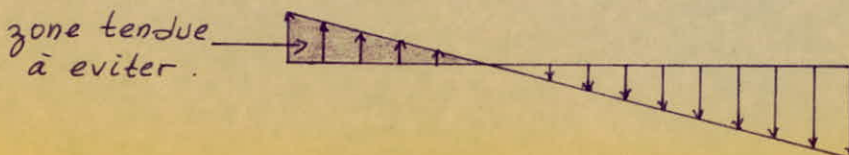
La pression de contact sur le sol est egale à :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = 12,3 \text{ t/m}^2 = 1,23 \text{ bar} < \bar{\sigma}_s = 1,7 \text{ bar} \quad \text{verifiée}$$

sollicitation du 2^{eme} genre:

sous l'effet du moment de renversement M et de l'effort normal N , qui sollicitent le radier à sa base, on doit eviter un decollement excessif des extremités de ce dernier, susceptible d'alterer sa stabilite.

Le diagramme suivant sous le radier est à eviter :



charge à prendre en compte pour le calcul du radier :

La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et égale à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

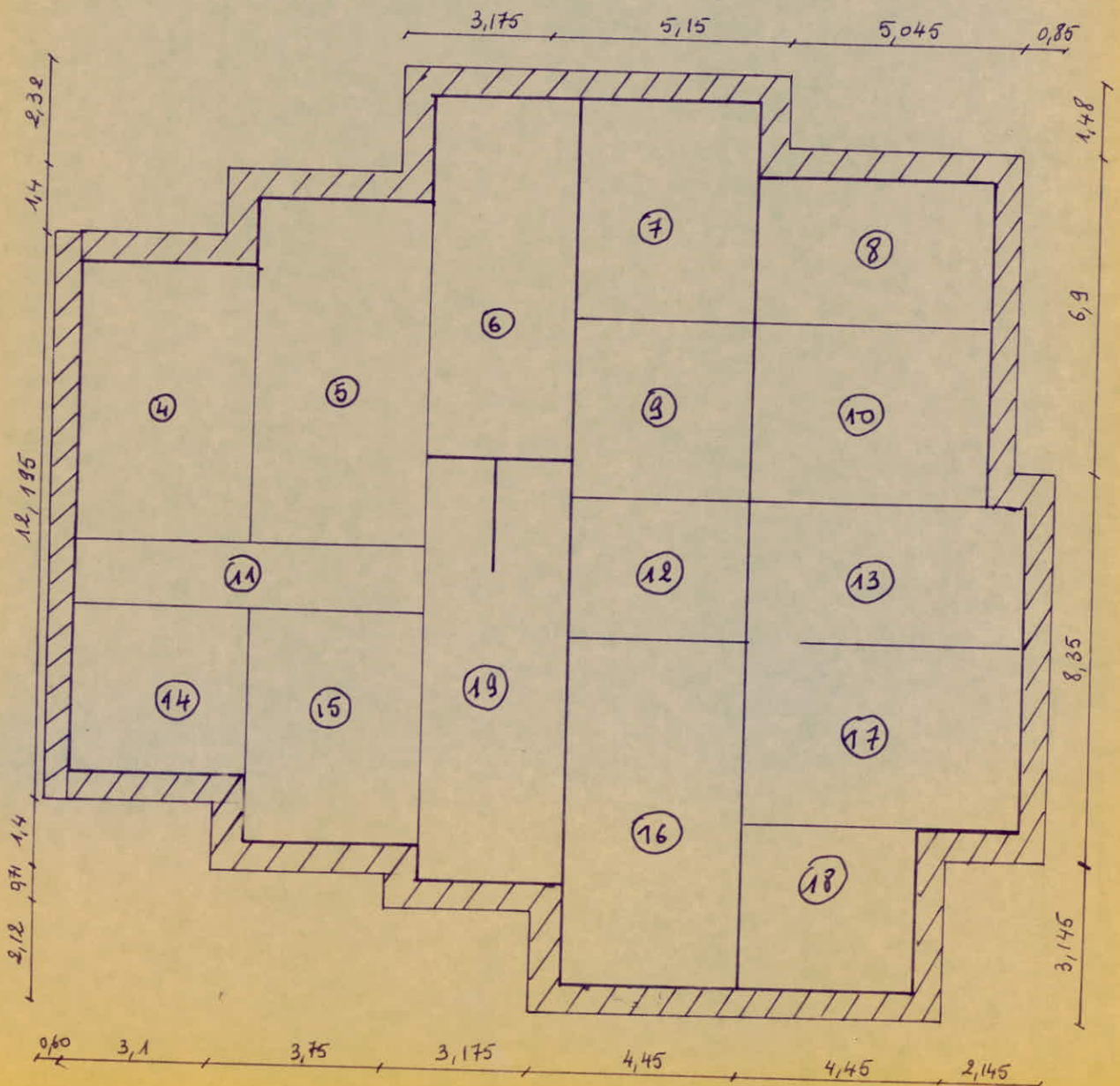
1^{er} genre : $q_1 = 1,23 - 0,1 = 1,13 \text{ bar}$

