

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT R+9 A
USAGE D'HABITATION
R.D.C commercial.

Proposé par :

C.T.C

Etudié par :

Euthmane BOUDJELLAL

Mohamed EL-HATTAH

Dirigé par :

M^F STRAKHOV

M^F DERMOUNE

PROMOTION : JANVIER 1986

REMERCIEMENTS

Nous tenons à présenter nos sincères remerciements à :

- Notre promoteur M^s STRAKHOV
- Tous Les ingenieurs du C.T.C en particulier à :
M^{rs} A. DERMOUNE
M^{rs} YAVARI , M^r PIESKOWSKI , M^r OTHMANI
- Tous qui ont contribué de prés ou de loin à
notre formation.

DEDICACES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Je dedie ce modeste travail à :

- Mon père et ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard que Dieu les garde.
- Mes frères et soeurs et toute ma famille.
- La mémoire de mon grand père (R. CHAMI).
- Tous mes amis.
- Tous ceux qui ont collaboré à ma formation.

- Euthman. BOUDJELLAL.

. Je dedie ce travail à :

- La mémoire de mon père
- ma mère
- mon frère et ses enfants.
- toute ma famille
- tous mes amis et proches
- tous ceux qui ont collaboré à ma formation

EL-HATTA H Mohamed

TABLE DES MATIERES

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

-Chp I: A) Présentation de l'ouvrage
B) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....
C) Prédiimensionnement.....
D) Descente de charge.....
E) Centre de torsion ,centre de masse.....

-Chp II: Période et formes propres
A) Introduction.....
B) Calcul des inerties équivalentes.....
C) Calcul des déplacements.....
D) Calcul des périodes.....

-Chp III: Etude au vent.....

-Chp IV: Etude au seisme.....

-Chp V : Calcul des déformations.....

-Chp VI: Distribution des efforts horizontaux.....

-Chp VII: Efforts dans les voiles (sous les charges
Horizontales).....

-Chp VIII : Distribution des charges verticales sur les nat
éléments de refends.....

-Chp IX : Combinaisons

-Chp X : Ferrailage des voiles.....
A)-ferrailage des trumeaux.....
B)-ferrailage des linteaux.....

-Chp XI: C) calcul des éléments.....
A) Acrotères.....
B) Escaliers.....
C) Planchers.....
I°) Etage courant.....
2°) R.D.C.....

-Chp XII: Fondations.....

Chapitre I

A) Présentation de l'ouvrage



1) Introduction.

Le présent projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment R + 9 à usage d'habitation et de commerce, inscrit dans le projet de 1950 logements, qui sera implanté dans la région d'Alger (AIN NADJA) qui correspond à une zone de moyenne sismicité (zone II) aussi bien pour les règlements parasismiques que pour les règlements " N.V " . Ce bâtiment se compose de deux logements de trois pièces par niveau :

- RDC à usage de commerce
- le 11^{ème} niveau est prévu pour le local de machinerie d'ascenseur.

2) Caractéristiques géométriques.

Les dimensions en plan sont de 19,25 m dans le sens longitudinal et de 11,11 m dans le sens transversal avec une partie en saillie de 0,935 m.

La hauteur du bâtiment est de 30,19 m (acrotère compris), tandis que la cage d'ascenseur présente une hauteur totale de 33,43 m au dessus du sol (on tiendra compte de cette hauteur lors de l'étude au vent).

Distance entre deux planchers successifs : 2,88 m

L'ossature est constituée uniquement de voiles en BA coulé sur place, assurant le contreventement longitudinal et transversal du bâtiment.

a) Planchers : 2 types de planchers.

- Le plancher du RDC est formé de prédalles auxquelles on ajoute du béton coulé sur place.

- Les planchers de l'étage courant et de la terrasse seront constitués de dalles pleines de 16 cm d'épaisseur; ces planchers seront coulés en place avec les voiles par un système de coffrage "tunnel". Les paliers de la cage d'escalier ont une épaisseur de 18 cm.

b) Escaliers : L'escalier est constitué de deux volées adjacentes préfabriquées, appuyées chacune sur les paliers coulés sur place.

c) Ascenseur : La construction de la cage d'ascenseur se fera en voile de B.A .

d) Façades : Les façades seront réalisées par des plaques préfabriquées, en B.A de 15 cm d'épaisseur.

3) Caractéristiques du sol :

Le sol sur lequel repose notre bâtiment est de type meuble, sa contrainte admissible est de 2bars à 3m de profondeur.

4) Matériaux utilisés:

Le béton armé utilisé sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en BA (CCBA68) et à tous les règlements applicables en vigueur en Algérie.

a) Béton : La composition de 1 m³ de béton est de :

- 350 Kg de ciment CPA 325
- 800 l de gravillons $\Delta g \leq 25$ mm
- 400 l de sable $\Delta s \leq 5$ mm
- 150 l d'eau



- b) Acier : Les aciers utilisés :
- aciers à haute adhérence (FeE40)
 - aciers doux (Rmds lisses), (FeE24)
 - treillis soudés

seront propres et débarrassés de rouilles non adhérentes .

Remarque : Le chantier sera doté de matériels nécessaires pour permettre le prélevement d'échantillons à des fins de contrôle.

II) Caractéristiques mécaniques des matériaux

1) Béton:

Pour un béton dosé à 350 Kg de ciment CPA 325 avec un contrôle atténué, la résistance nominale à 28 jours d'âge est :

- pour la compression $\sigma_n' = \sigma_{28}' = 270$ bars
- pour la traction $\sigma_n = \sigma_{28} = 7 + 0,06 \cdot \sigma_n' = 23,2$ bars

a) Contrainte de compression admissible (Art 9.4 CCBA68) . Cette contrainte est désignée par σ_b' , c'est une fraction de sa résistance nominale; soit $\sigma_b' = \rho_b' \cdot \sigma_{28}'$.

La fraction ρ_b' est définie comme suit : $\rho_b' = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$.

$\alpha = 1$: dépend de la classe du ciment utilisé (CPA 325) .

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

$\gamma = 1$: dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

δ : dépend de la nature de la sollicitation.

- $\delta = 0,3$ en compression simple.
- $\delta = 0,6$ en flexion simple et flexion composée avec effort normal de traction.
- $\delta = 0,3 \cdot (1 + e_0/3e_1)$ flexion composée avec l'effort normal de compression avec $\delta \leq 0,6$

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

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

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

$\epsilon = 1$: en compression simple, quelque soit la forme de la section, (dans les autres cas $0,5 < \epsilon \leq 1$) .

- Contrainte admissible en compression simple :

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,3 \cdot 1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

Sous les sollicitations du 1^{er} genre : SP₁

$$\bar{\sigma}'_b = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$$

Sous les sollicitations du 2^{ème} genre : SP₂

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 68,5 = 102,75 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

- Contraintes admissibles en flexion simple ou en flexion composée avec traction en section rectangulaire :

$$\text{Sous SP}_1 : \bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,6 \cdot 1 \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Sous SP}_2 : \bar{\sigma}'_b = 1,5 \cdot 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Contrainte de traction de référence : notée par $\bar{\sigma}_b$ (Art. 9-5 CCBA68).

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \cdot \sigma'_n \quad \text{avec} \quad \beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$$

α, β, γ sont déjà définis ci dessus .

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_n}$$

Sous les sollicitations du 1^{er} genre, la contrainte de traction de référence est :

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,91 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Donc sous SP}_1 : \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{sous SP}_2 : \bar{\sigma}_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

2) Acier :

$$\text{Contrainte admissible : } \bar{\sigma}_a = \beta \cdot \sigma_{en}$$

$$\text{avec } \beta = 2/3 \quad (\text{sous SP}_1)$$

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

a) Aciers doux (ronds lisses) : FeE 24

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

b) Aciers à haute adhérence : FeE 40

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi \leq 20 \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{pour } \phi > 20 \end{array} \right.$$

c) Treillis soudés :

La limite d'élasticité nominale :

$$\text{- pour } \phi \leq 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 5200 \text{ bars} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{- pour } \phi > 6 \text{ mm} \quad \sigma_{en} = 4410 \text{ bars} = 4500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Contrainte admissible } \bar{\sigma}_a = \beta \cdot \sigma$$

$$\text{avec } \beta = 2/3 \quad (\text{sous SP}_1)$$

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

d) Armatures transversales :

On utilisera des armatures perpendiculaires à la ligne moyenne la contrainte de traction admissible pour ces armatures est : $\bar{\sigma}_{at} = \beta_{at} \cdot \sigma_{en}$

$$\beta_{at} = 1 - \frac{z_b}{9\bar{\sigma}_b} \quad \text{Si } \beta_{at} \text{ ainsi calculé est supérieur à } 2/3 \text{ et si la section ne comporte pas de reprise de bétonnage.}$$

$$\beta_{at} = 2/3 \quad \text{si les conditions indiquées ci-dessus ne sont pas remplies .}$$

e) Contrainte de traction imposée par la condition de fissuration :

(Art. 49,22 du CCBA68)

La contrainte de traction dans les aciers ne devra pas dépasser la contrainte de fissuration donnée par :

$$\sigma_f = \max [\sigma_1, \sigma_2]$$

$$\sigma_1 = \kappa \cdot \frac{\mu}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{" contrainte de fissuration systématique "}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{\mu}{\phi} \cdot \kappa \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{" contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle "}$$

Pour limiter la fissuration, on doit avoir :

$$\bar{\sigma}_a \leq \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{su}, \sigma_f \right)$$

Justification des décrochements :

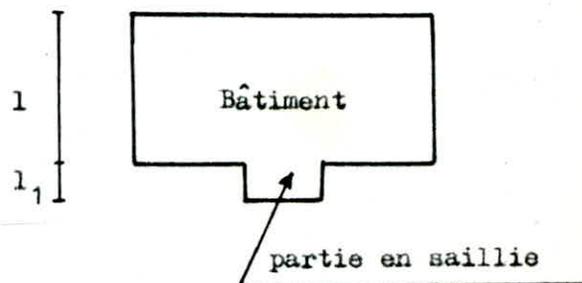
Le bâtiment a un décrochement suivant le sens transversal qui est bien justifier, selon l'article 2.3.1 du RPA81 .

- Le bâtiment a une forme proche d'un rectangle .

- Il faut que $l_1/4 \geq l_1$.

$$\left. \begin{array}{l} * l_1 = 2,475 \text{ m (au RDC)} \\ l = 11,11 \text{ m} \end{array} \right\} l_1 < \frac{l}{4} = 2,777 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} * l_1 = 0,935 \text{ m (à étage courant)} \\ l = 11,11 \text{ m} \end{array} \right\} l_1 < 1/4$$



Vérifié .

- Système de contreventement :

Notre bâtiment sera implanté en zone II, le système de contreventement doit être de même nature dans les deux directions (dans notre cas des voiles) selon l'art.2.3.3.4

- Art 2.3.3.5 : La distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présentera pas de variation brusques .

g) Prédimensionnement :

a) Planchers : L'épaisseur du plancher (e) est déterminé à partir des conditions suivantes :

* Condition de la limitation de la flèche :

En considérant le cas le plus défavorable d'une partie isostatique chargée uniformément avec $G + 1,2.P$

$$f_{\max} \leq \frac{L}{500} ; \frac{5.9L^4}{384.EI} \leq \frac{L}{500} \Rightarrow I \geq \frac{500.5.9L^3}{384.E}$$

$$\text{avec } \frac{b.e^3}{12} \text{ ce qui donne } e \geq \sqrt[3]{\frac{12.I}{b}}$$

E : module de déformation longitudinal du béton sous l'action des charges de longue

durée : $E = 7000. \sqrt{\sigma'_0}$ à 90 jours $\sigma'_{90} = 12. \sigma'_{28}$

d'où $E = 7000. \sqrt{1,2.270} = 126000 \text{ bars} = 128520 \text{ Kg/cm}^2$

l : portée maximale .

- plancher :

$$* l = 3,90 \text{ m} \rightarrow e \geq 15,334 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\underline{e = 16 \text{ cm}}}$$

- palier (d'étage, et intermédiaire) .

$$l = 4,55 \text{ m} \rightarrow e \geq 17,89 \text{ cm} \Rightarrow \underline{\underline{e = 18 \text{ cm}}}$$

b) Voiles :

- Art 4.3.1.2 : L'épaisseur minimum admissible est de 15 cm. (groupe 2, zone II)

- Art 4.3.1.3 : L'épaisseur minimale doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions (de rigidité) aux extrémités :

$$t \geq \left(\frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right) \Rightarrow \text{dans notre cas : } t \geq \frac{h_e}{20} = 18,60 \text{ cm}$$

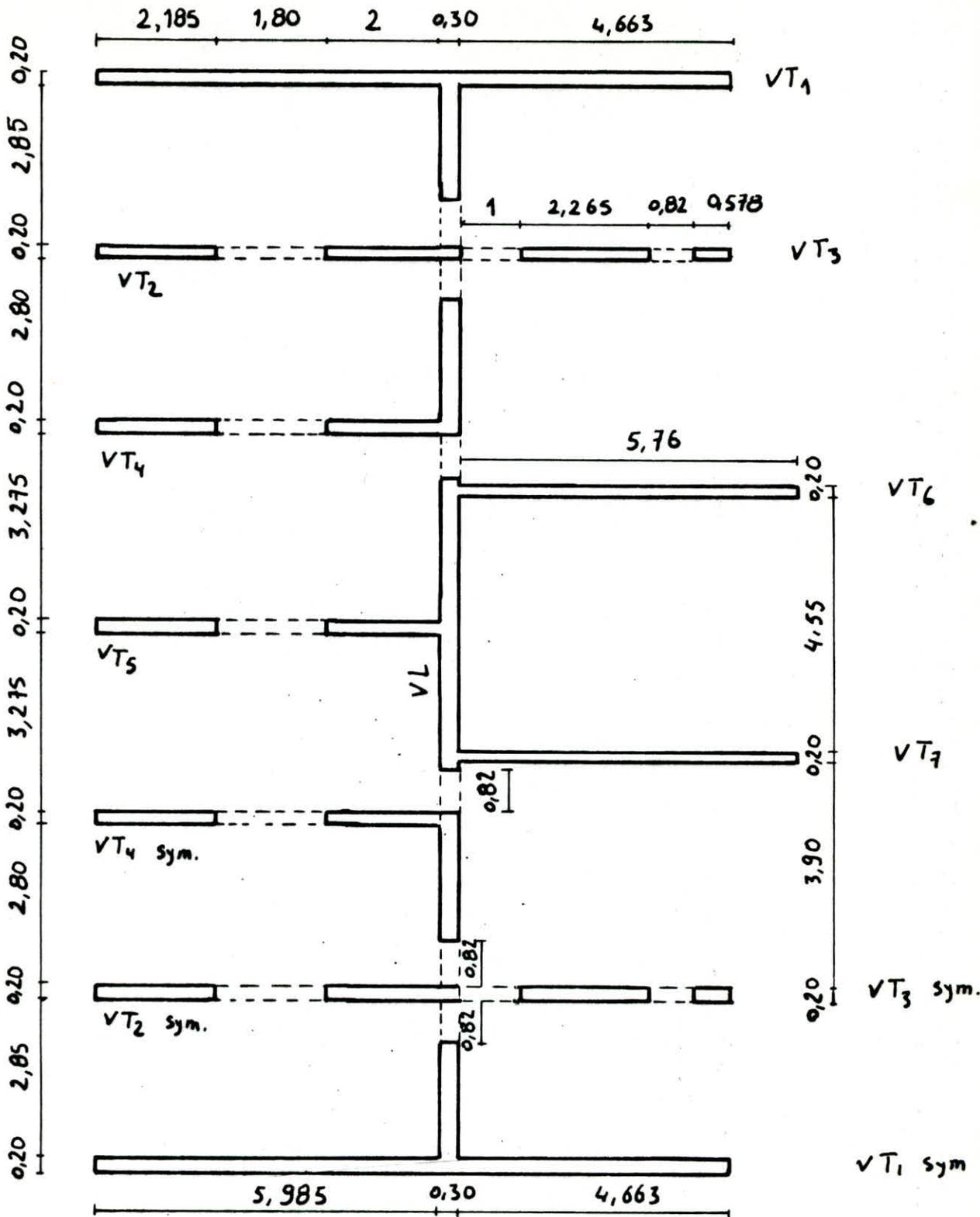
L'épaisseur des voiles transversaux : $t = 20 \text{ cm}$

L'épaisseur du voile (un) longitudinale : $t = 30 \text{ cm} .$

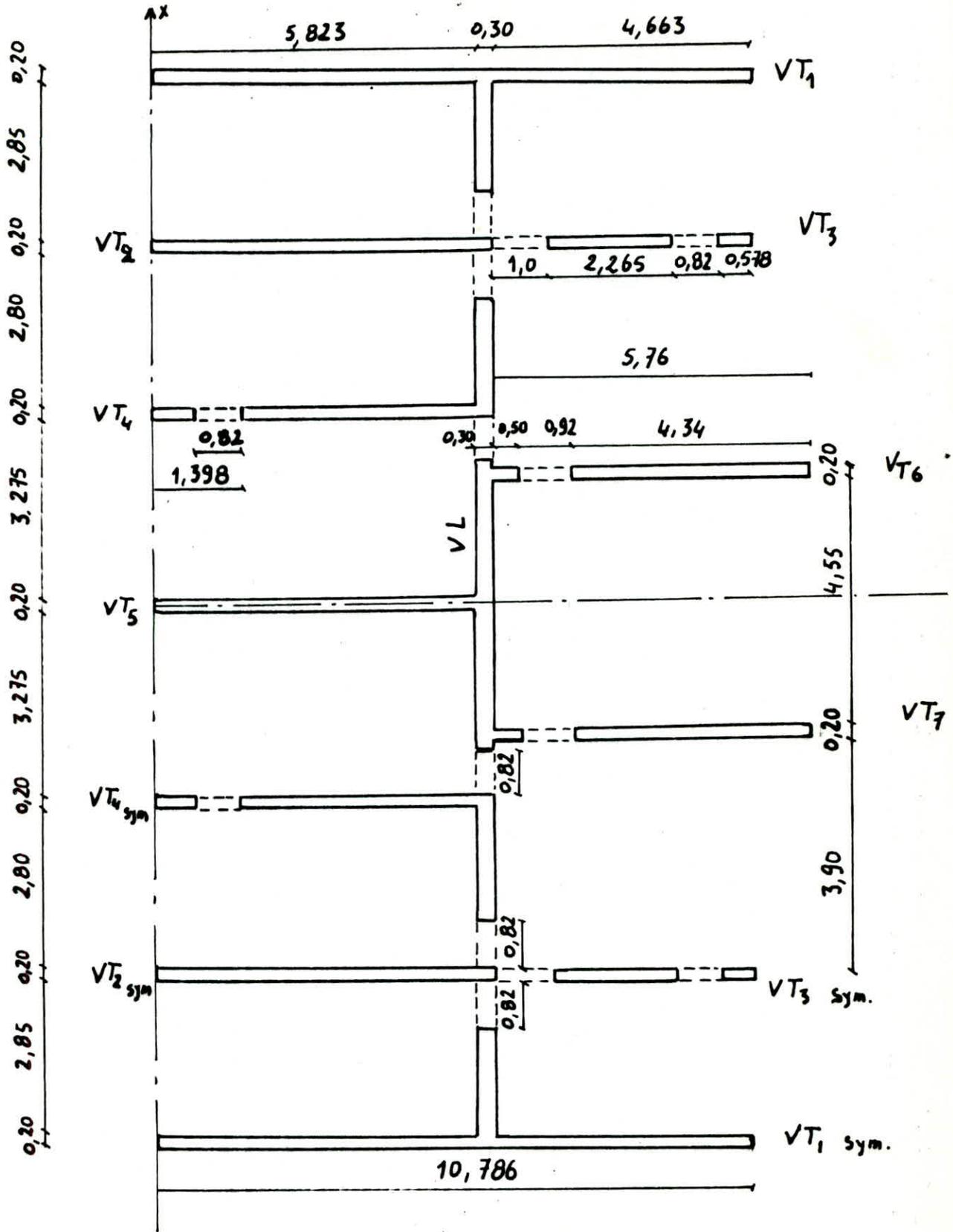
Acrotère : Elle est prise avec un épaisseur de 15 cm .

COTATION

"R.D.C"



"COTATION" Etage courant



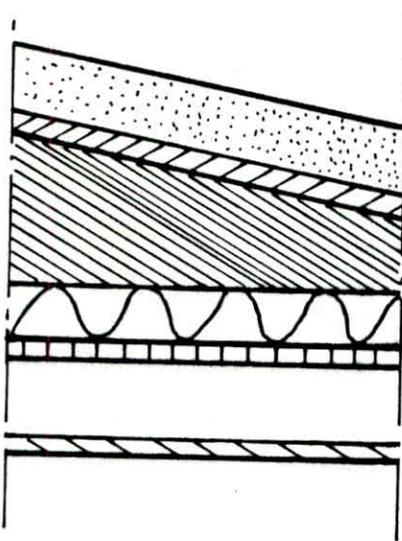
D) Déscente de charges :

La descente de charges se fait comme suit : chaque voile est supposé porter son poids propre et la part de charges et des surcharges qu'il lui transmettent les planchers, cette dernière est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture du béton à 45° .

I. Evaluation des charges et surcharges :

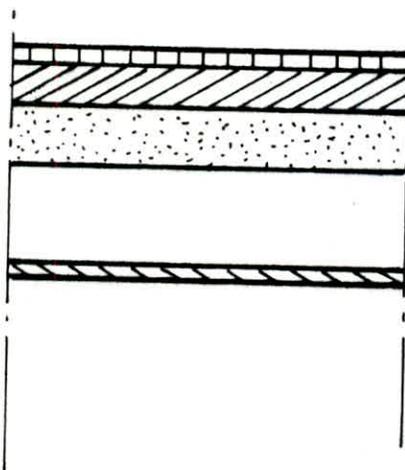
1) Charges permanentes :

a) Plancher terrasse (non accessible) .



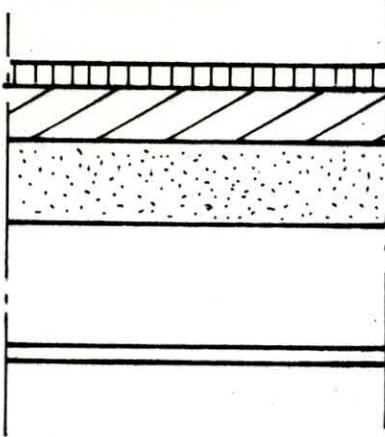
Gravier de protection ($\sim 5\text{cm}$) ...	$0,05 \cdot 1,6 = 0,080 \text{ t/m}^2$
Etanchéité (multicouche)	$= 0,020 \text{ t/m}^2$
Forme de pente en béton maigre .	$0,11 \cdot 2,20 = 0,242 \text{ t/m}^2$
Isolation liège ($\sim 4\text{cm}$)	$0,04 \cdot 0,25 = 0,010 \text{ t/m}^2$
Pare vapeur	$= 0,005 \text{ t/m}^2$
Dalle pleine (16cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t/m}^2$
Enduit au plâtre (2cm)	$0,02 \cdot 1,4 = 0,028 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
	$G = 0,785 \text{ t/m}^2$

b) Plancher courant .



Carrelage grés-cérame	$0,02 \cdot 2,2 = 0,44 \text{ t/m}^2$
Mortier de pose (2cm)	$0,02 \cdot 2,0 = 0,04 \text{ t/m}^2$
Sable (3cm)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051 \text{ t/m}^2$
Dalle pleine (16cm)	$0,16 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t/m}^2$
Enduit au plâtre (2cm)	$= 0,028 \text{ t/m}^2$
Cloisons	$= 0,075 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
	$G = 0,638 \text{ t/m}^2$

c) Plancher R.D.C.

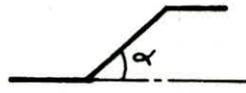


Carrelage prés-cérame	$0,02 \cdot 2,2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
Mortier de pose ($\sim 2\text{cm}$)	$0,02 \cdot 2,0 = 0,040 \text{ t/m}^2$
Sable ($\sim 3\text{cm}$)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051 \text{ t/m}^2$
Prédalle + Béton armé	$0,16 \cdot 2,5 = 0,400 \text{ t/m}^2$
Cloisons	$= 0,075 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
	$G = 0,610 \text{ t/m}^2$

d) Escalier :

hauteur de marche : $h = 18 \text{ cm}$; giron : $g = 28 \text{ cm}$

épaisseur de la paillasse : $e = 12 \text{ cm}$; inclinaison de l'escalier sur l'horizontale : $\alpha = 32,86^\circ$



* Palier

- carrelage grés-céramique	$0,02 \cdot 2,2 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- mortier de pose (2cm)	$0,02 \cdot 2,0 = 0,040 \text{ t/m}^2$
- sable (3cm)	$0,03 \cdot 1,7 = 0,051 \text{ t/m}^2$
- dalle pleine (18cm)	$0,18 \cdot 2,5 = 0,450 \text{ t/m}^2$
- enduit au plâtre (2cm)	$= 0,028 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
	$G = 0,613 \text{ t/m}^2$

* Volée :

- poids propre de la paillasse en BA (12cm)	$\cdot \frac{e \cdot 2,5}{\cos \alpha} = \frac{0,12 \cdot 2,5}{0,84} = 0,357 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
- poids propre des marches	$\frac{2,2 \cdot h}{2} = \frac{2,2 \cdot 0,18}{2} = 0,198 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
- mortier de pose (2cm)	$2,0 \cdot 0,02 = 0,040 \text{ t/m}^2$
- revêtement (2cm)	$2,2 \cdot 0,02 = 0,044 \text{ t/m}^2$
- enduit	$= 0,028 \text{ t/m}^2$
- garde corps	$= 0,1 \text{ t/m}^2$
	<hr/>
	$G = 0,767 \text{ t/m}^2$

Poids propre des éléments spéciaux :

a) 1) Les gaines (de conduite d'eau, d'électricité, gaz, ...) ont été évalués à $P = 0,756 \text{ t}$ par étage .

2) Le poids des vides ordures a été évalué à $0,682 \text{ t}$ par étage .

b) Acrotère : $P = 0,15 \cdot 2,5 \cdot 1,0 \cdot 0,4 = 0,150 \text{ t/ml}$

c) Façades : Façades préfabriquées en béton armé .

Il faut considérer pour chaque voile la part de (des) mur (s) de façade (s) qu'il supporte .

d) Ascenseur : $P = 1 \text{ t/m}^2 + 3 \text{ t}$ du moteur .

Descente de charge :

La descente de charge consiste à calculer pour tout élément de la structure (voile) les charges qu'il supporte au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

* Pour chaque voile on aura à considérer :

- son poids propre .
- la charge du plancher qu'il supporte .
- la part d'éléments qu'il supporte (escaliers, gaines, mur de façade, etc ...)

* Détermination du poids des façades (en BA d'épaisseur 15 cm).

FAÇADE ARRIERE		
N° panneau	R D C (t)	étg courant (t)
1 (ou 4)	4,073	2,554
2 (ou 3)	4,387	3,780

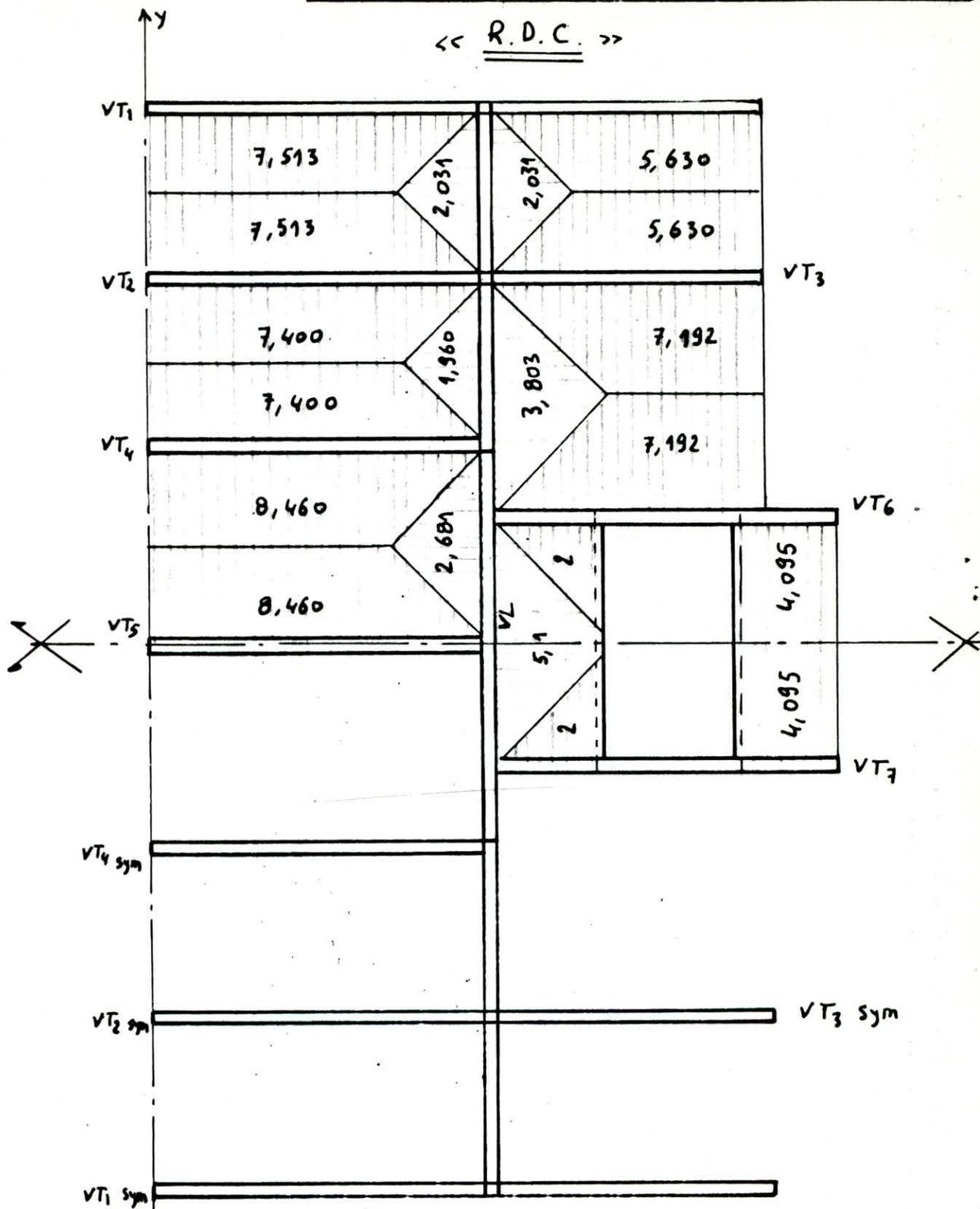
FAÇADE DEVANT	
N° panneau	étg courant (t)
1 (ou 6)	2,997
2 (ou 5)	2,250
3 (ou 4)	3,213

2) Surcharges d'exploitations :

- Plancher terrasse (non accessible) $P = 0,100 \text{ t/m}^2$
- Plancher courant (usage d'habitation) $P = 0,175 \text{ t/m}^2$
- Plancher R.D.C (usage de commerce) $P = 0,500 \text{ t/m}^2$
- Escalier { Palier $P = 0,400 \text{ t/m}^2$
 { Volée $P = 0,400 \text{ t/m}^2$
- Loggia et séchoir $P = 0,350 \text{ t/m}^2$
- Acrotère (terrasse non accessible donc pas de surcharge d'acrotère)

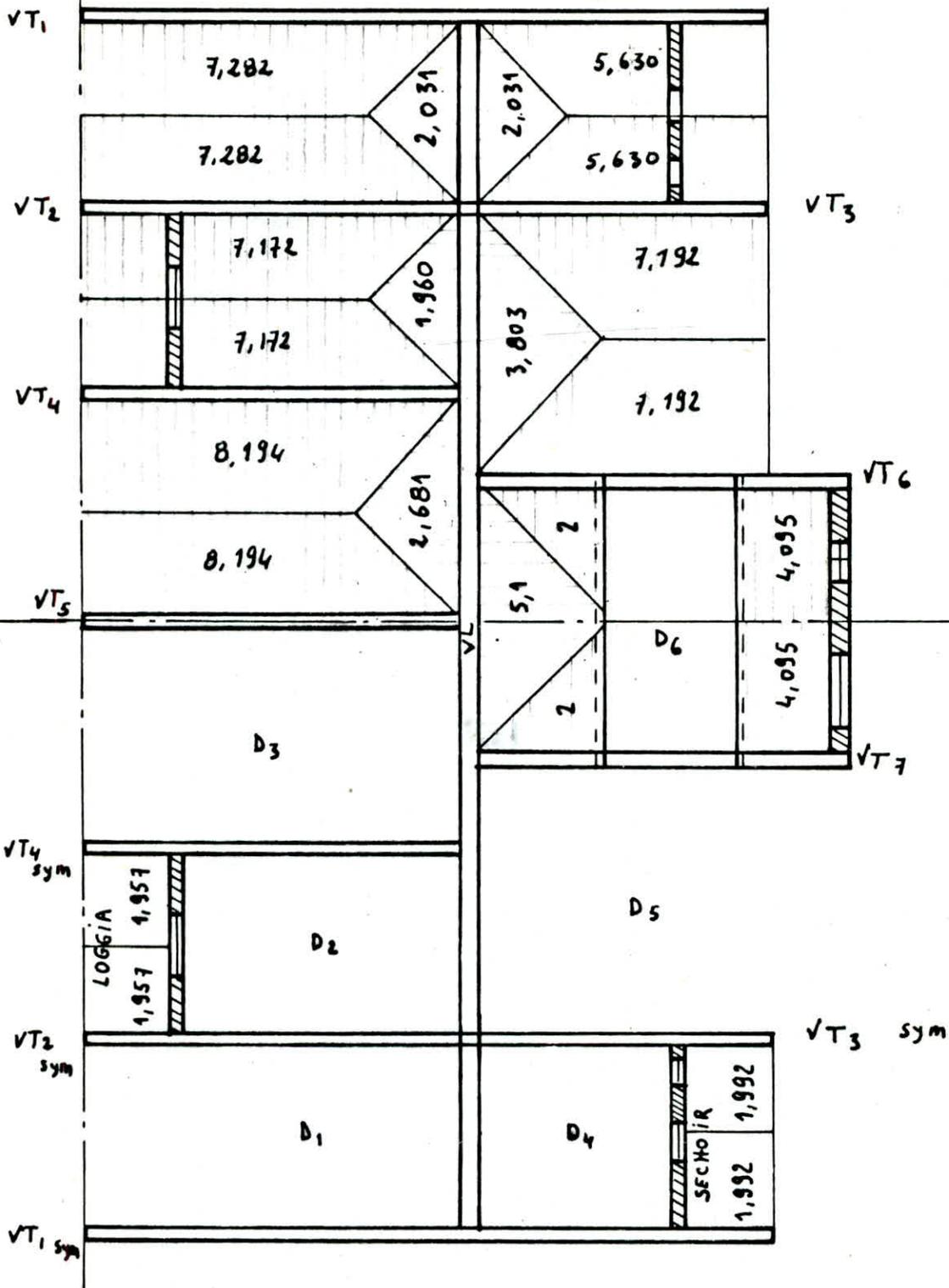
Surface des planchers revenant à chaque voile (cm²)

<< R.D.C. >>



Surface des planchers revenant à chaque voile (en m²)

<< étage courant >>



E) CENTRE DE TORSION ET CENTRE
DE MASSE.

I) Détermination du centre de masse:

En supposant que les masses sont concentrées au niveau des planchers en calcul pour chaque élément de la structure, son poids propre M_i et son centre de gravité (X_i, Y_i) dans un système d'axes orthogonaux convenablement choisis.

* Coordonnées du centre de masse:

$$Y_m = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i} ; \quad X_m = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i}$$

Pour les planchers on remarque que, mis à part la partie située entre les voiles Vt_6 et Vt_7 , le reste est symétrique dans le sens transversal pour les il y a aussi une symétrie dans ce sens.

II) Détermination du centre de torsion:

Le centre de torsion des voiles est défini comme suit :

$$\left. \begin{aligned} X_{cT} &= \frac{\sum I_i \cdot X_i}{\sum I_i} \\ Y_{cT} &= \frac{\sum I_i \cdot Y_i}{\sum I_i} \end{aligned} \right\} \text{ où } \begin{aligned} &I_i, \text{ représente l'inertie équivalente du voile "i"} \\ &X_i \text{ et } Y_i, \text{ la position du centre de gravité du voile "i"} \\ &\text{par rapport aux axes } X\text{-}X_{cT} \text{ et } Y\text{-}Y_{cT} \end{aligned}$$

Dans le sens transversal, les voiles de notre bâtiment sont disposés de façon symétrique donc $Y_{cT} = 0$

dans le sens longitudinal, on a un seul voile donc : $X_{cT} = \frac{I_v \cdot X_v}{I_v} = 5,973 \text{ m}$

le centre de torsion: $C_t \begin{cases} X_{cT} = 5,973 \text{ m} \\ Y_{cT} = 0 \text{ m} \end{cases}$

III) Calcul de l'excentricité:

Art 335 RPA81: la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse, a une excentricité par rapport au centre de torsion, égale à la plus grande des deux valeurs:

1)* 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
 $5\% \cdot L_{\max} = 0,962 \text{ m}$ pour tous les niveaux

2)* excentricité théorique résultant des plans;

$$e_{th} = X_{cM} - X_{cT}$$

$$e_{th} = Y_{cM} - Y_{cT}$$

Centre de masse de l'étage courant:

Elements		$M_i (t)$	$X_i (m)$	$Y_i (m)$	$M_i \cdot X_i (m)$	$M_i \cdot Y_i (m)$	
Panneaux de dalle	D1	10,587	2,9115	8,00	30,824	84,696	
	D2	10,402	2,9115	4,975	30,285	51,750	
	D3	12,166	2,9115	1,737	35,421	21,138	
	D4	8,479	8,454	8,00	67,832	67,832	
	D5	11,603	8,454	4,425	98,097	51,343	
	D5 _{sy}	11,603	8,454	-4,425	98,097	-51,343	
	D4 _{sy}	8,479	8,454	-8,00	67,832	-67,832	
	D3 _{sy}	12,166	2,911	-1,737	35,421	-21,138	
	D2 _{sy}	10,402	2,911	-4,975	30,285	-51,750	
	D1 _{sy}	10,587	2,911	-8,00	30,824	-84,696	
Escaliers	Palier	d'étage	5,578	7,123	0	39,732	0
		interm	5,020	10,983	0	55,134	0
	Volées	4,852	9,103	-0,875	44,167	-4,249	
Mur façade en maçon		5,357	11,733	0	62,854	0	
Gaines	V.O	0,682	10,533	1,975	7,183	1,347	
	Elect, eau	0,756	6,373	-0,65	4,818	-0,491	
Voiles ascenseur	VE800	3,10	9,403	0,60	29,150	1,860	
	VL300	1,720	10,158	1,475	17,472	2,537	
façade préfabriquée	Avant	16,920	-0,081	0	-1,370	0	
	Arrière	12,668	10,867	0	137,663	0	
Voiles	VT1	15,530	5,393	9,525	83,753	147,923	
	VT2	8,385	2,911	6,475	24,413	54,293	
	VT3	4,804	8,614	6,475	41,381	31,106	
	VT4	7,524	3,131	3,475	23,562	26,146	
	VT5	8,385	2,911	0	24,413	0	
	VT6	7,328	9,256	2,375	67,828	17,404	
	VT7	7,328	9,256	-2,375	67,828	-17,404	
	VT1 _{sy}	15,530	5,393	-9,525	83,753	-147,923	
	VT2 _{sy}	8,385	2,911	-6,475	24,413	-54,293	
	VT3 _{sy}	4,804	8,614	-6,475	41,381	-31,106	
	VT4 _{sy}	7,524	3,131	-3,475	23,562	-26,146	
	VL	32,966	5,973	0	196,90	0	
	Σ		286,041			1625,094	1,383

$$X_m = 5,681 \text{ m} \quad ; \quad Y_m = 0,0048 \text{ m}$$

$$e_{thx} = 5,681 - 5,973 = -0,29 \text{ m} \quad ; \quad e_{thy} = 0,0048 \text{ m}$$

On prend $e = 5\% L_{max} = 0,962 \text{ m}$ dans les 2 directions.

Centre de masse de la terrasse

Elements	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i \cdot X_i$ (t.m)	$M_i \cdot Y_i$ (t.m)	
Panneaux de dalle	D1	13,027	2,911	8,00	37,928	104,216
	D2	12,798	2,911	4,975	37,928	63,670
	D3	14,969	2,911	1,737	43,582	26,008
	D4	10,433	8,454	8,00	88,206	83,464
	D5	14,277	8,454	4,425	120,705	63,176
	D5y	14,277	8,454	-4,425	120,705	-63,176
	D4y	10,433	8,454	-8,00	88,206	-83,464
	D3y	14,969	2,911	-1,737	43,582	-26,008
	D2y	12,798	2,911	-4,975	37,261	-63,670
	D1y	13,027	2,911	-8,00	37,928	-104,216
Cage d'escalier	D6noy	20,573	9,003	0	185,218	0
	D6sce	4,032	8,098	1,40	32,651	5,644
Voiles	VT6	8,84	8,664	2,375	76,589	20,995
	VT8	4,706	8,323	0,60	39,168	2,823
	VL3as	2,10	10,148	1,475	21,310	3,097
	VL	2,64	5,973	1,475	15,768	3,894
Acrotère	Fas AV	1,887	-0,081	0	-0,153	0
	Fas AR	1,103	10,867	0	11,986	0
	Cage d'esc	0,742	11,808	0	8,761	0
	Sur VT1	1,50	5,393	9,625	8,089	14,437
	Sur VT1y	1,50	5,393	-9,625	8,089	-14,437
Σ	153,804			1063,507	36,453	

$$X_m = 6,914 \quad ; \quad Y_m = 0,237 \text{ m}$$

$$e_{thx} = 6,914 - 5,973 = 0,94 \text{ m} \quad ; \quad e_{thy} = 0,237 - 0 = 0,237 \text{ m}$$

On prend $e_x = e_y = e = 5\% L_{max} = 0,962 \text{ m}$ dans les deux directions.

Charges verticales revenants à chaque voile (G) en tonnes.

Niveaux Voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VL	VE8a	VL3a	VE8poub	VE4poub
Ferrasse	13,271	12,026	10,870	12,790	13,646	27,489	15,117	26,74	8,46	4,630	—	—
9e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
8e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
7e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
6e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
5e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
4e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
3e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
2e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
1e	26,544	20,232	16,150	20,068	22,054	24,710	26,601	52,805	3,10	1,72	—	—
RDC	31,730	18,697	19,009	21,525	19,921	33,1307	35,921	65,901	2,911	3,78	5,960	4,781
I	283,877	212,811	175,229	214,927	232,053	283,009	290,45	567,886	39,271	23,29	5,960	4,781

Surcharge revenant à chaque voile(P) en tonnes.