2^e genre : $q_2 = 1,73 - 0,1 = 1,63 \text{ bar}$

$\frac{q_2}{q_1} = 1,4 < 1,5 \rightarrow$ La sollicitation du 1^{er} genre est plus

defavorable.
Le radier sera calculé comme un plancher dalle renversé sous la réaction SP_1 .

Identification des panneaux :



Determination des moments dans les panneaux de dalles

Les panneaux de dalles étant sollicités par une charge uniformément répartie. On déterminera les moments avec la méthode de PIGEAUD. Le moment au milieu de la dalle dans une bande de 1 m de largeur est :

- dans le sens de la petite portée : $M_x = P(M_1 + \nu M_2)$
- dans le sens de la grande portée : $M_y = P(M_2 + \nu M_1)$

avec : $P = q \cdot l_x \cdot l_y$: charge totale appliquée sur la dalle.

M_1 et M_2 : moments unitaires pour une charge uniformément répartie $P=1$.

Ils sont donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction de $\rho = \frac{l_x}{l_y}$ et $\frac{1}{\rho}$, respectivement

$\nu = 0,15$: coef. de poisson pour le béton.

Les moments ainsi déterminés sont valables pour une dalle simplement appuyée sur son contour. Les moments réels sont des fractions de ces moments.

on prendra forfaitairement :

- sur appui $M_{xa} = 0,50 M_x$; $M_{ya} = 0,50 M_y$
- en travée : $M_{xt} = 0,85 M_x$; $M_{yt} = 0,85 M_y$

De façon à respecter l'inégalité :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,25 M_o$$

Remarque: si $\rho < 0,4$ la dalle se calcule comme une poutre par bande de 1 m, dans le sens de la petite portée.

Etude du panneau (16) :

$$\left. \begin{array}{l} l_x = 3,55 \text{ m} \\ l_y = 7,015 \text{ m} \end{array} \right\} \rightarrow \begin{array}{l} \rho_1 = l_x / l_y = 0,51 \rightarrow M_1 = 0,0475 \\ \rho_2 = 1 / \rho_1 = 1,98 \rightarrow M_2 = 0,009 \end{array}$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 281,407 \text{ t} \rightarrow \begin{array}{l} M_x = 13,747 \text{ tm} \\ M_y = 4,538 \text{ tm} \end{array}$$

D'où $M_{xa} = 6,874 \text{ tm}$; $M_{xt} = 11,685 \text{ tm}$
 $M_{ya} = 2,269 \text{ tm}$; $M_{yt} = 3,857 \text{ tm}$

Armatures inférieures

$$\left. \begin{aligned} A_{xa} &= \frac{M_{xa}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 7,79 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{ya} &= \frac{M_{ya}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{aligned} \right\} \text{ on adoptera } 7 \text{ HA } 12 = 7,92 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ t = 14,5 \text{ cm.}$$

Armatures supérieures :

$$A_{xt} = \frac{M_{xt}}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = 13,25 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 12 \text{ HA } 12 = 13,56 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad t = 8,5 \text{ cm}$$

$$A_{yt} = 4,37 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 6 \text{ HA } 10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad t = 16,5 \text{ cm}$$

condition de non fragilité :suivant le sens l_x :

$$A_{0x} = 13,25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 15,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2x} = 100 \cdot 36 \cdot 0,69 \cdot \frac{2-0,51}{2} \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{xt} = \max [A_{0x}; \min (A_{1x}; A_{2x})] = 13,25 \text{ cm}^2/\text{ml} < 13,56 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérifiée.