Niveaux / Voiles	VT1	VT2	VT3	VT4	VT5	VT6	VT7	VL
Terrasse	1,291	1,445	1,281	1,530	1,638	2,200	1,771	3,123
9 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
8 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
7 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
6 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
5 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
4 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
3 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
2 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
1 ^e	2,607	2,872	2,591	3,02	2,868	4,973	4,973	6,417
RDC	6,571	7,456	6,408	7,920	8,146	7,881	7,881	12,751
Σ	31,325	34,749	31,008	36,63	35,910	54,838	54,409	73,623

Poids total du bâtiment:

Poids total du bâtiment sous les charges permanentes G est:

$$G = 3220,43 \text{ t.}$$

**PERIODES' ET
FORMES PROPRES'**

A) Les valeurs de la période données par les formules empiriques (Art 33.122) tiennent compte des dimensions du bâtiment et négligent l'influence des inerties sur la période, comme notre bâtiment présente des inerties différentes suivant les deux directions principales ($I_{XX} / I_{YY} = 0,5$); on a entrepris de faire l'étude dynamique pour déterminer les périodes propres avec une précision satisfaisante.

La dynamique des structures a pour but le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations, pour des raisons simplificatrices, ce comportement est considéré élastique.

L'étude pour la détermination des périodes et modes propres d'oscillation de la structure ne peut se faire directement sur celle-ci, pour cela on doit représenter la structure réelle par un modèle mathématique qui reflète aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure.

Pour des bâtiments à étages, le modèle mathématique retenu est une console, à masses concentrées, encastrée à une de ses extrémités.

Dans ce système, les masses M_1, M_2, \dots, M_n sont concentrées au niveau de chaque plancher, et accrochées à un support d'inertie variable ou constante et de masse négligeable.

Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide, et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté du fait que ses déformations propres sont négligeables devant celles de l'ensemble du bâtiment.

Le nombre de degré de liberté est égal au nombre de masses concentrées (planchers). Les masses M_1, M_2, \dots, M_n sont les masses des différents planchers augmentées de la masse, de la part des éléments verticaux (voiles, façades, gaines,) qui leur reviennent.

Vu la difficulté du calcul, les auteurs ont mis à la disposition des utilisateurs des formules et méthodes simplifiées assez compatibles avec la sécurité recherchée.

Nous utilisons la méthode de RAYLEIGH, lors de cette étude, on ne tiendra compte que des déformations de flexion plane, c'est à dire que le seul degré de liberté de chaque masse M_i est une translation dans la direction de vibration.

Cette méthode se base sur le principe de la conservation de l'énergie, elle ne s'applique donc qu'aux systèmes conservatifs; néanmoins elle peut être appliquée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures en admettant que les frottements et l'influence de l'amortissement sur les valeurs des formes et pulsations propres sont négligeables.

Pour un système élastique, la loi de conservation de l'énergie s'écrit :

$$E_T = E_c(t) + E_p(t) = C^{te}$$

E_T : énergie totale .

$E_c(t)$: énergie cinétique .

$E_p(t)$: énergie potentielle .

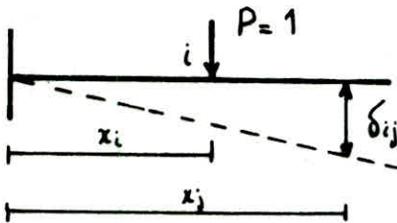
Quand $E_c = 0$, E_p est maximum et vice-versa .

Donc $E_T = E_p^{\max} = E_c^{\max} = C^{te}$.

De la on tire la valeur de la pulsation fondamentale du système oscillant.

Etape de calcul :

a) On calcule les coefficient d'influence δ_{ij} qui est le déplacement d'une section "j" produit par une force unitaire appliquée en "i" .



(1) $i \leq j$

$$\delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right)$$

(2) $i \geq j$

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{2 \cdot E \cdot I} \cdot \left(x_i - \frac{x_j}{3} \right)$$

- (1) la section "i" se trouve à gauche de la section "j" .
- (2) la section "i" se trouve à droite de la section "j" .

- D'après le théorème de réciprocité de MAXWELL-BETTI : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

- Les valeurs de δ_{ij} seront calculées ultérieurement par un programme "BASIC" sur micro-ordinateur et données sous forme de matrice 10 X 10 .

b) On détermine les déplacements statiques par la relation :

$$\delta_j(\text{stat}) = \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_{ij} \quad , \quad \text{et on écrit } \delta_{j \cdot \text{st}} = X_{0j}$$

La précision des résultats obtenus avec la méthode de RAYLEIGH dépend du choix de la ligne élastique, cette précision peut être améliorée en utilisant un procédé itératif qui corrige la forme initiale choisit . " déformée statique " .

Procédé itératif :

a) Calcul du coefficient adimensionnel ρ :

$$\rho_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{on}} \quad \text{avec } x_{on} : \text{flèche (déplacement) au sommet de la console .}$$

b) La première correction nous oblige à calculer une nouvelle force F .

$$F_{1j} = \rho_{1j} \cdot P_j$$

l'indice "1" correspond à la 1^{ère} correction.
l'indice "j" correspond à la côte à laquelle on veut avoir F ou ρ

c) Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements x_{1j} .

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

d) On calcule ensuite, le coefficient adimensionnel ρ de la 2^{ème} correction.

$$\rho_{2j} = \frac{x_{1j}}{x_{1n}}$$

e) La 2^{ème} correction consiste à calculer une nouvelle force F_{2j} .

$$F_{2j} = \rho_{2j} \cdot P_j$$

f) Avec les nouvelles forces, on calcule les déplacements : $x_{2j} = \sum_{i=1}^n F_{2i} \cdot \delta_{ij}$

Le processus itératif est rapidement convergent et le nombre d'itération dépend de la précision voulue et le processus est arrêté lorsque :

$$\rho_{mj} = \rho_{(m-1).j}$$

On a alors : $F_j^{(m)} = \rho_{mj} \cdot P_j$ et $\rho_{mj} = \rho_{(m+1).j} = \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$
 d'où $x_{mj} = \rho_{mj} \cdot x_{mn}$

Détermination de la période :

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

L'énergie potentielle maximale qui n'est autre que le travail de la force d'inertie sera donc :

$$E_p^{\max} = \frac{1}{2} \cdot \sum_{j=1}^n F_{mj} \cdot x_{mj}$$

De même l'énergie cinétique maximale est donnée par :

$$E_c^{\max} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\omega^2}{g} \cdot \sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{mj}^2$$

Comme $E_c^{\max} = E_p^{\max} = E_T = C^{te}$

On tire

$$\omega^2 = g \cdot \frac{\sum_{j=1}^n F_{mj} \cdot x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j \cdot x_{mj}^2}$$

En remplaçant :

$$F_{mj} = \rho_{mj} \cdot P_j \quad \text{et} \quad x_{mj} = \rho_{mj} \cdot x_{mn}$$

On aura : $\omega^2 = g \cdot \frac{1}{x_{mn}} \Rightarrow \omega = \sqrt{\frac{g}{x_{m,n}}}$

et la période : $T = \frac{2 \cdot \pi}{\omega} \Rightarrow T = \frac{2 \cdot \pi}{\sqrt{g}} \cdot \sqrt{x_{m.n}}$

x_{mn} : le déplacement au sommet à la $m^{i\text{ème}}$ et dernière itération .

T : période propre de vibration correspondant au mode fondamental d'oscillation.

Masses soumises à l'action dynamique :

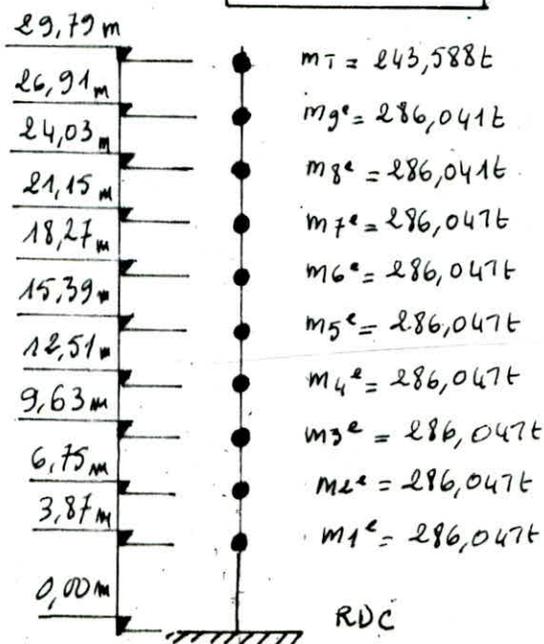
Les masses considérées seront de deux types :

- Masse des planchers (éléments horizontaux) .
- Masse de la structure verticale (refends, façades, gaines,) .

Cette dernière masse sera répartie sur les différents planchers c'est à dire que chaque plancher prendra la moitié de la masse des éléments verticaux qui se trouvent au dessus et au dessous de lui.

Masses concentrées soumises à l'action dynamique :

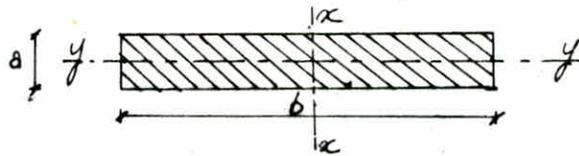
	masse du plancher sous G (t)	masse des éléments verticaux (t)	masse des éléments verticaux à ajouter (t)	masses concentrées (t)
terrasse	153,804	/ / / / /	89,784	243,588
9 ^e2 ^e	106,473	179,568	179,568	286,041
1 ^e	106,473	224,113	89,784 + 112,056 = 201,84	308,313



B) CALCUL DES INERTIES.

REFEND PLEIN: Le calcul des inerties des refends pleins est simple, on emploie la formule relative aux sections rectangulaires c'est-à-dire:

$$I_x = \frac{a \cdot b^3}{12}$$



REFEND AVEC OUVERTURES:

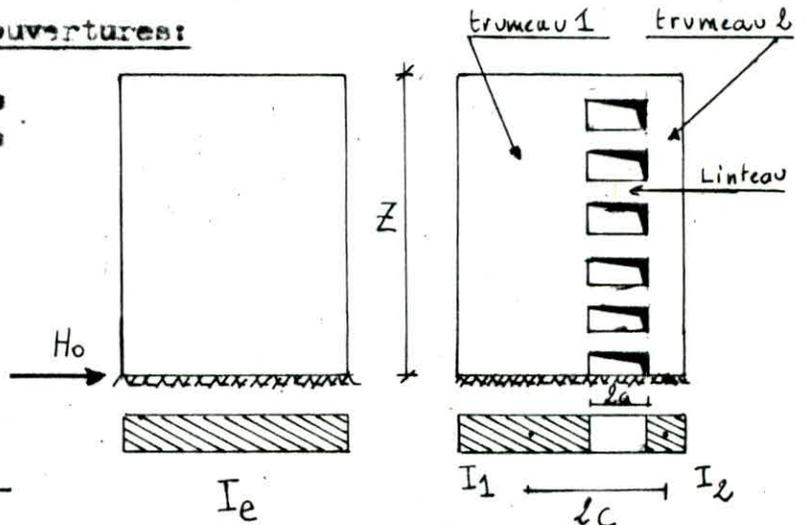
Un voile à une ou plusieurs files d'ouvertures est un ensemble de tronçons liés entre eux au niveau de chaque plancher par des linteaux

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

Pour la distribution des efforts horizontaux, il suffit de remplacer chaque refend avec ouvertures par un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal présenterait à son sommet une flèche égale à celle du refend avec ouvertures.

a) Refend à une file d'ouvertures:

Pour le cas d'un voile sollicité par des charges triangulaires concentrées (seisme).



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

refend fictif équivalent

refend avec une seule file d'ouvertures.

$a_n = a_{(10)} = 1,08$; coefficient tiré du tableau -2 du livre "conception et calcul des structures soumise aux seisme" (EPABI)

$$m = \frac{\ell c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

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

= à la côte "0" tiré des abaques

= Z degré de monolitisme

i: inertie du linteau.

E(E''): module d'élasticité longitudinal du matériau constituant le refend (linteau).

l: hauteur d'étage.

$$I = I_1 + I_2 + \ell m c$$

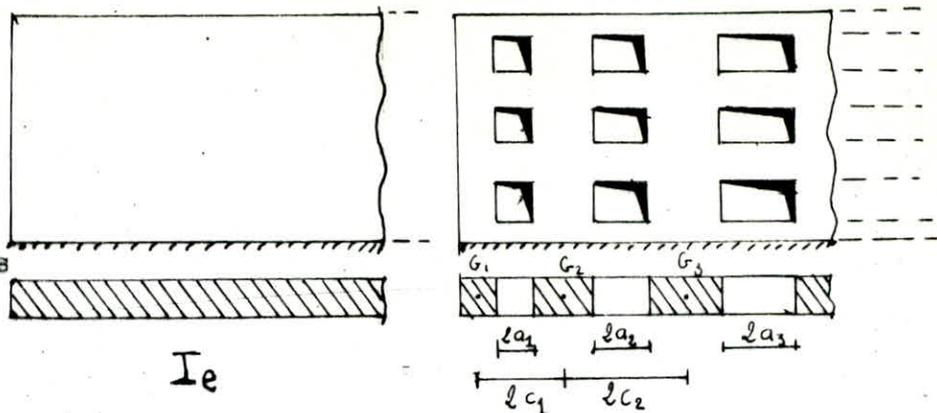
$$\omega^2 = \frac{3i E'}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 \ell}$$

$$\alpha = \omega \cdot Z \rightarrow \psi_0 (\xi = 0)$$

i: aire de la section horizontale du trouveau i

b) Refend à plusieurs files d'ouvertures:

D'après le même principe
on calcul l'inertie
équivalente;
dans le cas d'un voile
soumis à des charges
concentrées triangulaires
(cas du seisme).



$$I_e = \frac{a_n \cdot I}{\frac{60}{11} \frac{I \cdot \psi_0^2}{(\sum I_i) \alpha^2} + 1}$$

avec; $a_n = 1,08$ (pour $n = 10$ niveaux)

$$\alpha = \omega Z \quad \text{et} \quad \omega^2 = \frac{6 E'}{E \cdot \ell (\sum I_i)} \sum \left(\frac{i_i \cdot c_i^2}{a_i^3} \right)$$

a_i : demi-portée de l'ouverture "i"

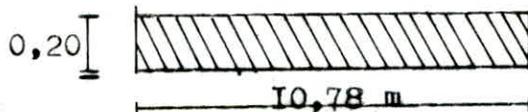
c) Application: Pour déterminer les inerties équivalentes, on supposera que notre bâtiment est encasté au niveau du rez de v chaussée (c'est à dire que nos refends sont encastés à ce niveau).

1°) Voiles pleins : (sans ouvertures).

-Voile Vt1 :

$$\Omega = 2,157 \text{ m}^2$$

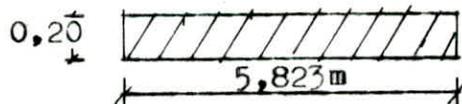
$$I = I_e = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{0,2 \cdot (10,786)^3}{12} = \underline{\underline{20,914 \text{ m}^4}}$$



-Voile Vt2: Ce refend n'a pas une file d'ouvertures mais au niveau du rez de chaussée il y a une ouverture qui peut être négligée par rapport à la surface du refend et on considèrera que ce refend est plein.

$$\Omega = 1,1646 \text{ m}^2$$

$$I = I_e = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{0,20 \cdot (5,823)^3}{12} = \underline{\underline{3,290 \text{ m}^4}}$$



-Voile Vt5: même explication que pour le refend Vt2.

$$I = I_e = \underline{\underline{3,290 \text{ m}^4}}$$



2°) Voile à une file d'ouvertures:

-Voile Vt6: au niveau du R.D. Ce refend n'a pas d'ouvertures mais pour simplifier les calculs on considèrera qu'il y a une ouverture au R.D.C (on est dans le sens de la sécurité).

$$\Omega_1 = 0,20 \cdot 4,34 = 0,868 \text{ m}^2 \quad , \quad \Omega_2 = 0,20 \cdot 0,50 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$\Omega a = 0,92 \text{ m} \quad , \quad \ell c = 3,34 \text{ m} \quad , \quad m = 0,2995 \text{ m}^3$$

$$I_1 = 1,3624 \text{ m}^4 ; I_2 = 2,08 \cdot 10^3 \text{ m}^4 ; i = 0,01298 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + 2mc = 2,3648 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 1,3424 \rightarrow \alpha = \omega Z = 34,515 \rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{1,08 \cdot 2,3648}{\frac{60}{11} \cdot \frac{0,295 \cdot 0,66 \cdot 3,34}{(1,3624 + 2,08 \cdot 10^3)(34,515)^2} + 1} = 2,548 \text{ m}^4$$

$$I_e = 2,548 \text{ m}^4$$

Voile Vt7: ce voile est identique à Vt6

$$\text{donc; } I_e = 2,548 \text{ m}^4$$

Voile Vt4: même raisonnement que Vt6:

$$\alpha_1 = 0,885 \text{ m}^2 ; \alpha_2 = 0,1156 \text{ m}^2 ; 2a = 0,82 \text{ m} ; 2c = 3,3215 \text{ m}$$

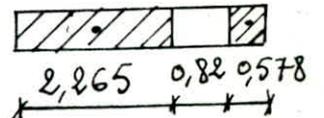
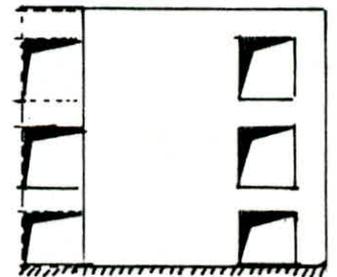
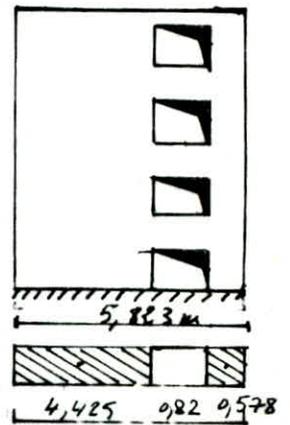
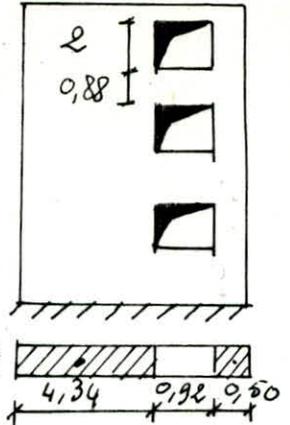
$$m = 0,339 \text{ m}^3 ;$$

$$I_1 = 1,444 \text{ m}^4 ; I_2 = 0,0032 \text{ m}^4 ; i = 0,0092 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + 2mc = 2,573 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 1,211 \rightarrow \alpha = \omega Z = 32,716 \rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 2,774 \text{ m}^4$$



-Voile Vt3: c'est un voile à 2 files d'ouvertures

mais puisque l'une des deux se trouve à l'extrémité du refend, on la néglige et on considère le refend à une file d'ouvertures.

$$\alpha_1 = 0,453 \text{ m}^2 ; \alpha_2 = 0,1156 \text{ m}^2 ; 2a = 0,82 \text{ m} ; 2c = 2,241 \text{ m}$$

$$m = 0,2064 \text{ m}^3$$

$$I_1 = 0,1936 \text{ m}^4 ; I_2 = 3,218 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 ; i = 9,189 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + 2 \cdot m \cdot c = 0,659 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 2,526 \rightarrow \alpha = \omega Z = 47,25 \rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = 0,7090 \text{ m}^4$$

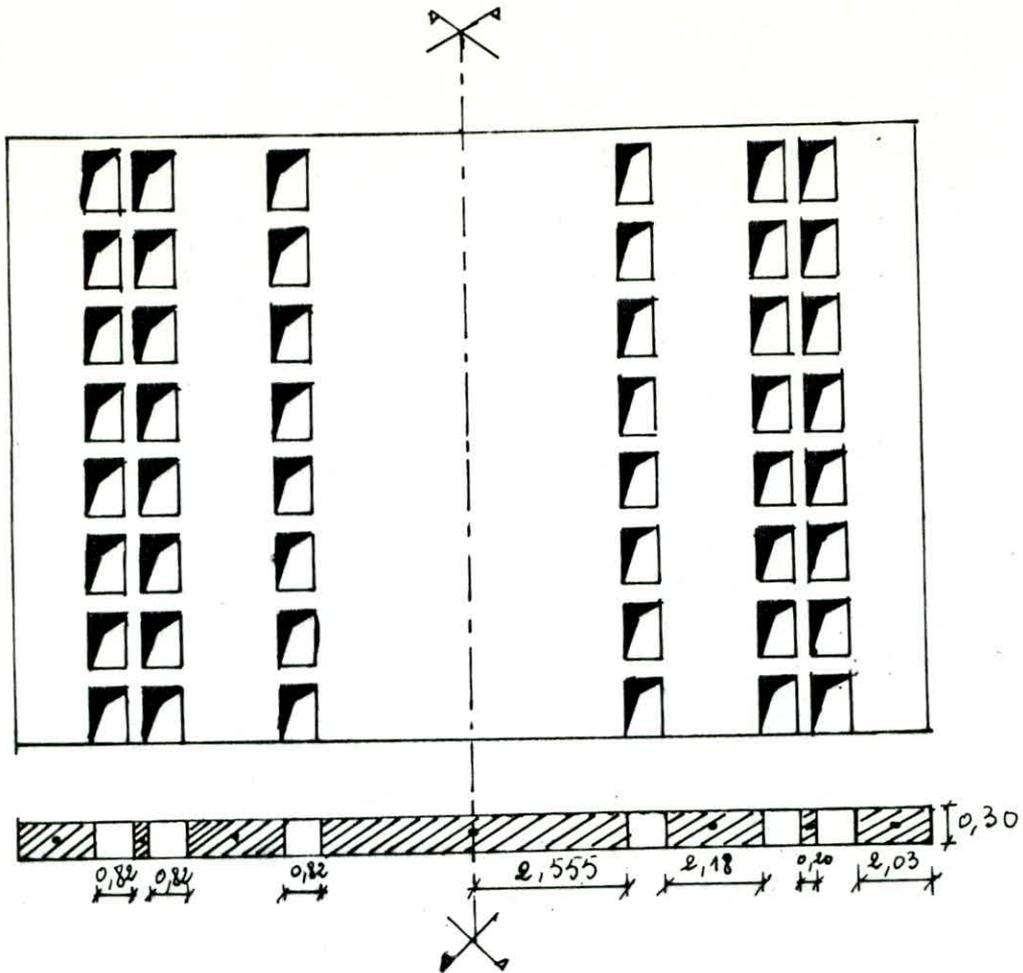
c) Refend à plusieurs files d'ouvertures.