pourcentage d'acier : $\frac{A_{xt}}{b h_t} = \frac{13,56}{100 \cdot 40} = 3,4 \cdot 10^{-3} > \frac{1,2}{\sigma_{en-2200}} = 6,25 \cdot 10^{-4}$

suivant le sens l_y :

$$A_{0y} = 4,37 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{2y} = 100 \cdot 36 \cdot 0,69 \cdot \frac{1+0,51}{4} \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{yt} = \max [A_{0y}; \min (A_{1y}; A_{2y})] = 4,37 \text{ cm}^2/\text{ml} < 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

vérifiée.

pourcentage d'acier : $\frac{A_{yt}}{b h_t} = \frac{4,71}{100 \cdot 40} = 1,18 \cdot 10^{-3} > 6,25 \cdot 10^{-4}$

condition de non fissuration

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{13,56}{2 \cdot 4 \cdot 100} = 0,017$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot 1,6 \cdot \frac{0,017}{1 + 0,17} = 2906 \text{ kg/cm}^2$$

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

verification des contraintes:

$$A_{tx} = 13,56 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w} = \frac{100 \cdot A_{tx}}{b \cdot h_x} = 0,3767 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9053 \\ k = 37,8 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{xt}}{A_{tx} \cdot E \cdot h} = \frac{11,685 \cdot 10^5}{13,56 \cdot 36 \cdot 0,9053} = 2644 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 70 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$A_{yt} = 4,71 \text{ cm}^2 \rightarrow \bar{w} = 0,131 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9401 \\ k = 68,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M_{yt}}{A_{yt} \cdot E \cdot h} = 2420 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 35,3 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

verification au cisaillement:

$$T = \frac{P}{2l_y + l_x} = \frac{281,407 \cdot 10^3}{2(7,015) + 3,55} = 16 \text{ t/ml}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{16 \cdot 10^3}{100 \cdot 0,875 \cdot 36} = 5,1 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b$$

Les armatures transversales ne sont pas necessaires.

calcul de la console:

moment d'encastrement dû à la console (dehors du radier) est:

$$M_E = -g \frac{l^2}{2} = -11,3 \left(\frac{0,6}{2}\right)^2 = 2,034 \text{ tm}$$

M_E est inferieur au max (0,5m₀ des poutres de rive)

on prendra: $M_E = 0,5 M_x^{\text{⑧}} = M_{\text{ax}}^{\text{⑧}} = 4,086 \text{ tm}$

fermeture de la partie en console:

ou la largeur de la console (60cm) on laissera filer les aciers determines pour l'appui sur cette distance l_c .

soit on prendra $6 \text{ HA } 10 / \text{ml} = 4,68 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

verification des contraintes:

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot 4,68}{100 \cdot 36} = 0,13 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9401 \\ k = 68,5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{4,086 \cdot 10^5}{4,68 \cdot 0,9512 \cdot 36} = 2856 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

condition de non fissuration: $\sigma_2 = 2856 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$ verifiee

4/ Calcul du Radier suivant les règles BAEL

Le prédimensionnement précédent du Radier est maintenu cependant le calcul se fera à l'état limite ultime sous la combinaison $1,35G + 1,5Q$ (contrainte du sol $\bar{\sigma}_s = 1,76$)

Pression sous le radier

$$P = \frac{N}{S} \quad \text{avec } 1,35G + 1,5Q = 5393,6 \text{ t}$$
$$P = \frac{5393,6}{355} = 15,1 \text{ t/m}^2 = 1,51 \text{ bar}$$

Vérification au poinçonnement

- Conformément aux règles BAEL 80 (art A5.24.2) on fera une vérification au poinçonnement, elle sera faite pour le voile plus chargé "C"

$$W = 1,35G + 1,5Q = 47,96 \text{ t/ml}$$

La condition de non poinçonnement sous mur est donnée par la relation suivante :

$$Q_u \leq 0,045 U_c h_t f_{c28}$$

Q_u : charge de calcul vis à vis de l'état limite.

h_t : hauteur totale du radier.