-Voile VL: ce refend comporte 6 files d'ouvertures,

$$2a_1 = 2a_2 = 0,82 = 2a_3 = 2a_4 = 2a_5 = 2a_6 ; 2c_1 = 2c_2 = 1,935 \text{ m} ; 2c_3 = 2c_4 = 2,01 \text{ m}$$

$$2c_5 = 2c_6 = 4,465 \text{ m} ; \alpha_1 = \alpha_2 = 0,609 \text{ m}^2 ; \alpha_3 = 0,06 = \alpha_4 ; \alpha_5 = 0,654 \text{ m}^2 = \alpha_6$$

$$\alpha_4 = 1,533 \text{ m}^2 ; i_1 = i_2 = i_3 = i_4 = i_5 = i_6 = 0,0138 \text{ m}^4$$



$$I_1 = I_7 = 0,209 \text{ m}^4$$

$$I_2 = I_6 = 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_3 = I_5 = 0,259 \text{ m}^4$$

$$I_4 = 3,336 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + \Omega_i \cdot d_i^2 = 121,527 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = 1,3533 \rightarrow \alpha = \omega Z = 34,655 \rightarrow \psi_0 = 0,66$$

$$I_e = \frac{1,08 \times 121,527}{\frac{60}{11} \cdot \frac{121,527 \cdot 0,66^2}{4,2724 \cdot (34,655)^2} + 1} = 124,256 \text{ m}^4$$

$$\underline{\underline{I_e = 124,256 \text{ m}^4}}$$

- 21 -

$i \backslash j$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	19,320	40,887	62,453	84,020	105,587	127,153	148,720	170,287	191,854	213,421
2	40,887	102,515	168,125	233,735	299,345	364,955	430,565	496,175	561,785	627,395
3	62,453	168,125	297,685	431,226	564,767	698,308	831,850	965,391	1098,932	1232,473
4	84,020	233,735	431,226	652,605	877,965	1103,326	1328,686	1554,046	1779,406	2004,766
5	105,587	299,345	564,767	877,965	1215,051	1556,118	1897,185	2238,252	2579,319	2920,386
6	127,153	364,955	698,308	1103,326	1556,118	2032,798	2513,460	2994,122	3474,784	3955,446
7	148,720	430,565	831,850	1328,686	1897,185	2513,460	3153,623	3797,768	4441,912	5086,056
8	170,287	496,175	965,391	1554,046	2238,252	2994,122	3797,768	4625,307	5456,816	6288,331
9	191,854	561,785	1098,932	1779,406	2579,319	3474,784	4441,912	5456,816	6495,608	7538,381
10	213,421	627,395	1232,473	2004,766	2920,386	3955,446	5086,056	6288,331	7538,381	8812,320

Tableau des déplacements unitaires: Sij.F.I (m³)

	masses	308,313	286,041	286,041	286,041	286,047	286,047	286,041	286,047	286,047	286,047	243,588
	j	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1 st iteration	$\delta_{ij} \cdot EI$	324237,30	925501,50	1765776,50	2791413,70	3955594,8	5218338,60	6546493,8	7913742,90	9300601,4	10694417,0	
	P_j^1	0,03031	0,08654	0,16511	0,26101	0,36987	0,48794	0,61214	0,73998	0,86966	1,00	
	F_j^1	9,34754	24,75416	47,22879	74,66125	105,79934	139,57364	175,09748	211,66696	248,76093	243,588	
2 nd iteration	$X_j^1 \cdot EI$	201131,10	583911,30	1131801,80	1815118,8	26055326,5	3475687,20	4402001,20	5363409,70	6343240,80	7329881,0	
	P_{ij}^2	0,02743	0,07966	0,15440	0,24763	0,35543	0,47418	0,60055	0,73171	0,86539	1,00	
	F_j^2	8,46007	22,78653	44,16738	70,83312	101,67016	135,63508	171,78352	209,30149	247,53838	243,588	
3 rd iteration	$X_j^2 \cdot EI$	198453,70	576303,00	1117387,20	1792540,40	2573672,70	3434402,80	4350790,70	5302145,10	6271883,50	7248422,0	
	P_j^3	0,02737	0,07950	0,15415	0,24730	0,35506	0,47381	0,60023	0,73148	0,86527	1,00	
	F_j^3	8,44126	22,74235	44,09489	70,73812	101,56355	135,53011	171,69306	209,23588	247,50418	243,588	
6 th iteration	$X_j^5 \cdot EI$	198381,30	576097,00	1116996,30	1791927,10	2572811,50	3433278,10	4349394,7	5300472,8	6269934,6	7246200,00	
	P_j^6	0,02737	0,07950	0,15414	0,24729	0,35505	0,47380	0,60023	0,73148	0,86527	1,00	
	F_j^6	8,44077	22,74121	44,09300	70,73563	101,56075	135,52734	171,69067	209,23414	247,50327	243,588	
7 th iteration	$X_j^6 \cdot EI$	198381,30	576097,0	1116996,30	1791927,10	2572811,40	3433278,10	4349394,10	5300472,80	6269934,5	7246200	
	P_j^7	0,02737	0,07950	0,15414	0,24729	0,35505	0,47380	0,60023	0,73148	0,86527	1,00	
	F_j^7	8,44077	22,74121	44,09300	70,73563	101,56075	135,52734	171,69067	209,23414	247,50327	243,588	

c) Détermination des déplacements:

dans le sens longitudinal; $\sum I_{el} = 124,256 \text{ m}^4$

dans le sens transversal; $\sum I_{et} = 63,70 \text{ m}^4$

; $E = 3851820 \text{ t/m}^2$

-déplacement longitudinal: $x_{jl} = \frac{(X_{mj} \cdot EI)}{E \cdot \sum I_{el}}$

-déplacement transversal: $x_{jt} = \frac{(X_{mj} \cdot EI)}{E \cdot \sum I_{et}}$

; $(X_{mj} \cdot EI)$: valeurs présent du tableau précédent.

tableau des déplacements:

j	Sens longitudinal	Sens transversal
	x_{jl} (cm)	x_{jt} (cm)
1	0,04	0,08
2	0,12	0,24
3	0,23	0,46
4	0,38	0,73
5	0,54	1,05
6	0,72	1,40
7	0,91	1,77
8	1,11	2,16
9	1,31	2,55
10	1,51	2,95

j: représente l'étage.

D) Calcul des périodes :

-période longitudinale;

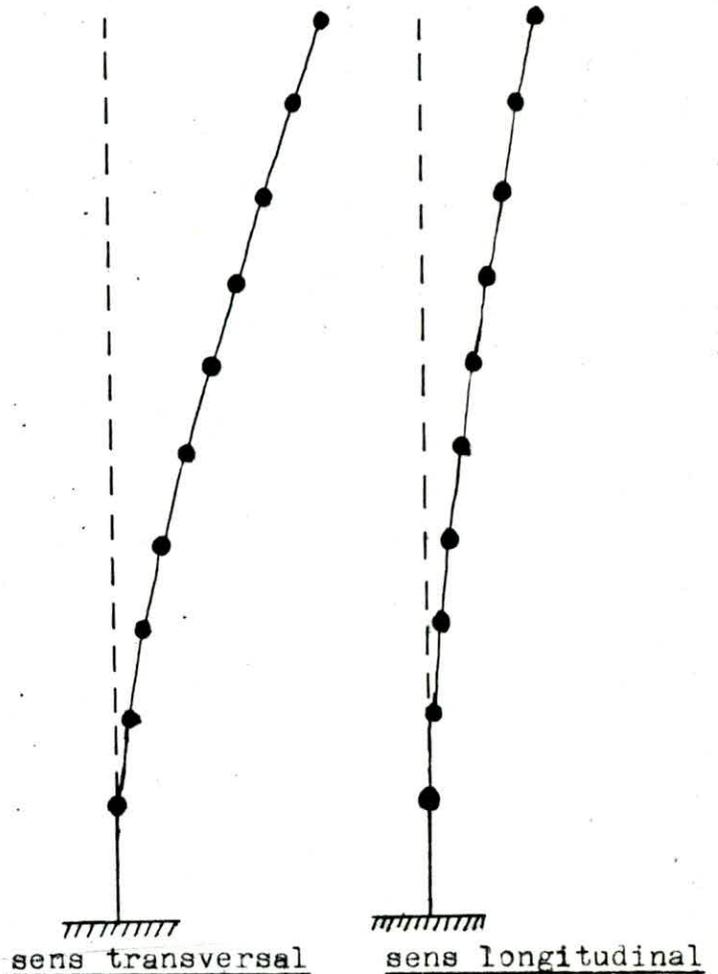
$$T_l = 2 \pi \sqrt{\frac{x_{10l}}{g}} = 0,247 \text{ s}$$

-période transversale;

$$T_t = 2 \pi \sqrt{\frac{x_{10t}}{g}} = 0,345 \text{ s}$$

Conclusion:

Nos deux périodes T_l, T_t étant inférieures à 0,5 secondes le calcul des forces sismiques sera mené en ne considérant que le mode fondamental.



"Formes propres"

" 1er mode."

**ETUDE AU
S'EISME**

Introduction

Nous nous proposons dans cette étude de déterminer les différentes sollicitations et efforts d'origine sismique, conformément aux règles parasismiques Algériennes RPA 81

Le RPA 81 a pour but de donner un certain degré de sécurité aux vies humaines et aux biens matériels en donnant les mesures nécessaires à la conception et l'exécution des constructions.

Dans ce règlement les forces réelles dynamiques qui se développent sont remplacées par les forces statiques fictives dont les effets sont équivalents aux effets sismiques.

Ces forces sismiques équivalentes sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action d'un séisme extrême. Cette différence est considérée implicitement par l'application rigoureuse des dispositions constructives qui garantissent à la structure une ductilité suffisante.

Evaluation des forces sismiques

toutes les conditions requises par le RPA pour l'application de la méthode statique étant satisfaites, nous pouvons calculer la force latérale par la formule :

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

Détermination des coefficients : A, B, D et Q

a) coefficient d'accélération de zone ; A :

Il dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique
 Notre bâtiment est à usage d'habitation et commerce \Rightarrow groupe d'usage 2,
 lieu d'implantation : Alger \rightarrow Zone II

D'où $A = 0,15$ (RPA 81, TABLEAU 1)

b) coefficient de comportement de la structure ; B :

Il dépend du type et de la nature des contreventements de la structure
 - Structure voiles porteurs (catégorie 5) $B = 1/3$

c) facteur de qualité ; Q :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_i \quad \text{avec } 1 \leq Q \leq 1,6$$

P_i : est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

P_q	Critères	sens longitudinal		sens transversal	
		critère est-il observé?	valeur P_q	critère est-il observé?	valeur P_q
P_1	critère de files porteuses	NON	0,1	NON	0,1
P_2	CRITÈRE de surabondance en plan	NON	0,1	NON	0,1
P_3	critère symétrie en plan	OUI	0	OUI	0
P_4	critère de régularité en élévation	OUI	0	OUI	0
P_5	critère de contrôle de la qualité des matériaux	NON	0,1	NON	0,1
P_6	critère de contrôle de la qualité de la construction	OUI	0	OUI	0
		Σ	$= 0,3$	Σ	$= 0,3$

donc $Q = 1 + 0,3 = 1,3$ dans les deux sens.

d) détermination du facteur d'amplification dynamique moyen D :

Il dépend du type de sol et de la période T du bâtiment

$$D = 2 \sqrt{\frac{0,5}{T}} \quad \text{pour un sol meuble (notre cas)}$$

T suivant les formules empiriques :

$$\begin{aligned} H &= 29,79 \text{ m (hauteur du bâtiment)} \\ L_l &= 19,25 \text{ m (dans le sens longitudinal)} \\ L_t &= 12,05 \text{ m (dans le sens transversal)} \end{aligned}$$

- sens longitudinal :

$$T_l = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_l}} = 0,611 \quad D = 1,806$$

- sens transversal

$$T_t = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_t}} = 0,772 \quad D = 1,570$$

Les périodes empirique ne tiennent pas compte des inerties .

T suivant la formule théorique

- sens longitudinal : $T = 0,247 \text{ s} \quad D = 2$

- sens transversal : $T = 0,345 \text{ s} \quad D = 2$

$D_{thé}$ n'est pas inférieure à 80% des valeurs de D empirique. $D=2$ dans les 2 sens

Détermination du poids propre de la structure W :

- 9 étages a usage d'habitation .

- Le RDC est a usage de commerce, il faut donc considéré 50% de P au niveau du RDC .

$$W = G_{ét} + 0,50 P_{RDC} = 3220,43 + 0,50(63,31) = 3252 \text{ t}$$
$$W = 3252 \text{ t}$$

d'où finalement : $V = ABDQW = 0,15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1,3 \times 3252$

$$V = 422,76 \text{ t} \quad \text{dans les deux sens ;}$$

Distribution des forces latérales : (Art 333)

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment selon les formules

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

F_t : force concentrée au sommet de la structure .

$F_t = 0,07.T.V < 0,25V$, mais puisque les périodes longitudinales et transversales sont inférieures à 0,7 s nous prendrons $F_t = 0$

$$\text{d'où } V = \sum_{i=1}^n F_i$$

V sera distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$F_K = \frac{(V-F_t)W_K h_K}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} ; F_t = 0$$

$$\text{DONC } F_K = \frac{V \cdot W_K \cdot h_K}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

W_K et h_K sont respectivement le poids et la hauteur à partir de la base du niveau K

F_K : l'effort horizontal au niveau K

K	W_K (t)	h_K (m)	F_K (t)	Forces cummulées (t)
1 ^{er}	308,313	3,87	10,741	422,76
2 ^e	286,041	6,75	17,381	412,014
3 ^e	286,041	9,63	24,797	394,633
4 ^e	286,041	12,51	32,213	369,836
5 ^e	286,041	15,39	39,628	337,623
6 ^e	286,041	18,27	47,044	297,995
7 ^e	286,041	21,15	54,460	250,951
8 ^e	286,041	24,03	61,876	196,491
9 ^e	286,041	26,91	69,292	134,615
10 ^e (terrasse)	243,586	29,79	65,323	65,323

CALCUL DES
DEFORMATIONS

Chp V CALCUL DES DEFORMATIONS

Connaissant les forces sismique agissant à chaque niveau on calculera les déformations élastiques puis conformément à l'article 3371 RPA 81 ces déformations seront multipliées par le coefficient $1,0/2B (\geq 1)$.
 Pour tenir compte de la ductibilité de la structure. Ensuite on vérifiera que les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents sont inférieurs à 0,0075 fois la hauteur d'étage.

Calcul des flèches : f_j

Au niveau j , la flèche est $f_j = \sum_{i=1}^n \delta_{ij} F_i$

δ_{ij} : coefficient d'influence calculé précédemment.

$$f_j' = f_j \cdot \frac{1,0}{2B} \quad (B = 1/3)$$

$$\Delta f_j' = f_{j+1}' - f_j' \quad ; \quad (\Delta f_j' : \text{déplacement relatif latéral})$$

$$(\Delta f_j')_{\text{admi}} = 0,0075 \cdot h \Rightarrow (\Delta f_j')_{\text{admi}} = 2,16 \text{ cm}$$

	Sens transversal		Sens longitudinal	
	f _j (cm)	Δf _j (cm)	f _j (cm)	Δf _j (cm)
1°	0,037	0,071	0,019	0,036
2°	0,108	0,100	0,055	0,052
3°	0,208	0,125	0,107	0,064
4°	0,333	0,144	0,171	0,074
5°	0,477	0,157	0,245	0,080
6°	0,634	0,168	0,325	0,086
7°	0,802	0,173	0,411	0,089
8°	0,975	0,176	0,500	0,090
9°	1,151	0,177	0,590	0,091
10° terrasse	1,328		0,681	

Les déplacements relatifs latéraux, vérifient bien l'article 3371 du RPA 81

**DISTRIBUTION DES
EFFORTS HORIZONTAUX**

Chp. VII) DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX

Soit une structure dont les effets horizontaux sont repris par une série de refends .

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

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

1°) Hypothèses simplificatrices de l'étude :

- 1_ Les refends sont parfaitement encastrés à la base .
- 2_ Les planchers sont indéformables horizontalement .
- 3_ L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur ou bien la variation d'inertie suit la même loi pour tous les refends .

2°) Exposé de la méthode du centre de torsion .

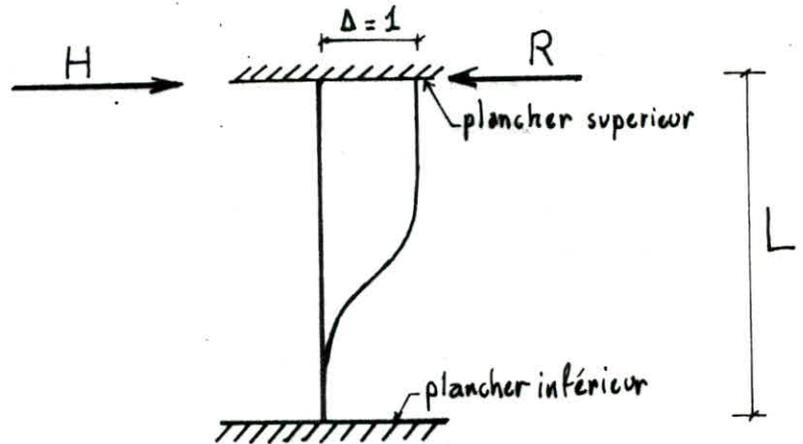
Le centre de torsion $[C_T]$ d'un groupe de refends est le point défini par :

- 1)_ Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion provoque uniquement une translation de direction parallèle à celle de la force .
- 2)_ Un moment dont la direction passe par le centre de torsion engendre seulement une rotation de même sens que celle du moment.

Les forces horizontales se répartissent dans les refends suivant leurs rigidités. La rigidité à la flexion "R" d'un refend est la force (ou le couple) de rappel par laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) extérieur H produit une translation (ou rotation) unitaire telle qu'elle est représentée sur la figure .

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

R : rigidité
I : moment d'inertie de la section transversale
L : hauteur d'étage



Puisque tous les refends ont le même module d'élasticité, la même hauteur d'étage et présentent les mêmes conditions aux appuis; nous pouvons simplifier les calculs en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie .

3°) Application de la méthode à la structure

Les axes d'inertie principaux de tous les refends sont parallèles, en plus on peut effectuer les calculs avec les moments d'inerties à la place des rigidités, donc on fait un calcul simplifié. [M. Divers, Calcul pratique des tours en BA] .

Soient:

- e_x, e_y : excentricités du centre de torsion par rapport au centre de masse .
- x_i, y_i : coordonnées du centre de gravité de refend "i" par rapport au centre de torsion .
- H : l'effort horizontal .

Les forces provenant des translations .

$$H'_x = \frac{H_x I_y}{\Sigma I_y} \quad ; \quad H'_y = \frac{H_y I_x}{\Sigma I_x}$$

Les forces provenant des rotations .