U_c : le périmètre du contour à saillie.

$$\text{D'où } U_c = 390 \text{ cm}, \text{ et } 0,045 U_c h_t f_{c28} = 175,5 \text{ t}$$

Donc la condition précédente est vérifiée.

Stabilité du Radier.

état limite ultime:

$$\text{Poids du radier: } G_r = 355 \text{ t}$$

$$W = 1,35G + 1,5Q = 5872,85 \text{ t}$$

La pression de contact sur le sol est égale:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = 1,65 \text{ bar} < \bar{\sigma}_s = 1,76 \text{ bar} \text{ Vérifié.}$$

état limite ultime (situation accidentelle)

la combinaison de calcul à considérer pour l'état limite ultime (situation accidentelle) est la

- Condition de non fragilité: art A 82.41.

$$A > \frac{b_0 d}{1000}$$

$$A = 4,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{avec } \frac{b_0 d}{1000} = \frac{100 \cdot 40}{1000} = 4 \text{ cm}^2 \text{ Verifier.}$$

Remarque: Les Verifications des autres panneaux du Radier ont été Verifiés avec le même procédé de calcul. Cependant nous donnons les Sections d'acier de les panneaux sous forme de tableau.

5/ Tableau recapitulatif des armatures du Radier.

Panneau 4				Panneau 5			
Requis	BAEL 80	CC BA 68	BAEL 80	CC BA 68			
A_{cx} (cm ²)	A_{coul} (cm ²)	A_{coul} (cm ²)	A_{coul} (cm ²)	A_{coul} (cm ²)			
	$A_{adoption}$	$A_{adoption}$	$A_{adoption}$	$A_{adoption}$			
A_{cy}	A_{cx}	A_{cy}	A_{cx}	A_{cy}			
A_{xy} (cm ²)	A_{xy} (cm ²)	A_{xy} (cm ²)	A_{xy} (cm ²)	A_{xy} (cm ²)			
A_{tx} (cm ²)	A_{tx} (cm ²)	A_{tx} (cm ²)	A_{tx} (cm ²)	A_{tx} (cm ²)			
A_{ty}	A_{ty}	A_{ty}	A_{ty}	A_{ty}			
A_{ay}	A_{ay}	A_{ay}	A_{ay}	A_{ay}			
Panneau 6							
Panneau 7							
	BAEL 80	CC BA 68	BAEL 80	CC BA 68			
A_{tx} (cm ²)	9,64	10,57	7,55	8,28			
	10/18 9HA12. t=11,5	11/31 10HA12. t=10,8	7,92 7HA12 t=9,45	9,05 8HA12 t=12,5			
A_{ty} (cm ²)	2,43	2,66	5,07	5,56			
	2,51 5HA8 t=20	3,01 6HA8 t=16,5	5,65 5HA12 t=20	5,65 5HA12 t=20			
A_{ax} (cm ²)	5,67	6,22	4,44	4,97			
	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5			
A_{ay} (cm ²)	1,43	1,57	2,98	3,27			
	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5	7,92 7HA12 t=14,5			