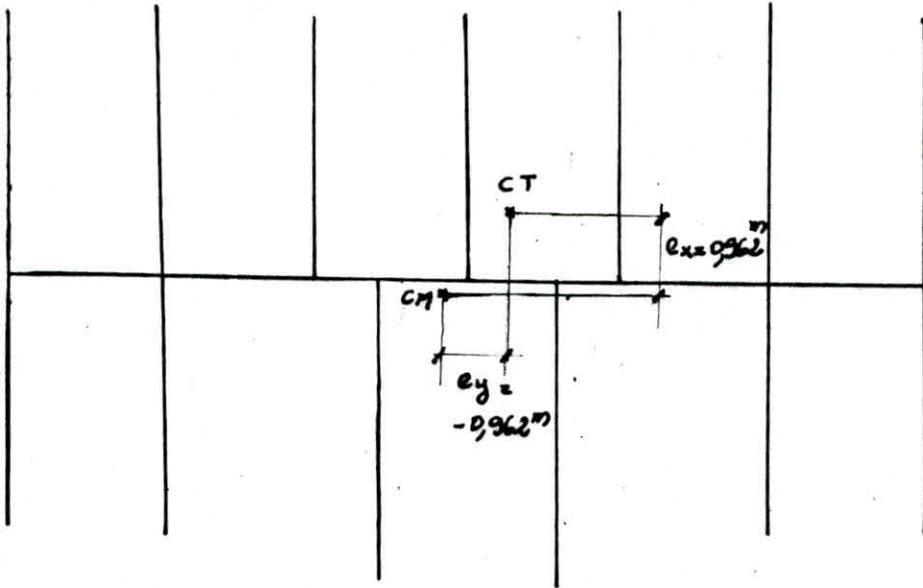
$$H''_x = \frac{H_x \cdot e_y \cdot I_{y_i} \cdot y_i}{J} \quad ; \quad H''_y = \frac{H_y \cdot e_x \cdot I_{x_i} \cdot x_i}{J}$$

OU $J = \Sigma I_{x_i} \cdot x_i^2 + \Sigma I_{y_i} \cdot y_i^2$

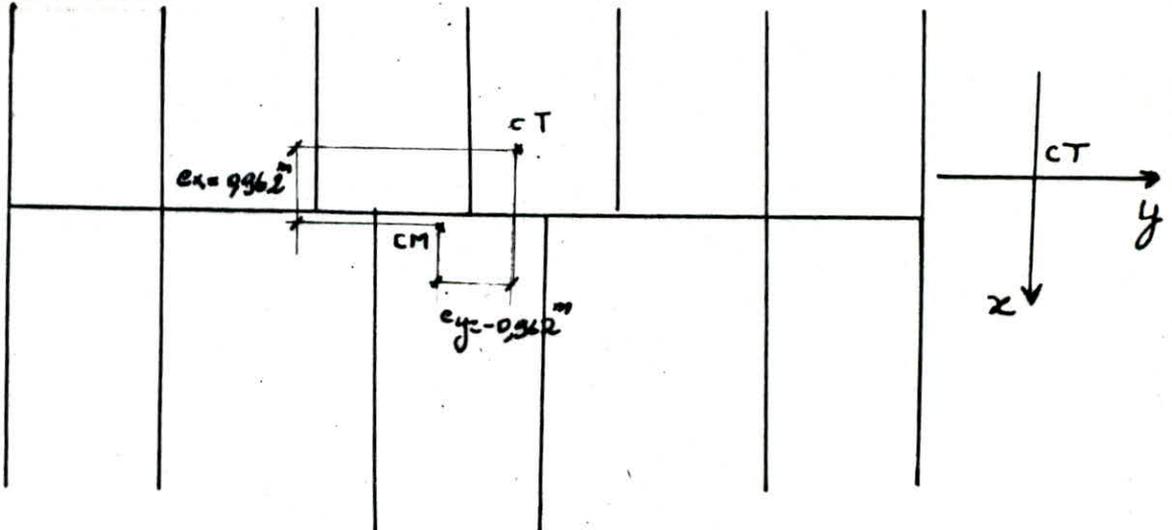
Les forces finales distribuées dans les refends sont en définitives:

$$H_x = H'_x + H''_x \quad ; \quad H_y = H'_y + H''_y$$

Plancher terrasse



Plancher courant



Remarque:

L'excentricité e_x ou e_y qui résulte de l'excentricité accidentelle prévue par le règlement (RPA), peut être soit à droite ou soit à gauche du centre de masse, cela amène à conclure:

pour les refends transversaux symétriques, nous prendrons la valeur la plus défavorable des efforts tranchants et des moments fléchissants.

		VOILES TRANSVERSAUX						Voile long
		VT1 (VT1 sym)	VT2 (VT2 sym)	VT3 (VT3 sym)	VT4 (VT4 sym)	VT5	VT6 (VT7)	VL
Terrasse	T	24,534	3,713	0,799	3,077	3,405	2,722	66,86
	M	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9 ^e	T	24,534	3,713	0,799	3,077	3,405	2,722	66,86
	M	70,657	10,693	2,307	8,671	9,806	7,839	192,55
8 ^e	T	50,645	7,664	1,649	6,214	7,028	5,621	137,166
	M	216,515	32,765	7,050	26,568	30,047	24,027	587,594
7 ^e	T	73,962	11,192	2,408	9,074	10,263	8,210	199,947
	M	429,526	64,998	13,985	52,707	59,604	47,672	1163,442
6 ^e	T	94,484	14,297	3,076	11,597	13,110	10,489	255,204
	M	707,64	106,174	22,844	86,083	97,367	77,880	1898,429
5 ^e	T	112,212	16,979	3,653	13,765	15,569	12,457	302,936
	M	1024,810	155,073	33,364	125,726	142,20	113,757	2770,885
4 ^e	T	127,145	19,238	4,139	15,597	17,641	14,115	343,144
	M	1390,988	210,479	45,285	170,645	193,006	154,408	3759,140
3 ^e	T	139,284	21,075	4,534	17,086	19,325	15,463	375,828
	M	1792,12	271,175	58,343	219,853	248,662	198,947	4847,524
2 ^e	T	148,628	22,489	4,838	18,232	20,621	16,50	400,788
	M	2220,17	335,943	72,276	272,361	308,050	246,461	5996,370
1 ^e	T	155,177	23,480	5,051	19,035	21,529	17,227	418,623
	M	2667,08	403,565	86,823	327,182	370,054	296,075	7202,004
RDC	T	159,224	24,092	5,182	19,531	22,090	17,676	429,521
	M	3283,281	496,801	106,877	402,767	455,542	364,481	8864,250

EFFORTS' DANS' LES' VOILES'

(SOUS LES CHARGES
HORIZONTALES.)

Afin de ferrailer chaque ^{section}, on calcule les refends sous l'effet des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées.

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

- refends pleins.
- refends avec ouvertures.

La présence d'ouvertures dans les refends pose des problèmes difficiles à résoudre, surtout pour la distribution des efforts entre linteaux et trumeaux.

Pour le calcul des refends à une seule file d'ouvertures, nous utiliserons la méthode élaborée par M.M ALBIGES et GOULET, fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure. Cette méthode est exposée dans l'ouvrage de M DIVER "calcul pratique des tours en béton armé".

Hypothèses de base relatives à la distribution des efforts entre linteaux et trumeaux :

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Les éléments de 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 refend liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

Cette méthode a été généralisée, pour les refends à plusieurs files d'ouvertures, par M DESPEYROUX. Pour ces refends, on néglige la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refends.

Pour les refends pleins, le calcul est celui d'une section rectangulaire vis à vis de l'élément de réduction M, N, T dû aux forces appliquées.

SOLLICITATIONS DANS LES LINTEAUX.

L'action des forces horizontales engendre au niveau des linteaux un effort tranchant π , donné par la relation :

a) Refend à une file d'ouvertures :

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

avec :

H_0 : effort tranchant à la base du refend.

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

$$I = I_1 + I_2 + 2 \cdot m \cdot c$$

ϕ est donné en fonction de $\gamma = \frac{z}{Z}$ et φ , par l'abaque B23a (M.DIVER)

l : hauteur d'étage .

Remarque: Si $\alpha > 10$ (pratiquement $\alpha \rightarrow \infty$) $\pi = H_0 \frac{m \cdot l}{I} (1 - \xi^2)$

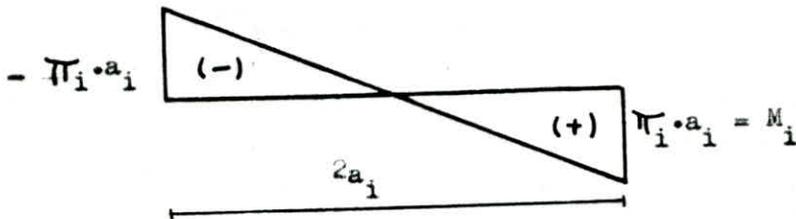
Si $\alpha < 10$ (pratiquement $\alpha \rightarrow 0$) $\pi = 0$

b) refend à plusieurs files d'ouvertures:

L'effort tranchant π_i dans la file de linteaux i est donné par :

$$\pi_{i_1} = H_0 l \frac{i_1 \cdot c_i}{2 \cdot a_i \cdot \left(\frac{i_1 \cdot c_i}{a_i} + \frac{i_2 \cdot c_2}{a_2} + \dots \right)} \phi \quad (1)$$

Cet effort tranchant π_i , engendre un moment d'encastrement $M_i = \pi_i \cdot a_i$ avec a_i la demi-travée du linteau i . Le diagramme des moments fléchissants dans les linteaux est:



Remarque: Les ouvertures dont la surface ne dépasse pas environ 25% (surface prise en élévation) de la surface totale du refend, peuvent être généralement considérées comme des petites ouvertures, dans ce cas, il est préférable d'effectuer deux évaluations de π , une première avec la formule (1) et une deuxième avec :

$$\pi_{i_2} = \frac{H_0 m_i l}{I} (1 - \xi^2)$$

et d'utiliser dans l'étude une valeur intermédiaire : $\pi_i = (\pi_{i_2} + \pi_{i_1})/2$

avec m_i : moment statique de l'élément de refend (ou des éléments de refend) qui tend (ou tendent) à glisser par rapport au linteau considéré.

Sollicitation dans les trumeaux:

1) Moments fléchissants:

1.1 refend à une file d'ouvertures :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \frac{2 \cdot m \cdot c}{I} \psi \right] = \frac{M_1 \cdot I_2}{I_1}$$

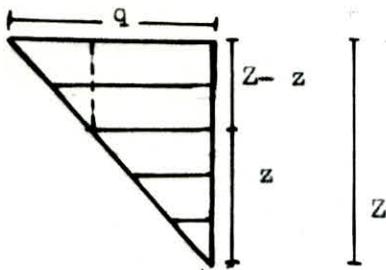
ψ est un coefficient donné par l'abaque B 23 b (M. DIVER).

1.2 refend à plusieurs files d'ouvertures:

$$M_i = \frac{I_i}{I_1 + I_2 + \dots} H_0 Z \left[\frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3} - \psi \right]$$

M.DIVER donne des formules pour une charge rectangulaire.

Démonstration de la formule pour une charge triangulaire :



La charge agissant à un niveau z est trapézoïdale, on la décompose en une charge triangulaire plus une charge rectangulaire, ce qui nous donne :

$$q = q_r + q_t \quad \text{avec} \quad q_r = q \frac{z}{Z} \quad \text{et}$$

$$q_t = q - q_r$$

Le moment au niveau z sera alors :

$$M = q_r \frac{(Z-z)^2}{2} + \frac{2 \cdot (q - q_r)(Z-z)^2}{3 \cdot 2}$$

d'où
$$M = q \frac{z}{Z} \cdot \frac{(Z-z)^2}{2} + q \frac{(Z-z)(Z-z)^2}{Z \cdot 3}$$

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

On pose $z = \xi Z$, on obtient :

$$M = q \frac{(Z - \xi Z)^2}{2Z} \cdot \left(\frac{1}{3} \xi Z + \frac{2}{3} Z \right) = q \frac{Z^2 \cdot (1 - \xi)^2}{2} \cdot \frac{(2 + \xi)}{3}$$

on pose $H_0 = q \frac{Z}{2}$ d'où
$$M = H_0 Z \frac{(1 - \xi)^2 \cdot (2 + \xi)}{3}$$

2. Forces axiales:

2.1 refend à une file d'ouvertures:

$$N = \sum \pi$$

$\sum \pi$ est la somme des efforts π à partir du sommet et jusqu'à l'étage considéré.

2.2 refend à plusieurs files d'ouvertures:

$$N_1 = \sum \pi_1$$

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

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

Remarque:

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

- refend à une file d'ouvertures : $M = M_1 + M_2 + 2NC$

- refend à plusieurs files d'ouvertures:

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

Effort tranchant:

Lors de l'étude au contreventement, on a déterminé l'effort tranchant T qui revient à chaque voile. Cet effort tranchant sera distribué aux trumeaux proportionnellement à leurs inerties :

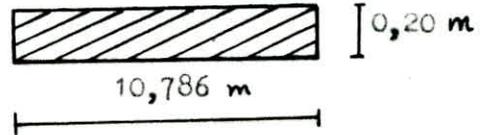
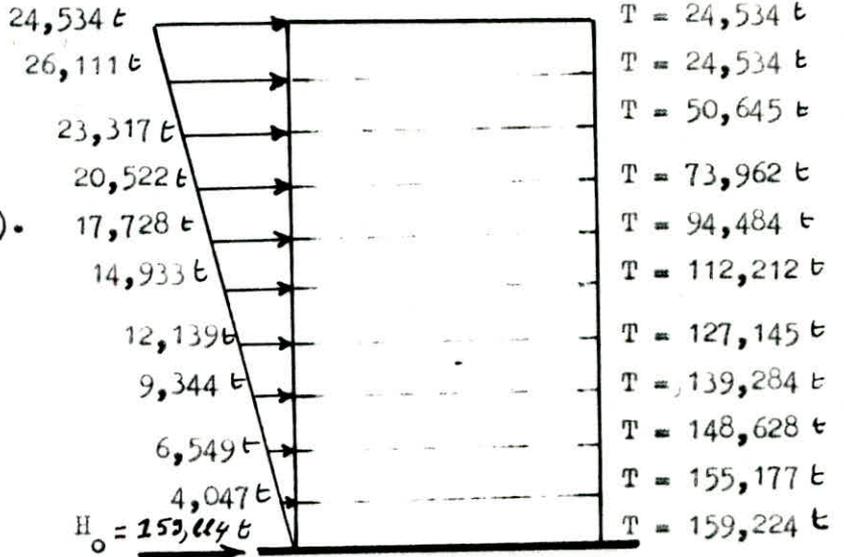
$$T_i = \frac{I_i}{\sum I_i} \cdot T$$

A. Refends pleins:

1°) Voile VT1 (symétrique) :

$$I = 20,914 \text{ m}^4$$

" schéma statique du voile plein "
(sous les charges horizontales).



Moments fléchissants et efforts tranchants:

niveaux	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
T (t)	24,534	24,534	50,645	73,962	94,484	112,212	127,145	139,284	148,628	155,177	159,224
M(t.m)	0	70,657	216,515	429,526	701,64	1024,810	1390,98	1792,126	2220,174	2662,084	3283,281

2°) Voile VT2 (symétrique) :

La voile VT2 symétriquement plus défavorable que VT1

$$I = 3,29 \text{ m}^4$$

Moments fléchissants et efforts tranchants:

niveaux	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
T (t)	3,713	3,713	7,664	11,192	14,297	16,979	19,238	21,075	22,489	23,48	24,092
M(t.m)	0	10,693	32,765	64,998	106,174	155,073	210,479	271,175	335,943	403,565	496,801

3°. Voile VT5 :

$$I = 3,290 \text{ m}^4$$

Moments fléchissants et efforts tranchants :

niveaux	10 ^e	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RSC
T (t)	3,405	3,405	7,028	10,263	13,110	15,569	17,641	19,325	20,621	21,529	22,090
M(t.m)	0	9,806	30,047	59,604	97,361	142,2	193,006	248,662	308,050	370,054	455,542

Remarque: Les refends VT2 et VT5 présentent une ouverture au niveau du RDC, mais on les considère comme des refends pleins vue que cette ouverture est négligeable devant le reste du refend .

$$\frac{S_o}{S} = \frac{5,4}{173,47} = 3,1 \%$$

S_o : surface de l'ouverture

S : surface du refend plein

B. Refends à une file d'ouverture:

1°. Voile VT3 (symétrique).

" schéma statique du voile " (sous les charges horizontales).

$$I_1 = 0,1936 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 3,218 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$i = 9,189 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$a = 0,41 \text{ m}$$

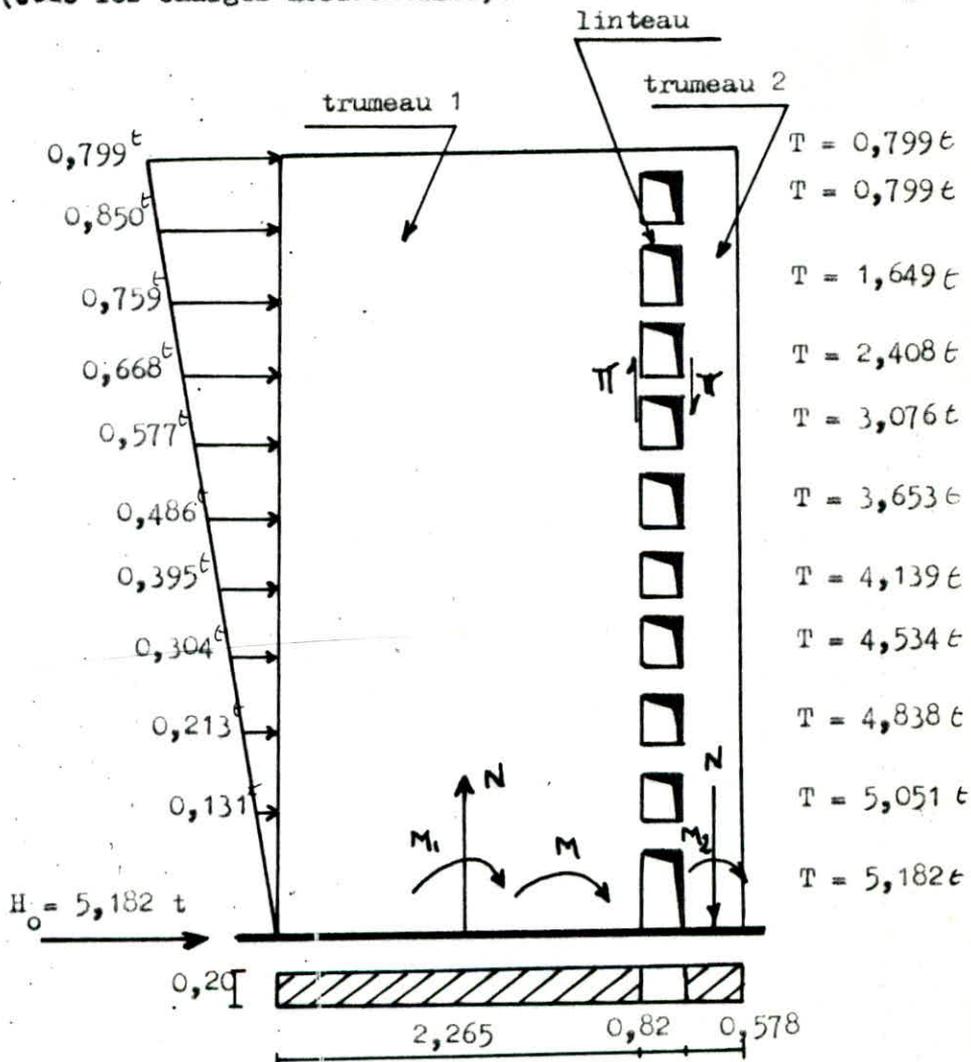
$$c = 1,12075 \text{ m}$$

$$m = 0,2064 \text{ m}^3$$

$$I = 0,659 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 47,250$$

$$H_o = 5,182 \text{ t}$$



a) Sollicitation dans les linteaux :

<u>linteaux</u>	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,903	0,806	0,7099	0,613	0,516	0,4199	0,3232	0,226	0,1299	0
ϕ	0	0,184	0,349	0,496	0,624	0,733	0,823	0,895	0,948	0,983	1
$\pi(t)$	0	0,860	1,632	2,318	2,916	3,426	3,849	4,185	4,434	4,595	4,674
$M = \frac{\pi \cdot a}{(t \cdot m)}$	0	0,352	0,669	0,950	1,195	1,404	1,578	1,715	1,818	1,884	1,916

b) Sollicitation dans les trumeaux:

Moments fléchissants, efforts normaux et efforts tranchants :

<u>trumeaux</u>	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,903	0,806	0,7099	0,613	0,5166	0,4199	0,3232	0,226	0,1299	0
ψ	0	0,015	0,035	0,075	0,127	0,200	0,280	0,365	0,445	0,540	0,66
$M_1(t \cdot m)$	0	-0,225	1,579	3,542	6,2419	8,4430	11,3643	14,944	19,975	24,050	30,873
$M_2(t \cdot m)$	0	-0,0037	0,026	0,0588	0,1037	0,1403	0,1888	0,2484	0,332	0,399	0,513
$N = \frac{2\pi}{(t)}$	0	0,860	2,492	4,811	7,727	11,1539	15,0039	19,189	23,624	28,219	32,893
$T_{tot}(t)$	0,799	0,799	1,649	2,408	3,076	3,653	4,139	4,534	4,838	5,051	5,182
$T_1(t)$	0,786	0,786	1,622	2,368	3,025	3,593	4,071	4,459	4,758	4,968	5,097
$T_2(t)$	0,013	0,013	0,027	0,040	0,051	0,060	0,068	0,075	0,080	0,083	0,085

Vérification: On doit vérifier $M_{ext} = M_1 + M_2 + 2NC$

$$M_{ext} = 106,877 \text{ t.m}$$

Erreur : 1,64 % par défaut

$$M_1 + M_2 + 2NC = 105,115 \text{ t.m}$$

Voile VT4 :

$$I_1 = 1,444 \text{ m}^4 ; I_2 = 0,0032 \text{ m}^4 ; i = 0,0092 \text{ m}^4 ; a = 0,41 \text{ m}$$

$$c = 1,660 \text{ m} ; m = 0,339 ; I = 2,573 \text{ m}^4 ; \alpha = 32,716 ;$$

$$H_0 = 19,531 \text{ t}$$

a) Sollicitation dans les linteaux (efforts tranchants et le moment à l'encastrement)

Niveau	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,9033	0,8066	0,7099	0,6132	0,5166	0,4199	0,3232	0,226	0,1299	0
ϕ	0	0,184	0,349	0,496	0,624	0,733	0,823	0,895	0,948	0,983	1
$\pi (t)$	0	1,363	2,588	3,6754	4,623	5,4330	6,104	6,636	7,030	7,285	7,411
$M = \pi \cdot a$ (t.m)	0	0,558	1,061	1,507	1,895	2,227	2,502	2,720	2,882	2,986	3,038

Sollicitation dans les trumeaux :

Moments fléchissants, efforts normaux et efforts tranchants .