Panneau 8					Panneau 9				Panneau 10			
regles	BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8	
A _{cm²}	A _{cal}	A _{adofte}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{adof}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}
A _{tx}	7,19	7,92 7HA12 t=14,5	7,87	7,92 7HA12 t=14,5	5,24	5,49 7HA10 t=14,5	5,74	6,28 8HA10 t=12,5	8,55	9,05 8HA12 t=12,5	9,38	10,18 9HA12 t=11,5
A _{ty}	3,19	3,93 5HA10 t=20	3,50	3,92 5HA10 t=20	5,13	5,49 7HA10 t=14,5	5,62	6,28 8HA10 t=12,5	5,1	5,65 5HA12 t=20	5,59	5,65 5HA12 t=12,5
A _{ax}	4,22	7,92 7HA12 t=14,5	4,63	7,92 7HA12 t=14,5	3,08	7,92 7HA12 t=14,5	3,38	7,92 7HA12 t=14,5	5,03	7,92 7HA12 t=14,5	5,52	7,92 7HA12 t=14,5
A _{ay}	1,88	7,92 7HA12 t=14,5	2,06	7,92 7HA12 t=14,5	3,02	7,92 7HA12 t=14,5	3,31	7,92 7HA12 t=14,5	3,00	7,92 7HA12 t=14,5	3,29	7,92 7HA12 t=14,5
Panneau 11					Panneau 12				Panneau 13			
regles	BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8	
A _{cm²}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}
A _{tx}	3,66	4,02 8HA8 t=12,5	4,01	4,01 8HA8 t=12,5	4,9	5,49 7HA10 t=14,5	5,37	5,49 7HA10 t=14,5	8,31	9,05 8HA12 t=12,5	5,54	6,28 8HA10 t=12,5
A _{ty}	A _{tx/4}	1,13 4HA6 t=25	A _{tx/4}	1,13 4HA6 t=25	3,69	3,93 5HA10 t=20	4,04	4,71 6HA10 t=16,5	2,90	3,14 4HA10 t=25	4,59	4,71 6HA10 t=16,5
A _{ax}	1,83	2,01 4HA8 t=25	A _{ax}	2,01 4HA8 t=25	2,88	7,92 7HA12 t=14,5	3,16	7,92 7HA12 t=14,5	4,89	7,92 7HA12 t=14,5	3,26	7,92 7HA12 t=14,5
A _{ay}	-	-	-	-	2,17	7,92 7HA12 t=14,5	2,37	7,92 7HA12 t=14,5	1,71	7,92 7HA12 t=14,5	2,70	7,92 7HA12 t=14,5

- 314 -

Panneau 14				Panneau 15				Panneau 16				
regles	BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8	
A _{cm²}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}	A _{cal}	A _{ad}
A _{tx}	5,04	5,49 7HA10 t=14,5	5,54	6,28 8HA10 t=12,5	8,04	9,05 8HA12 t=12,5	8,81	9,05 8HA12 t=12,5	12,1	12,44 11HA12 t=9,5	13,25	13,56 12HA12 t=8,5
A _{ty}	4,19	4,71 6HA10 t=16,5	4,59	4,71 6HA10 t=16,5	5,24	5,65 5HA12 t=20	5,74	6,78 6HA12 t=16,5	3,99	4,71 4HA10 t=16,5	4,37	4,71 4HA10 t=16,5
A _{ax}	2,98	7,92 7HA12 t=14,5	3,26	7,92 7HA12 t=14,5	4,73	7,92 7HA12 t=14,5	5,18	7,92 7HA12 t=14,5	7,11	7,92 7HA12 t=14,5	7,79	7,92 7HA12 t=14,5
A _{ay}	2,47	7,92 7HA12 t=14,5	2,70	7,92 7HA12 t=14,5	3,08	7,92 7HA12 t=14,5	3,38	7,92 7HA12 t=14,5	2,35	7,92 7HA12 t=14,5	2,57	7,92 7HA12 t=14,5
Panneau 17				Panneau 18				Panneau 19				
regles	BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8		BAEL 80		CCBAG8	
A _{tx}	10,23	11,31 10HA12 t=10	11,21	11,31 10HA12 t=10	4,26	4,71 6HA10 t=16,5	5,40	5,49 7HA10 t=14,5	10,24	11,31 10HA12 t=10	11,22	11,31 10HA12 t=10
A _{ty}	4,82	5,65 5HA12 t=20	5,28	5,65 5HA12 t=20	4,34	4,71 6HA10 t=16,5	4,76	5,49 7HA10 t=14,5	2,29	2,51 5HA8 t=20	2,51	2,51 5HA8 t=20
A _{ax}	6,00	7,92 7HA12 t=14,5	6,60	7,92 7HA12 t=14,5	2,90	7,92 7HA12 t=14,5	3,18	7,92 7HA12 t=14,5	6,03	7,92 7HA12 t=14,5	6,60	7,92 7HA12 t=14,5
A _{ay}	2,83	7,92 7HA12 t=14,5	3,11	7,92 7HA12 t=14,5	2,55	7,92 7HA12 t=14,5	2,80	7,92 7HA12 t=14,5	1,90	7,92 7HA12 t=14,5	1,47	7,92 7HA12 t=14,5

CALCUL DES TASSEMENTS :

Pour le calcul des tassements, nous utiliserons la méthode exposée dans le livre de G. Philipponat, que nous résumerons très brièvement ci-dessous:

Le tassement ΔH de la couche d'épaisseur H est:

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad \text{avec } \Delta e: \text{ variation d'indice des vides} = e_0 - e_1$$

e_0 et e_1 sont déduits de la courbe oedométrique du sol considéré, de telle manière que:

σ_0 correspond à e_0 (σ_0 : pression des terres à l'état initial)

σ_1 " " e_1 (σ_1 : " à l'état final après construction)

La contrainte σ_1 au milieu de la couche II est égale à:

$$\sigma_1 = 5,03 \text{ bar.} \quad \xrightarrow{\text{diagramme}} \quad e_1 = 0,4720.$$

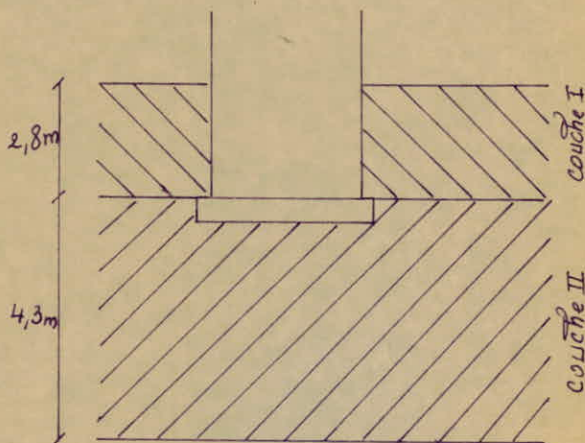
$$e_0 = 0,4950 \quad (\text{diagramme oedométrique}).$$

notre radier est ancré dans la deuxième couche, donc on s'intéressera qu'au tassement de la couche II.

$$\Delta H = H \cdot \frac{\Delta e}{1+e_0} = (710-280) \cdot \frac{(0,4950-0,4720)}{1+0,4950}$$

$$\text{soit } \Delta H = 6,6 \text{ cm.}$$

ce tassement est tolérable si on réfère aux tassements admissibles qui sont de l'ordre de (8 ± 30) cm pour les radiers (d'après le tableau de Polshin et TOKAS).



CHAPITRE 8

METRE

METRÉ DES ACIERS

Dans ce métré, ne sont donnés que les quantités d'aciers, exprimant une différence entre les deux règles (BAEL 80 - CCBA 68), cette différence est évaluée en %

1^o. Voiles: (élément de refends)

	CCBA 68 - RPA 81					BAEL 80 - RPA 81				
	φ	nbres de barres	L(m)	P [kg/m]	Pkg.	φ	nbres de barres	L(m)	P [kg]	
NIVEAU I (0,00m)	8	1229	11798,4	0,395	4660,368	8	1179	11318,4	4470,768	
	10	268	2653,2	0,616	1634,371	10	433	4286,7	2640,607	
	14	114	1197	1,208	1445,976	14	124	1302	1572,816	
	6	12	111,6	0,222	24,775	6	12	111,6	24,775	
	12	22	224,4	0,888	199,267	12	36	367,2	326,074	
	16	-	-	1,579	-	16	24	259,2	409,277	
	20	-	-	2,466	-	20	8	91,2	224,899	
Niveau II (8,40m)	8	1229	11798,4	0,395	4660,368	8	1118	10732,8	4239,456	
	10	364	3603,6	0,616	2219,818	10	451	4464,9	2750,378	
	14	32	336	1,208	405,888	14	28	294	355,152	
	6	12	111,6	0,222	24,775	6	12	111,6	24,775	
	12	8	81,6	0,888	72,461	12	22	224,4	199,267	
	16	-	-	1,579	-	16	16	172,8	272,859	
	20	-	-	2,466	-	20	-	-	-	
Niveau III (16,80m)	8	1295	12432	0,395	4910,60	8	1194	11462,4	4527,648	
	10	294	2910,6	0,616	1792,93	10	379	3752,1	2311,294	
	14	32	336	1,208	405,888	14	20	210	253,68	
	6	12	111,6	0,222	24,775	6	12	111,6	24,775	
	12	8	81,6	0,888	72,461	12	22	224,4	199,267	

	16	-	-	1,579	-	16	16	172,8	272,85
	20	-	-	2,466	-	20	-	-	
	Total				22554,76				25100,529

le BAEL 80 - Consomme 11,29 % plus que le CCBA68.