Niveau	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,903	0,8066	0,7099	0,6132	0,5166	0,4199	0,3232	0,2265	0,1299	0
ψ	0	0,015	0,035	0,075	0,127	0,200	0,280	0,365	0,445	0,540	0,66
$M_1 (t.m)$	0	1,440	11,413	25,058	43,359	62,981	86,430	113,167	144,681	174,844	219,351
$M_2 (t.m)$	0	0,0031	0,0252	0,055	0,096	0,139	0,191	0,250	0,320	0,387	0,486
$N = \Sigma \pi$ (t)	0	1,3636	3,952	7,627	12,251	17,684	23,788	30,425	37,455	44,741	52,152
$T_{\text{ext}} (t)$	3,011	3,011	6,214	9,074	11,591	13,765	15,597	17,086	18,232	19,035	19,531
$T_1 (t)$	3,004	3,004	6,200	9,054	11,565	13,734	15,562	17,048	18,191	18,993	19,487
$T_2 (t)$	0,007	0,007	0,014	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041	0,042	0,044

Vérification:

On vérifie : $M_{\text{ext}} = M_1 + M_2 + 2NC$

$$M_{\text{ext}} = 402,767 \text{ t.m}$$

Erreur : 2,41 % par défaut

$$M_1 + M_2 + 2NC = 393,059 \text{ t.m}$$

Voile VT7 :

$$I_1 = 1,3624 \text{ m}^4 ; \quad I_2 = 0,002081 \text{ m}^4 ; \quad i = 0,01298 \text{ m}^4 ; \quad I = 2,3648 \text{ m}^4 ;$$

$$H_0 = 17,676 \text{ t} ; \quad a = 0,46 ; \quad c = 1,67 ; \quad m = 0,2995 ; \quad \alpha = 34,515$$

a) Sollicitation dans les linteaux :

Linteaux	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,9033	0,8066	0,7099	0,6132	0,516	0,4199	0,3232	0,226	0,1299	0
ϕ	0	0,184	0,349	0,496	0,624	0,733	0,823	0,895	0,948	0,983	1
π (t)	0	1,186	2,2521	3,197	4,022	4,726	5,310	5,773	6,116	6,338	6,447
$M = T \cdot a$ (t.m)	0	0,545	1,036	1,470	1,850	2,174	2,442	2,655	2,813	2,915	2,965

b) Sollicitation dans les trumeaux :

Moments fléchissants, efforts normaux, et efforts tranchants.

niveaux	10 ^e terrasse	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$\xi = \frac{z}{Z}$	1	0,9033	0,8066	0,7099	0,6132	0,5166	0,4199	0,3232	0,2265	0,1299	0
ψ	0	0,015	0,035	0,075	0,127	0,200	0,280	0,365	0,445	0,540	0,66
M_1 (t.m)	0	1,1419	10,605	23,270	40,244	58,574	80,426	105,292	134,448	162,494	203,724
M_2 (t.m)	0	0,0021	0,0161	0,0355	0,0614	0,0894	0,122	0,1608	0,205	0,248	0,317
$N = \sum \pi$ (t)	0	1,186	3,438	6,636	10,658	15,384	20,695	26,468	32,585	38,923	45,370
T_{tot} (t)	2,722	2,722	5,621	8,210	10,489	12,457	14,115	15,463	16,500	17,227	17,676
T_1 (t)	2,718	2,718	5,612	8,197	10,473	12,438	14,093	15,439	16,475	17,201	17,649
T_2 (t)	0,004	0,004	0,009	0,012	0,016	0,019	0,021	0,023	0,025	0,026	0,027

Vérification :

$$M_{ext} = M_1 + M_2 + 2NC = 355,57 \text{ t.m}$$

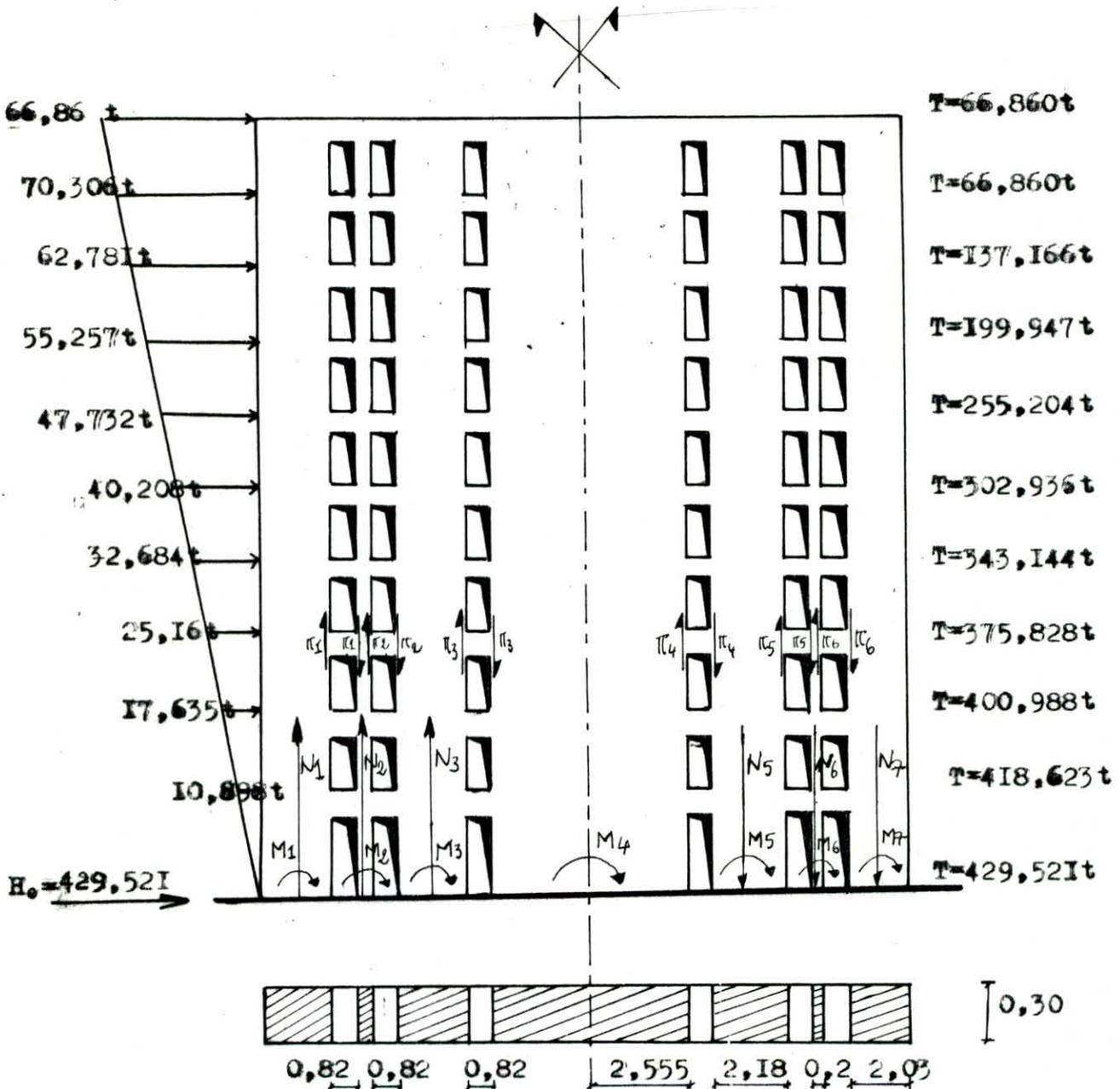
$$M_{ext} = 364,481 \text{ t.m}$$

Erreur : 2,44 % par défaut .

0/Refend à 6 files d'ouvertures:

Voile VL;

"Schema statique" (sous les charges horizontales)



$$I_1 = I_7 = 0,209 \text{ m}^4$$

$$I_2 = I_6 = 0,0002 \text{ m}^4$$

$$I_3 = I_5 = 0,259 \text{ m}^4$$

$$I_4 = 5,336 \text{ m}^4$$

$$i_1 = i_2 = i_3 = i_4 = i_5 = i_6 = 0,0138 \text{ m}^4$$

$$I = \sum I_i + n_i d_i^4 = 121,527 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 34,655 > 10$$

$$e_1 = 0,1056 \text{ m}$$

$$e_2 = 0,1104 \text{ m}$$

$$e_3 = 2,0468 \text{ m}$$

$$a_1 = a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = a_6 = 0,41$$

$$e_1 = 0,9675 \text{ m}$$

$$e_2 = 1,005 \text{ m}$$

$$e_3 = 2,2325 \text{ m}$$

$$H_0 = 429,521t$$

a) Sollicitations dans les linteaux :

Linteaux	terrasse 10 ^e	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$f = \frac{z}{2}$	1	0,903	0,806	0,709	0,613	0,516	0,419	0,323	0,226	0,129	0,00
ϕ	0	0,184	0,349	0,496	0,624	0,733	0,823	0,895	0,948	0,083	1
$\pi_1 = \pi_6 (t)$	0,000	4,070	7,721	10,973	13,805	16,217	18,208	19,801	20,974	21,748	22,124
$\pi_2 = \pi_5 (t)$	0,000	4,229	8,022	11,400	14,343	16,848	18,917	20,572	21,790	22,595	22,985
$\pi_3 = \pi_4 (t)$	0,000	11,082	21,023	29,873	37,581	44,149	49,575	53,910	57,104	59,206	60,229
$M_1 = M_6 (t.m)$	0,000	1,668	3,165	4,499	5,660	6,649	7,465	8,118	8,599	8,916	9,070
$M_2 = M_5 (t.m)$	0,000	1,733	3,289	4,674	5,880	6,907	7,756	8,434	8,934	9,264	9,423
$M_4 = M_3 (t.m)$	0,000	4,543	8,619	12,248	15,408	18,100	20,326	22,103	23,412	24,274	24,693

b) Sollicitations dans les trumeaux :

Moments fléchissants, efforts normaux et efforts tranchants .

trumeaux	10 ^e	9 ^e	8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^e	RDC
$f = \frac{z}{2}$	1	0,903	0,806	0,709	0,613	0,516	0,419	0,323	0,226	0,129	0,00
ψ	0	0,015	0,035	0,075	0,127	0,200	0,280	0,365	0,445	0,540	0,660
$M_1 = M_7 (t.m)$	0	-3,727	-0,015	0,616	2,044	-2,497	-5,375	-6,469	-0,652	-1,572	4,172
$M_2 = M_6 (t.m)$	0	-0,003	0,00	0,0005	0,0019	-0,0023	-0,0051	-0,0061	-0,0006	-0,001	0,0039
$M_3 = M_5 (t.m)$	0	-4,619	-0,018	0,764	2,533	-3,094	-6,661	-8,0174	-0,808	-1,948	5,171
$M_4 (t.m)$	0	-59,494	-0,239	9,844	32,629	-39,857	-85,798	-103,266	-10,407	-25,09	66,60
$N_1 = N_2 (t)$	0	4,070	11,792	22,766	36,572	52,789	70,998	90,800	111,774	133,523	155,647
$N_2 = N_6 (t)$	0	0,159	0,460	0,887	1,425	2,056	2,765	3,536	4,352	5,199	6,060
$N_3 = N_5 (t)$	0	6,852	19,854	38,326	61,565	88,865	119,523	152,861	188,175	224,787	262,030
$N_4 = \frac{E \cdot T_4}{L \cdot T_3} (t)$	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
$T_{tot} (t)$	66,860	66,860	137,166	199,947	255,204	302,936	343,144	375,828	400,988	418,623	429,521
$T_1 = T_2 (t)$	3,270	3,270	6,709	9,781	12,484	14,819	16,786	18,385	19,615	20,478	21,011
$T_2 = T_6 (t)$	0,003	0,003	0,006	0,009	0,012	0,014	0,016	0,017	0,018	0,019	0,020
$T_3 = T_5 (t)$	4,053	4,053	8,315	12,121	15,470	18,364	20,801	22,783	24,308	25,377	26,038
$T_4 (t)$	52,206	52,206	107,102	156,123	199,269	236,540	267,935	293,452	313,101	326,871	335,381

Vérification :

$$M_{ext} = 2 \cdot (M_1 + M_2 + M_3) + M_4 + 4 \cdot N_1 \cdot (C_1 + C_2 + C_3) + 2 \cdot N_2 \cdot ((C_2 + C_3) \cdot 2 + C_6) + 2 \cdot N_3 \cdot (2 \cdot C_3 + C_5 + C_6) + 2 \cdot N_4 \cdot (C_4 + C_6 + C_5) + 2 \cdot N_5 \cdot (C_5 + C_6) + 2 \cdot N_6 \cdot (C_6) = 8212,516 \text{ t.m}$$

$$M_{ext} = 8864,250 \text{ t.m}$$

Erreur : 7,35 % par défaut .

DISTRIBUTIONS' DES CHARGES' VERTICALES'

(SUR LES ELEMENTS DE

REFENDS)

ChpVII) Distribution des charges verticales sur les éléments de refends.

Pour les voiles à une ou à plusieurs files d'ouvertures, la distribution des charges sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs long-

ueurs; $V_i = V \cdot \frac{l_i}{l}$; V: charge verticale totale qui s'applique sur la voile.
 Vi: charge verticale qui revient au trumeau(i).
 li: longueur du trumeau(i) plus 1/2 des longueurs des linteaux qui lui sont adjacents.
 l : longueur total du voile.

Remarque:

On suppose que les charges verticales agissent aux centre de gravité des refends, donc seules les forces horizontales engendrent les moments fléchissants.

		Niveau	Terrame	9°	8°	7°	6°	5°	4°	3°	2°	1°	RDC	
Voile	VT7	Ng	13,203	39,746	66,289	92,832	119,375	145,918	172,461	199,004	225,547	252,09	283,840	
		Nq	7,297	3,898	6,505	9,112	11,719	14,326	16,933	19,540	22,147	24,754	31,325	
Voile	VT2	Ng	12,026	32,256	52,486	72,716	92,946	113,177	133,406	153,636	173,866	194,096	214,324	
		Nq	1,445	4,316	7,187	10,058	12,929	15,800	18,671	21,542	24,413	27,284	34,74	
Voile	VT5	Ng	13,645	35,698	57,751	79,804	101,857	123,910	145,963	168,016	190,069	212,122	234,175	
		Nq	1,638	4,506	7,374	10,242	13,110	15,978	18,846	21,714	24,582	27,450	35,97	
Voile	VT3	Trumeau I	Ng	8,566	21,366	34,166	46,966	59,766	72,566	85,366	98,166	110,966	123,766	138,38
			Nq	1,01	3,052	5,094	7,136	9,178	11,220	13,262	15,304	17,346	19,388	24,438
		Trumeau II	Ng	2,303	5,746	9,189	12,632	16,075	19,518	22,961	26,404	29,847	33,290	37,22
			Nq	0,271	0,820	1,369	1,918	2,467	3,016	3,565	4,114	4,663	5,212	6,57
Voile	VT4	Trumeau I	Ng	10,62	27,23	43,84	60,45	77,06	93,67	110,28	126,89	143,50	160,11	171,97
			Nq	1,27	3,78	6,29	8,80	11,31	13,82	16,33	18,84	21,35	23,86	30,44
		Trumeau II	Ng	2,17	5,56	8,95	12,34	15,73	19,12	22,51	25,90	29,29	32,68	36,33
			Nq	0,27	0,77	1,28	1,79	2,30	2,81	3,32	3,83	4,34	4,85	6,19
Voile	VT6(VT7)	Trumeau I	Ng	22,90	45,11	67,32	89,53	111,74	133,95	156,16	178,37	200,58	222,79	252,72
			Nq	1,84	5,98	10,12	14,26	18,40	22,54	26,68	30,82	34,96	39,10	43,99
		Trumeau II	Ng	4,58	9,02	13,46	17,90	22,34	26,78	31,22	35,66	40,10	44,54	50,52
			Nq	0,36	1,18	2,00	2,82	3,64	4,46	5,28	6,10	6,92	7,74	8,71
Voile longitudinale (VL)	Trumeau I et II	Ng	3,56	11,59	19,62	27,65	35,68	43,71	51,74	59,77	67,80	75,83	85,98	
		Nq	0,47	1,44	2,41	3,38	4,35	5,32	6,29	7,26	8,23	9,20	11,40	
	Trumeau III et IV	Ng	0	0,43	0,86	1,29	1,72	2,15	2,58	3,01	3,44	3,87	4,46	
		Nq	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	Trumeau V et VI	Ng	4,26	13,87	23,48	33,09	42,70	52,31	61,92	71,53	81,14	90,75	102,89	
		Nq	0,56	1,72	2,88	4,04	5,20	6,36	7,52	8,68	9,84	11,00	12,63	
	Trumeau VII	Ng	7,40	24,12	40,84	57,56	74,28	91	107,72	124,44	141,16	157,88	179	
		Nq	0,98	2,99	5,00	7,01	9,02	11,03	13,04	15,05	17,06	19,07	23,646	

**FERRAILLAGE
DES VOILES**

A) Ferrailage des trumeaux

sous l'action des forces verticales et horizontales, un refend est sollicité par un effort normal N , un moment fléchissant M , et un effort tranchant T à la base. Les refends sont calculés en flexion composée. Les aciers seront calculés par les méthodes classiques de béton armé compte tenu bien sûr des prescriptions réglementaires.

- les étapes de calcul des aciers dans les différents voiles se résument dans les points suivants:

- 1°) Détermination à partir des combinaisons de charges et de surcharges des efforts normaux (N_{max} , N_{min}) et les moments sollicitant les voiles
- 2°) Calcul des aciers selon le type de la section
- 3°) Choix des aciers et leurs espacements après comparaison avec ceux prévus par le règlement (Art 4.3.2 RPA 81)
- 4°) Respect des espacements prévus par le règlement Art 4.3.3.4
- 5°) Calcul des armatures transversales conformément à l'article 4.3.3
- 6°) Vérifications des contraintes

Nous devons dans tout ce qui va suivre respecter et appliquer tous les articles du chapitre 4.3 du RPA 81 version 83

Différents types d'armatures:

d'après les règles en vigueur, les voiles doivent comporter 3 types d'armatures

- armatures verticales
- armatures horizontales
- armatures transversales

a) Armatures verticales: disposées en général, en deux nappes parallèles aux forces du refend; elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée

b) Armatures horizontales: disposées également en deux nappes parallèles aux forces du refend; l'espacement maximal à respecter est le même que celui des armatures verticales c'est à dire $S \leq \min(1,5t; 30 \text{ m})$,

t : l'épaisseur du voile.

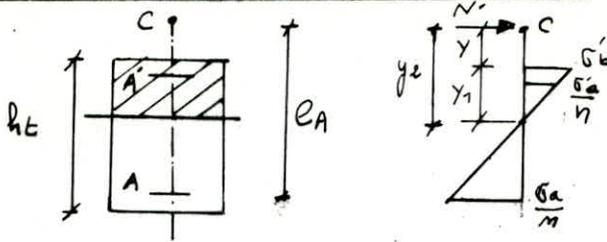
c) Armatures transversales: relient les deux nappes d'armatures verticales; l'espacement vertical maximum doit être inférieur à l'épaisseur du voile

Méthodes de calcul du ferrailage

on détermine le ferrailage nécessaire des voiles suivant trois (3) niveaux

niveau 1:	0,00 m	R D G
niveau 2:	+ 9,63 m	(3ème étage)
niveau 3:	+ 18,27 m	(6ème étage)

a) section partiellement comprimée (tendue)



une section rectangulaire est partiellement comprimée (tendue) si:
 - N est un effort de compression, on a $e_0 = \frac{M_{GB}}{N} > \frac{ht}{6} = e_1$
 - N est un effort de traction, il faut que la résultante des forces extérieures passe en dehors de la zone limitée par les armatures

On détermine les aciers nécessaires par la méthode du "moment fictif" avec $\sigma_b = N e_A$ on calcule la section d'armatures tendues (A_t) en flexion simple ($e_A = e_0 + \frac{ht}{2} - d$) ainsi que les armatures comprimées (A_c) sous les efforts (M, N), les armatures seront alors données par:

$$A' = A_c$$

$$A = A_t - \frac{N}{\sigma_a} \quad (N \text{ étant négatif en cas de traction})$$

* Verification des contraintes : (méthode de P.CHARON)

soit "C" la distance du point d'application de l'effort N' à la fibre la plus comprimée on calcule les coefficients p, q on aboutit à la résolution d'une équation du 3eme degré

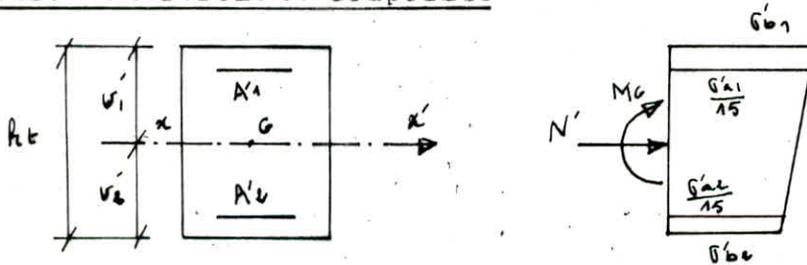
avec $y_2 = \alpha_1 h$, $y_1 = y_2 + c$

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + I_5 \left[A'(y_1 - d) - A(h - y_1) \right]; \quad K = \frac{N}{S}$$

les contraintes seront données par les formules suivantes

$$\sigma_b' = K \cdot y_1; \quad \sigma_a' = 15 K (y_1 - d); \quad \sigma_c = 15 K (h - y_1)$$

b) section entièrement comprimée



une section est entièrement comprimée si:

- N' est un effort de compression.

$$- e_0 = \frac{M_{GB}}{N'} < \frac{ht}{6} = e_1$$

M_{GB} : moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section du béton armé seul

* détermination des contraintes:

$$\sigma_{b1}' = \frac{N'}{B' + 15A'} + \frac{M_G \cdot y_1'}{I_{xx'}}$$

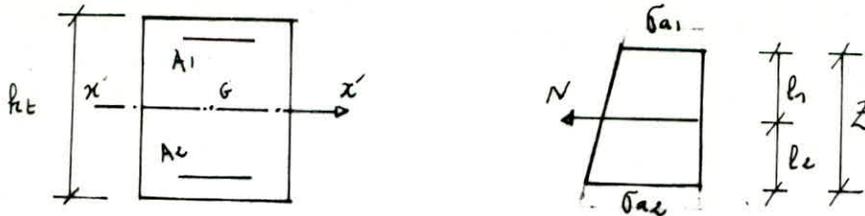
$$\sigma_{b2}' = \frac{N'}{B' + 15A'} - \frac{M_G \cdot y_2'}{I_{xx'}}$$

avec B' section du béton

$$A' = A_1' + A_2'$$

On prendra des armatures symétriques ($A_1' = A_2'$) et on calculera les armatures suivant la méthode de M.P. CHARON

c) section entièrement tendue



une section est entièrement tendue si:

- L'effort N est un effort de traction
- La résultante des forces extérieures passe entre les armatures
les sections d'aciers sont données par $A_1 = \frac{N l_2}{z \bar{\sigma}_a}$; $A_2 = \frac{N l_1}{z \bar{\sigma}_a}$

Détermination des contraintes
de mieux encore

$$\bar{\sigma}_{a1} = \frac{N}{A_1 + A_2} + \frac{M e}{A_1 \cdot z} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{a2} = \frac{N}{A_1 + A_2} - \frac{M e}{A_2 \cdot z}$$

Vérification du cisaillement dans les refends

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} < \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec} \quad \bar{\sigma}_b = 0,72 \sqrt{f_{28}}$$

les armatures transversales résistantes à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule $\bar{\omega}_t = \frac{e-8}{\bar{\sigma}_{em}} \cdot 100$ il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2

contraintes de références

dosage 350 Kg/m^3

$$\begin{aligned} * \bar{\sigma}'_{b0} &= 1,5 \times 68,5 = 102,75 \text{ Kg/cm}^2 \\ * \bar{\sigma}'_a &= \bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_{em} 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\phi \leq 20) \\ * \bar{\sigma}'_b &= 68,5 \times 1,5 \times \left(1 + \frac{e}{3e}\right) \text{ si } e < \frac{ht}{2} \\ &= 2 \cdot \bar{\sigma}'_{b0} = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{si } e \geq \frac{ht}{2} \end{aligned}$$

dans le cas d'une section rectangulaire

$$e_1 = \frac{ht}{6}$$

$$* \bar{\sigma}'_b = 1,5 \times 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Exemple de calcul

I) voile V T 3

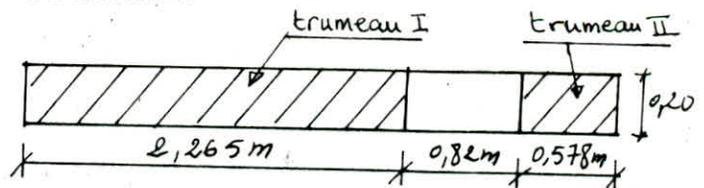
c'est un voile à une seule file d'ouverture

a) Trumeau I $ht = 2,265 \text{ m}$

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

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

$$(\bar{\sigma}_b)_{N_{min}} = 138,678 \text{ Kg/cm}^2$$



* niveau 0,00 m (R D C)

$$\left. \begin{aligned} M &= 30,873 \text{ t.m} \\ N_{min} &= 77,816 \text{ t (comp)} \\ N_{max} &= 195,717 \text{ t (comp)} \\ T &= 5,097 \text{ t} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} e_1 &= \frac{ht}{6} = 0,3775 \text{ m} \\ (e_0)_{N_{min}} &= 0,396 \text{ m} \\ (e_0)_{N_{max}} &= 0,157 \text{ m} \end{aligned}$$

$(e_0)_{N_{min}} > e_1$ la section est partiellement comprimée (S.P.C)

$(e_0)_{N_{max}} < e_1$ la section est entièrement comprimée (S.E.C)

Remarque: le signe du moment flechissant peut changer compte tenu de l'inversion du sens du séisme

calcul des armatures : sous (M, Nmin) la section est partiellement comprimée , on trouve $A' = 0$ et $A = - 5,21 \text{ cm}^2$ on remarque que la section du béton est sur abondante; les armatures minimales prévues par le règlement sont celles fixées par l'article 4.3.3.3 RPA 81
calculons la longueur de la zone tendue lt:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M \cdot \sigma}{I} = \frac{N}{S} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_0}{h_t} \right) \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = - 0,842 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (traction)} \\ \sigma_2 = 35,197 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (compression)} \end{cases}$$

$$lt = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h_t = 5,29 \text{ cm}$$

$$N_{\text{traction}} = \sigma_1 \cdot lt \cdot b \cdot \frac{1}{2} = 44,54 \text{ Kg} \quad A_{tr} = \frac{N_{\text{tract}}}{\sigma_{en}} = 0,01 \text{ cm}^2 \text{ tres faible}$$

Le ferrailage minimum est (art 4.3.3.3)

$$A_{min} = \frac{0,5 \cdot b \cdot lt}{100} = \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 5,29}{100} = 0,529 \text{ cm}^2 \text{ on prendra 1 HA 10/face dans la zone d'about tendue (lt=5,29cm)}$$

mais l'art 4337 recommande un minimum de 4 T 10 dans la zone d'abord (2 T 10/face)

partie courante: $\sigma_b = 1,4 T = \frac{1,4 \times 5,097 \cdot 10^3}{2 \cdot b \cdot 20 \cdot 7/8 \cdot 103,85} = 2 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma_{c28} = 6,885 \text{ Kg/cm}^2$

$$\omega_b = \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \cdot 100 = \frac{2-8}{4200} \cdot 100 < 0$$

on prendra donc 15 % dans chaque direction (art 4332)

$$A = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera 6 HA 8 par ml ou 3 HA 8 par ml/face}$$

pour des raisons constructives on adoptera 4 HA 8/ml/face

Armatures horizontales

on adopte donc le ferrailage minimum: $A = 0,15 \times 20 = 3 \text{ cm}^2$ /pml

on prendra : 4 HA 8 pm/face

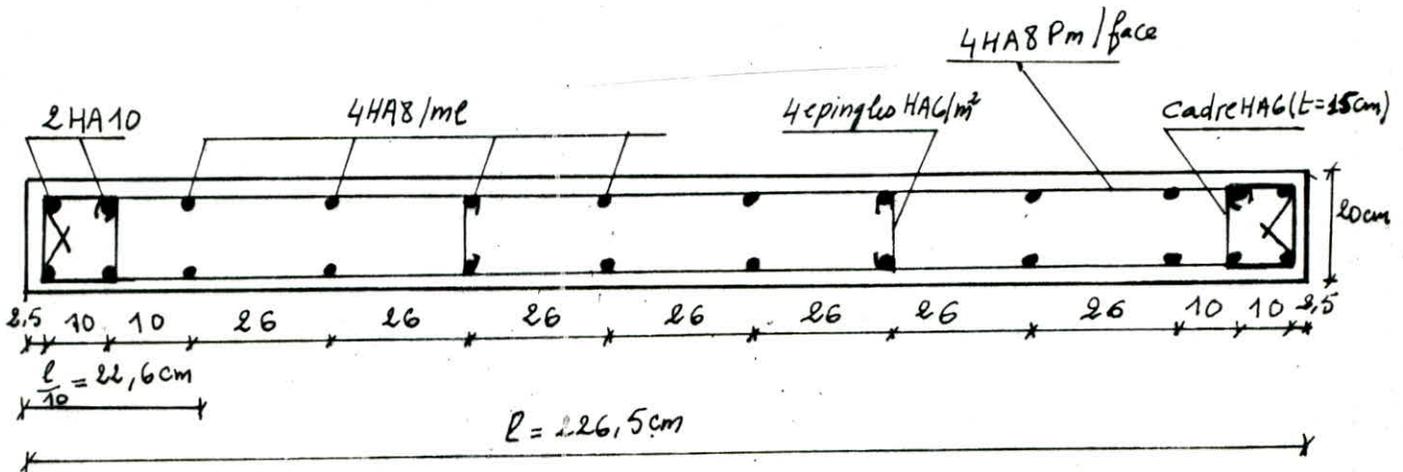
Armatures transversales:

- un cadre HA 6 espacement $t = 15 \text{ cm}$ (art 4338)
- 4 epingles HA 6 au metre carré (art 4335)

Espacement des barres verticales et horizontales

- art 4334 de RPA 81
- $S \leq 1,5 \times b = 1,5 \times 20 = 30 \text{ cm}$
 - $S \leq 30 \text{ cm}$

donc l'espacement des barres verticales et horizontales doit être $\leq 30 \text{ cm}$
 l'espacement choisi doit être réduit de moitié sur I/O De la largeur du voile art 4.3.3.7



Vérification des contraintes:

sous M, Nmax

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 30,873 \text{ t.m} \\ N_{max} = 195,717 \text{ t} \\ \bar{\sigma}'_b = 116,994 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = 0,157 \text{ m} < e_1 = \frac{ht}{6} = 0,3775 \text{ m}$$

N est un effort de compression et la section est entièrement comprimée

Armatures symétriques: en appliquant la méthode de P.CHARON

on trouve

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b1} = 59,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 116,994 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b2} = 24,96 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ et } < \bar{\sigma}'_b \\ \bar{\sigma}'_a = 15, \bar{\sigma}'_{b1} = 895,2 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

sous M, Nmin

$$\left\{ \begin{array}{l} M = 30,873 \text{ t.m} \\ N_{min} = 77,816 \text{ t} \\ \bar{\sigma}'_b = 138,678 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

N est un effort de compression et la section est partiellement comprimée (voir précédemment)

en appliquant la méthode de P.CHARON

$$\left. \begin{array}{l} c = 73,57 \text{ cm} \\ p = 0,36 \\ q = 0,12 \end{array} \right\} \alpha_1^3 - 0,36\alpha_1 - 0,15 = 0 \Rightarrow \alpha_1 = 0,7249$$

et

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_b = 34,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 138,678 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_a = 463,72 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = -40,34 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

2°) niveau + 9,63M (3eme étage)

$$\begin{array}{l} M = 14,944 \text{ t.m} \\ N_{min} = 59,344 \text{ t} \end{array} \quad e_0 = 0,252 \text{ m} < e_1 = 0,3775 \text{ m} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

on trouve $A'_1 = A'_2 = -71,81 \text{ cm}^2 < 0$ le niveau + 0,00 m (R.D.C), étant sollicité par des efforts plus grands que ceux du niveau + 9,63 m, est ferrillé par des sections d'armatures minimales donc le niveau + 9,63 m (3eme étage) sera ferrillé de la même façon que le niveau + 0,00m pour la vérification des contraintes on trouve

sous (M, Nmin)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b1} = 21,23 \text{ Kg/cm}^2 < 125,613 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b2} = 4,43 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ et } < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

sous (M, Nmax)

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b1} = 37,09 \text{ Kg/cm}^2 < 112,97 \\ \bar{\sigma}'_{b2} = 20,28 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ et } < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

3°) niveau 18,27 m (6eme étage)

$$\begin{array}{l} M = 6,242 \text{ t.m} \\ N_{min} = 40,086 \text{ t} \end{array} \quad e_0 = 0,1557 \text{ m} < e_1 = 0,377 \Rightarrow \text{S.E.C}$$

on trouve $A'_1 = A'_2 = -75,74 \text{ cm}^2 < 0$

même ferrillage que pour le niveau + 0,00 m (R.D.C)

Vérification des contraintes

$$\text{sous (M, Nmin)} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = 12,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 116,87 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 5,15 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ et } < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

$$\text{sous (M, Nmax)} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = 20,09 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 110,136 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 13,07 \text{ Kg/cm}^2 > 0 \text{ et } < \bar{\sigma}'_b \end{array} \right.$$

Trumeau II voile V T 3

puisque les dimensions de ce trumeau sont faibles, on peut le consider comme un poteau de dimensions ht = 57,8 cm et b = 20 cm et on le ferraillera selon les articles 4.2.3.I.

$$\text{a) niveau 0,00} \left\{ \begin{array}{l} M = 0,513 \text{ t.m} \\ N_{min} = -3,117 \text{ t} \\ N_{max} = 76,683 \text{ t} \\ T = 0,085 \text{ t} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} e_1 = 0,0963 \text{ m} \\ e_0(N_{min}) = 0,164 \text{ m } e_1 \rightarrow \text{S.P.T} \\ e_0(N_{max}) = 0,0066 < e_1 \rightarrow \text{S.E.C} \end{array}$$

le calcul des armatures se fait par (M, Nmin) on trouve

$$\begin{array}{l} A_1 = 0 \\ A = 0,08 \text{ cm}^2 \end{array}$$

calcul du ferrailage minimale

* armatures longitudinales (art 4.2.3.I.1)

- En zone II on prend 1 % $A_{min} = 1/100 \times 20 \times 57,8 = 11,56 \text{ cm}^2$
on choisit 8 HA 14 (A 12,31 cm²)
- Le diametre minimum des armatures longitudinales est 14 mm en zone II
- La longueur minimale des recouvrements est de $50 \cdot \phi$ en zone II $50 \times \phi = 70 \text{ cm}$
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas depasser 25 cm en zone II

* armatures transversales (art 4.2.3.I.2)

$$A_t = \frac{1,25 \times T \times S}{ht. \phi_{en}} \quad \text{ou } S : \text{l'espacement des armatures trans}$$

$$S \text{ ne devra depasser } \left\{ \begin{array}{l} 12 \times \phi \\ \min(10 \times \phi ; 15 \text{ cm}) \end{array} \right\} \rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{1,25 \times 3 \times 85 \times 16}{57,8 \times 4200} = 0,021 \text{ cm}^2$$

$$\text{en zone II } A_{t \text{ min}} = 0,004 \times S \times b = 0,004 \times 16 \times 20 = 1,28 \text{ cm}^2$$

on choisit 4 HA 8 (A 2,01 cm²)

Verification à l'effort tranchant

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \cdot \sigma'_{b1} = 41,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3 \times T}{b \times Z} = \frac{3 \times 85}{20 \cdot 7/8 \cdot 52,02} = 0,280 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

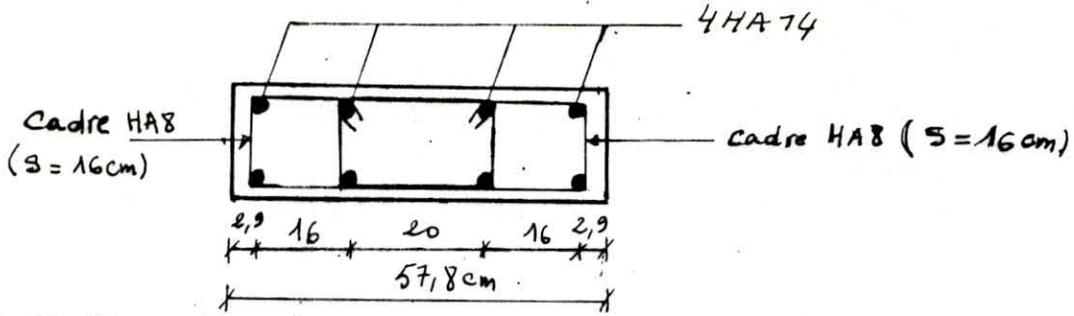
Verification des contraintes

$$\text{sous (M, Nmin)} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_b = 6,07 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_a = 79,31 < 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 14,70 < 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{sous (M, Nmax)} \left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{b1} = 60,72 \text{ Kg/cm}^2 < 105,096 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 53,67 \text{ Kg/cm}^2 < 105,096 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

(S.E.C)

Δ Schéma du ferrailage



niveau 9,63 (3eme étage)

$$\begin{cases} M = 0,248 \text{ t.m} & e_0 = 0,128 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C} \\ N_{\min} = 1,934 \text{ t.} & \text{on trouve } A'_1 = 0 \text{ et } A = -0,10 < 0 \end{cases}$$

donc on ferrailera avec le même ferrailage minimum que celui du niveau 0,00 m (R.D.C) pour la verification des contraintes on trouve

Vérification des contraintes

$$\begin{aligned} - \text{ sous } (M, N_{\min}) & \begin{cases} \sigma'_b = 3,17 \text{ Kg/cm}^2 < 148,258 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_a = 42,44 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = -0,45 \text{ Kg/cm}^2 < 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \\ - \text{ sous } (M, N_{\max}) & \begin{cases} \sigma'_{b1} = 38,79 \text{ Kg/cm}^2 < 104,523 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 35,39 \text{ Kg/cm}^2 < 104,523 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

niveau 18,27 m (6eme étage)

$$\begin{cases} M = 0,1037 \text{ t.m} & e_0 = 0,020 \text{ m} < e_1 \Rightarrow \text{S.E.C} \\ N_{\min} = 5,133 \text{ t.} & \text{on trouve } A'_1 = A'_2 = -19,88 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

donc on ferrailera avec le même ferrailage minimum que dans le niveau 0,00 (R.D.C)

Vérification des contraintes

$$\begin{aligned} - \text{ sous } (M, N_{\min}) & \begin{cases} \sigma'_{b1} = 4,54 \text{ Kg/cm}^2 < 109,86 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 3,11 \text{ Kg/cm}^2 < 109,86 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \\ - \text{ sous } (M, N_{\max}) & \begin{cases} \sigma'_{b1} = 20,35 \text{ Kg/cm}^2 < 104,15 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_{b2} = 18,93 \text{ Kg/cm}^2 < 104,15 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

Tableau des ferrailage

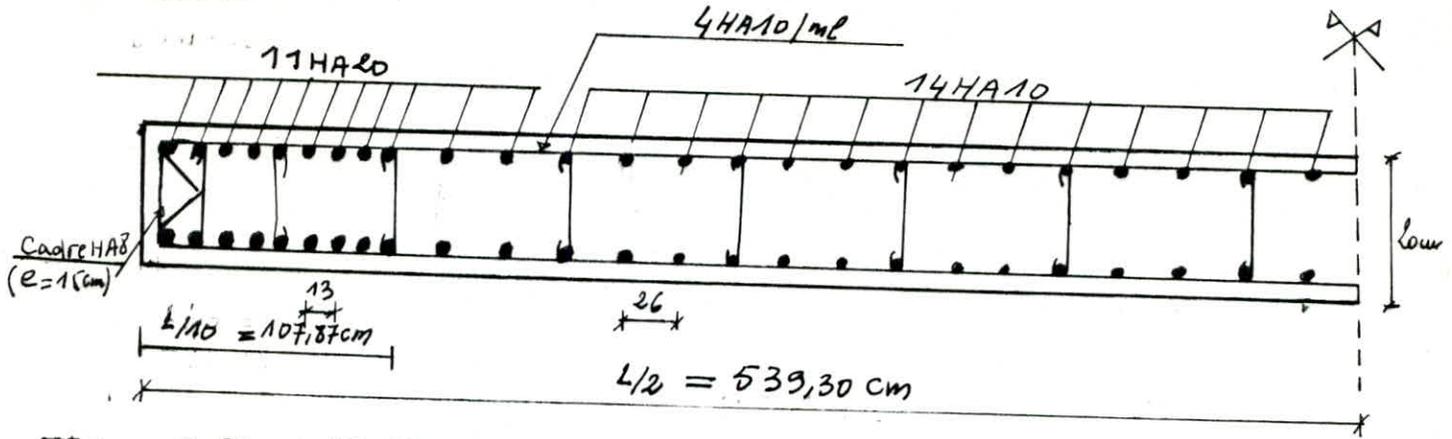
Voiles	Etrémeaux	Niveau (m)	Nature de la sollicitation	A (cm ²) calcul en F.C	A _{min} de la zone tendue (cm ²)	A _{min} Zone courante (cm ² /ml)	Armatures verticales choisies			Armatures horizontales (par ml)	Armatures transversales	
							Zone d'about	Zone tendue résistante	Zone courante (par ml)		Zone d'about	Zone courante
VT1 (ou VT1sym)		0,00	S.P.C	67,67	47,225	5	4 HA 20	18 HA 20 + 24 HA 10	8 HA 20	8 HA 20	1 cadre HA 8 e = 18 cm	Épingle HA 8 4 par ml
		9,63 et 18,27	S.P.C	36,56	47,052	5	4 HA 12	40 HA 12	8 HA 10	8 HA 10	1 cadre HA 8 e = 18 cm	Épingle HA 8 4 par ml
VT6 ou VT7	I	0,00 et 9,63 et 18,27	S.P.C	-4,24	9,618	3	4 HA 14	4 HA 14 + 2 HA 8	8 HA 8	8 HA 8	1 cadre HA 8 e = 20 cm	Épingle HA 8 4 par ml
	II	0,00 et 9,63 et 18,27	S.E.T	0,77	10	—	4 HA 14	—	—	—	1 cadre HA 8 e = 26 cm	—
VT2 (VT2sym)		0,00 et 9,63 et 18,27	S.P.C	6,76	19,453	3	4 HA 12	14 HA 12 + 2 HA 8	8 HA 8	8 HA 8	1 cadre HA 8 e = 20 cm	4 Épingles HA 8 par ml
VT5		0,00 et 9,63 et 18,27	S.P.C	2,45	17,62	3	4 HA 12	12 HA 12	8 HA 8	8 HA 8	1 cadre HA 8 e = 20 cm	4 Épingles HA 8 par ml
VT4 (VT4sym)	I	0,00 et 9,63 et 18,27	S.P.C	4,90	15,41	3	4 HA 10	16 HA 10	8 HA 8	8 HA 8	1 cadre HA 8 e = 20 cm	4 Épingles HA 8 par ml
	II	0,00 et 9,63 et 18,27	S.E.T	2,99	11,56	—	4 HA 14	—	—	—	1 cadre HA 8 e = 26 cm	—
VL	I	0,00 et 9,63 et 18,27	S.E.T	10,95	15,225	4,5	4 HA 16	4 HA 16	10 HA 8	10 HA 8	1 cadre HA 8 e = 25 cm	4 Épingles HA 8 par ml
		0,00 et 9,63 et 18,27	S.E.T	0,30	6	—	4 HA 14	—	—	—	1 cadre HA 8 e = 25 cm	—
	III	0,00	S.E.T	22,10	16,35	7,5	4 HA 20	4 HA 20	10 HA 10	10 HA 10	1 cadre HA 8 e = 25 cm	4 Épingles HA 8 par ml
		9,63 et 18,27	S.E.T	14,47	16,35	4,5	4 HA 20	2 HA 20	10 HA 8	10 HA 8	1 cadre HA 8 e = 25 cm	4 Épingles HA 8 par ml
	IV	0,00	S.E.C	-17,14	—	18,13	4 HA 16	—	10 HA 16	10 HA 16	1 cadre HA 8 e = 25 cm	4 Épingles HA 8 par ml
		9,63 et 18,27	S.P.C	-5,32	6,85	17,01	4 HA 16	6 HA 16	10 HA 16	10 HA 16	1 cadre HA 8 e = 25 cm	4 Épingles HA 8 par ml