2°/ Linéaux

CCBA68 / RPA 81					BAEL 80 / RPA 81		
φ	nbre de barres	L(m)	P [Kg/m]	P [Kg]	nbre de barres	L(m)	P [Kg]
6	71	107,77	0,222	23,925	60	92,7	20,579
8	101	160,38	0,395	63,350	97	154,18	60,901
10	12	32,112	0,617	19,813	16	39,544	24,399
12	24	68,896	0,888	61,180	30	83,896	74,450
14	32	79,40	1,208	95,915	26	53,20	64,266
Total				264,183			244,595

le BAEL 80 Consomme 7,4 % de moins que le CCBA68.

3°/ Plancher Dalles

BAEL 80					CCBA68		
Terrasse φ	nbre de barres	L(m)	P (Kg/m)	P (Kg)	nbre de barres	L(m)	P (Kg)
6	601	2544,29	0,222	564,84	613	2595,56	576,21
8	32	101,12	0,395	39,94	-	-	-

ϕ	Etagé-Courant		P(Kg)		RDC		P(Kg)	
	nbre de barres	L(m)	P(Kg/ml)	P(Kg)	nbre de barres	L(m)	P(Kg)	P(Kg)
6	4328	17185,04	0,222	3815,04	3816	15487,52		3438,24
8	208	341,12	0,395	134,72	208	341,12		134,72
6	556	1737,06	0,222	385,63	478	1907,39		423,44
Total				4940,17				4572,61

Le BAEL 80 Consomme 8% de plus que le CCBA68.

3°) Radier:

ϕ	BAEL 80				CCBA68		
	nbre de barres	L(m)	P(Kg/ml)	P(Kg)	nbre de barres	L(m)	P(Kg)
12	705	2810,67	0,888	2495,875	703	2838,485	2520,057
10	220	919,67	0,616	566,516	292	1179,625	726,649
8	89	369,165	0,395	145,820	92	392,55	155,057
6	8	59,84	0,222	13,284	8	59,84	13,284
tatal				3221,495			3415,047

le BAEL 80 Consomme 5,7% de moins que le CCBA68

- Comparaison des deux règles CCBA68 - BAEL 80.

Flexion Composée: Il résulte de nos calculs que les règles BA68 conduisent à des sections d'aciers inférieures à celles données par les règles BAEL 80.

Ceci s'explique par le fait que les règles BAEL prennent en considération les effets du second ordre (état limite de stabilité de forme) d'où la majoration des efforts de calcul. donc d'autant plus l'effort est important et l'écart est d'autant plus grand. cet écart pouvant être alors de l'ordre de 11%.

Flexion simple: On remarque que les règles BAEL conduisent à une économie d'armatures. et pour des valeurs de moment relatif μ proche de 0,186 les 2 règles donnent des résultats sensiblement identiques.

Conclusion: nous ne donnons pas une conclusion déterminante, mais seulement, nous pouvons dire que globalement les deux règles conduisent à la même consommation d'armatures. ce qui est traduit par les résultats suivants:

- Voiles (éléments de refend) le BAEL 80 consomme 11,29% d'acier plus que le CCBA68.
- Linteaux: le BAEL 80 consomme 7,4% d'acier de moins que le CCBA68.
- dalles: le BAEL 80 consomme 8% d'acier de plus que le CCBA68.
- Radier: le BAEL 80 consomme 5,7% d'acier de moins que le CCBA68.

Donc pour l'ensemble de l'ouvrage le BAEL 80 consomme une quantité d'acier de l'ordre de 9% de plus que le CCBA68.

Bibliographie

Regles parasismiques ALGERIENNES (R.P.A 81)

Regles parasismiques FRANÇAISES (PS69)

Complément CTC aux regles (PS69)

Regles CCBA68

Regles BAEL 80

Calcul Pratique des sections en BA (Pierre CHARON)

Calcul Pratique des sections en BAEL (Pierre CHARON)

Calcul Pratique de BATIMENT M. DIVERS

TABLE DE BARES.

Initiation au calcul du Béton Armé aux états limites (M^r BELAZOUGUI).