-47-

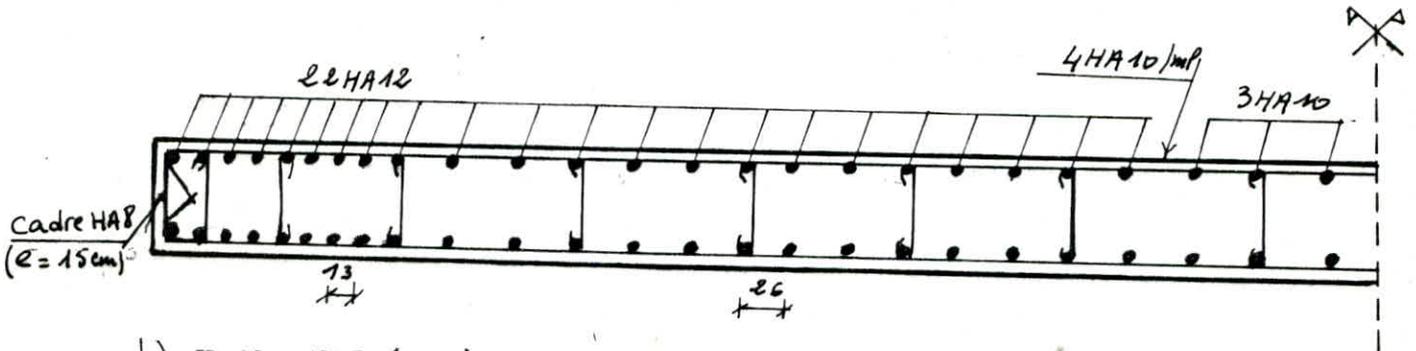
SCHEMAS DES FERRAILLAGES:

a) -Voile VT_I: (VT_Isym); "plein"

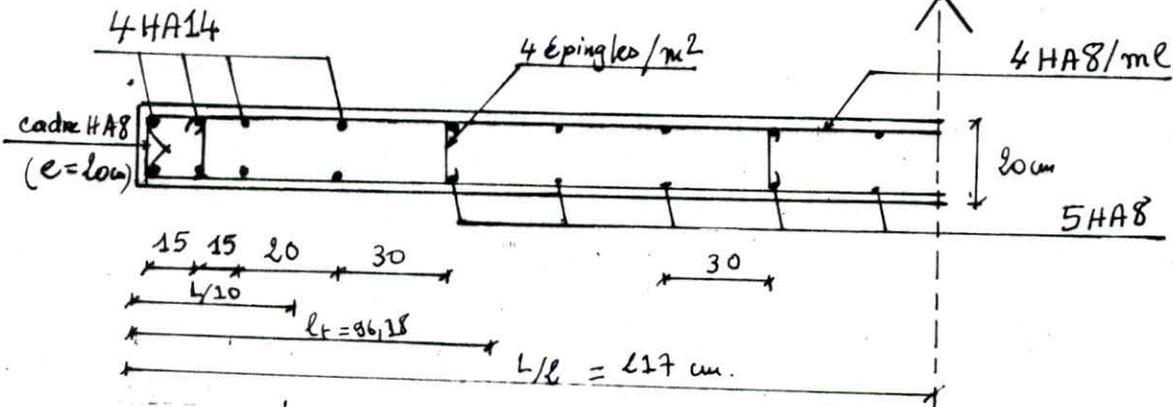
Niveau 0,00m:



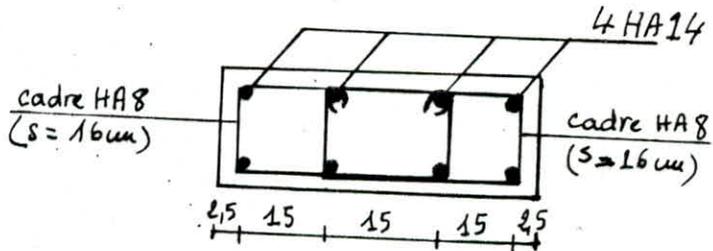
Niveau 9,63met 18,27m:



b) -Voile VT₆ (VT₇): a) trumeau I (Pour tous les niveaux)

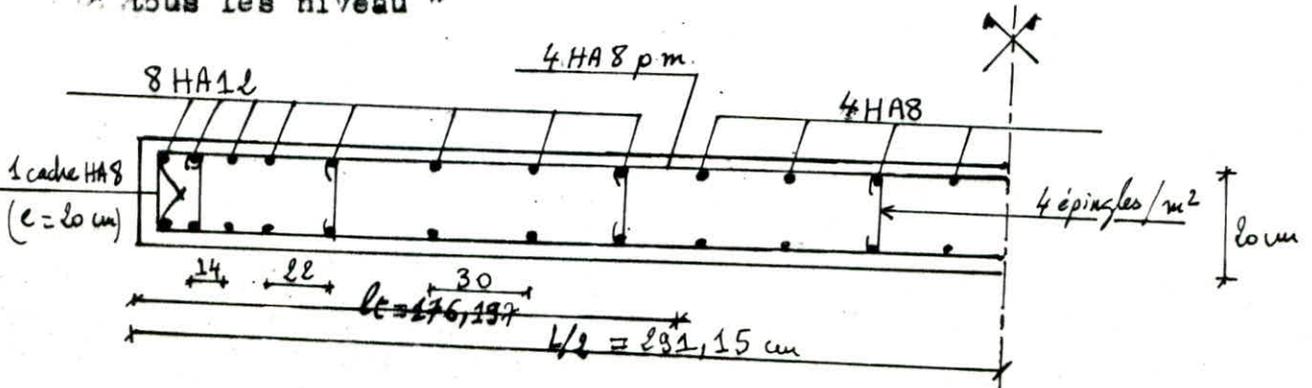


b) trumeau II.



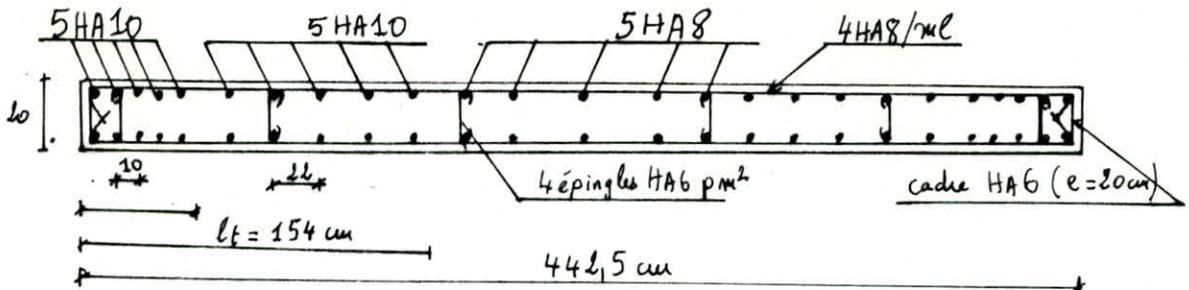
c) -Voile VT₅:

" tous les niveau "

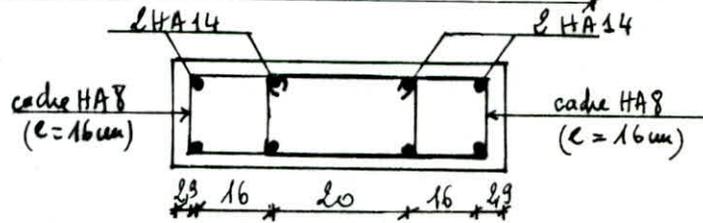


- figure 1 -

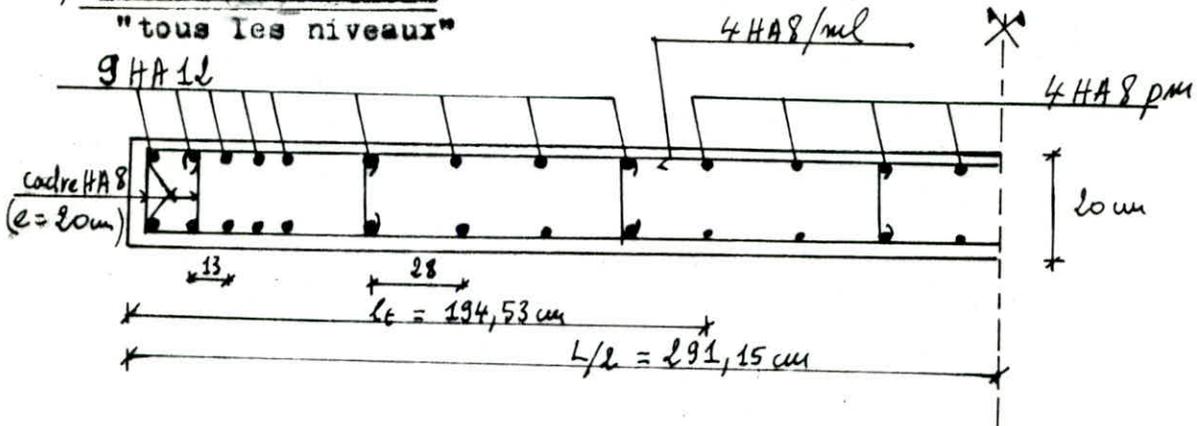
a) -voile VT 4_f (VT4sym);
 "tous les niveaux" a) trumeau I



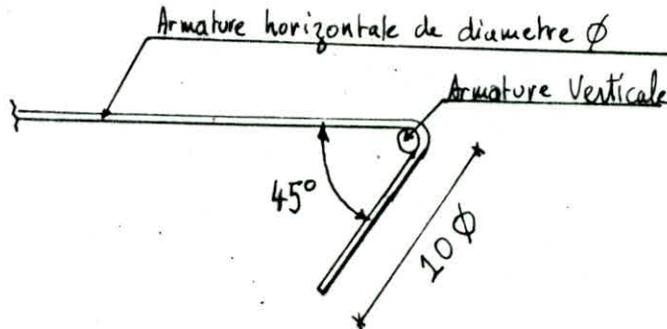
b) trumeau II:



b) -Voile VT2 (VT2sym):
 "tous les niveaux"



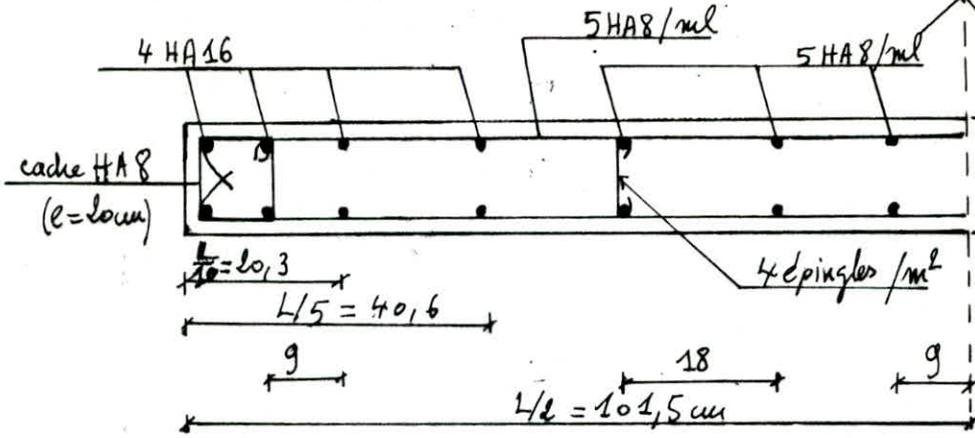
DETAIL:



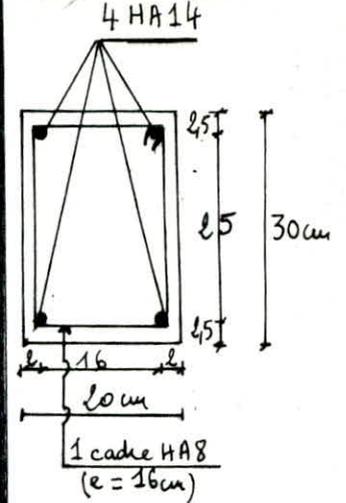
Remarque: le ferrailage des voiles VT2, VT4 et VT5 au niveau du R.D.C sera donné par la suite. (voile plein avec une ouverture "isolée" au R.D.C).

-Voile VL:

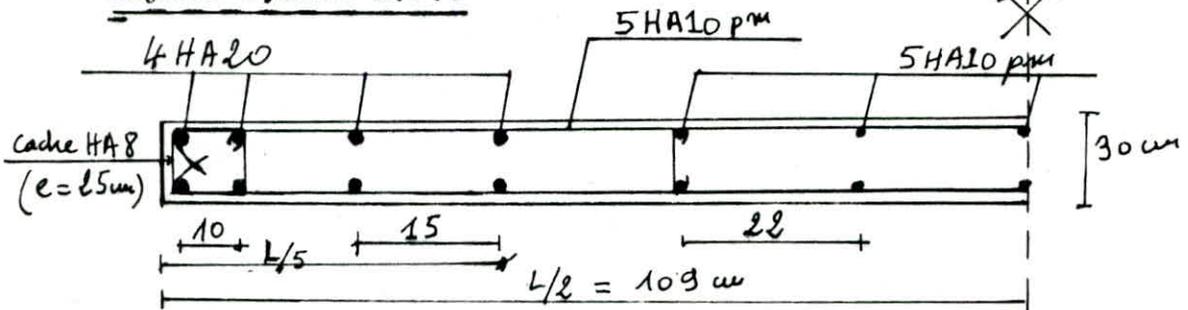
a) trumeau 1 (ou 7) :
"tous les niveaux"



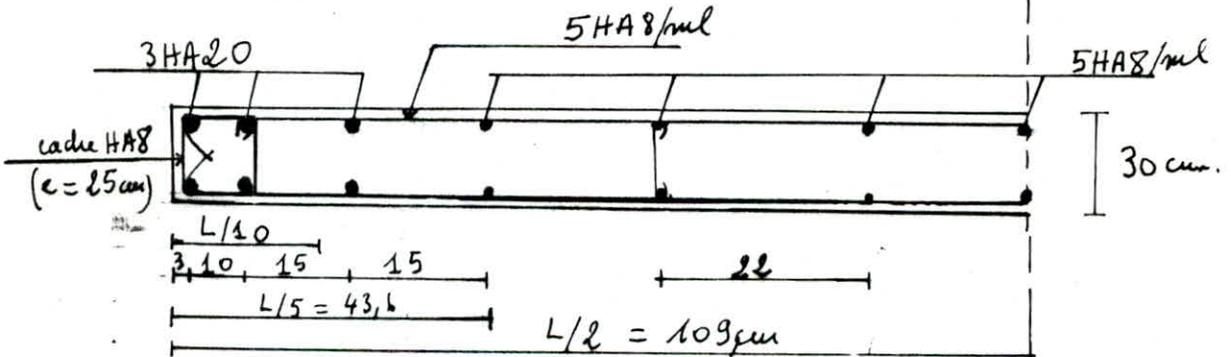
b) trumeau 2 (ou 6)
"sous niveau"



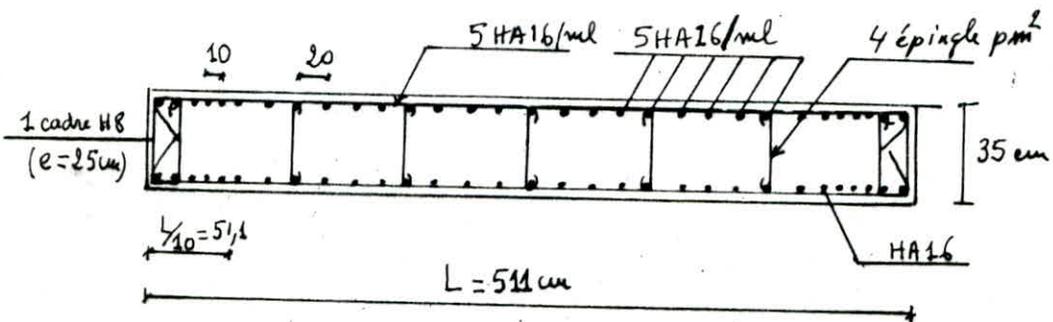
c) trumeau 3 (ou 5)
Niveau 0,000m "R.D.C"



Niveau 9,63met 18,27m;



d) trumeau 4:
"tous les niveaux"



-figure 3-

B. Ferrailage dans les linteaux :

Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent altérer; il sera alors nécessaire de prévoir un ferrailage symétrique de la section transversale des linteaux, la section d'acier sera évaluée à partir des contraintes résultantes de la combinaison du second genre : $S_2 = G + Q + E$.

Les vérifications à la résistance des linteaux aux sollicitations d'efforts les plus défavorables doivent être effectuées avec :

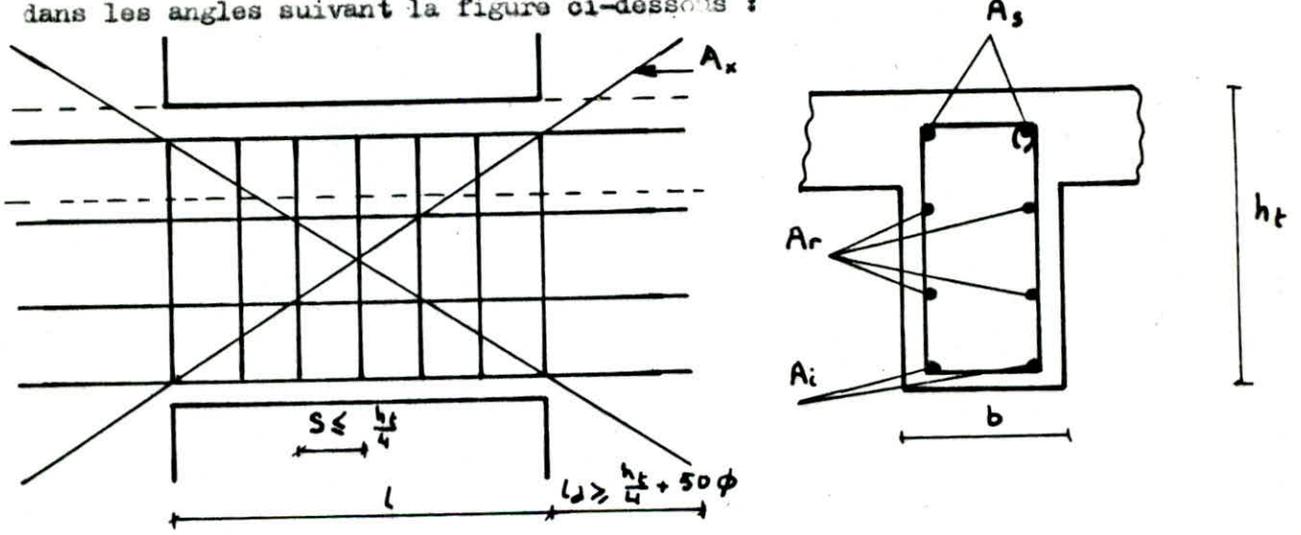
$\bar{T} = 1,4.T$, T étant l'effort tranchant de calcul

M : moment fléchissant calculé à partir de la valeur ci-dessus de T

$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28} = 0,12 \cdot 270 = 32,4 \text{ bars} = 33,05 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}'_b = 0,75 \cdot \sigma'_{28} = 0,75 \cdot 270 = 202,5 \text{ bars} = 206,55 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{cu} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Si la contrainte de cisaillement dans les linteaux est supérieure ou égale à $0,06 \cdot \sigma'_{28}$, on doit prévoir des armatures en diagonales supplémentaires disposées

dans les angles suivant la figure ci-dessous :



On doit avoir comme sections minimales des aciers les valeurs suivantes :

- $A_i, A_s \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$, pour les armatures inférieures et supérieures .
- $A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t$, pour les armatures de répartition .
- $A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S$, pour les armatures transversales .
- Si $\tau_b \geq 0,06 \cdot \sigma'_{28} \Rightarrow A_x \geq 0,0015 \cdot b \cdot h_t$

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs deux extrémités et sollicités en flexion simple par des charges verticales dues à G, Q et E .
 Pour le calcul, nous nous intéresserons aux linteaux les plus sollicités .

Remarque : Vu que la largeur des linteaux est petite, le ferrailage en travée sera le même que celui en appui .

La méthode consiste à calculer $K = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$, puis à trouver pour cette valeur

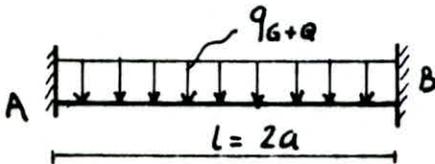
dans les tableaux (P. CHARON), les valeurs correspondantes des coefficients

$$\Sigma \alpha K \text{ aussi que } \sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} \text{ et } A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \Sigma \cdot h}$$

Si $\sigma_b' > \bar{\sigma}_b'$ des aciers comprimés sont nécessaires .

Sur les charges verticales (G, Q), les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs deux extrémités soumises à une charge uniformément répartie .

($q = q_G + q_Q$) due aux charges permanentes et surcharges d'exploitation .



$$T_A = T_B = q \cdot \frac{l}{2}$$

$$M_A = M_B = -q \cdot \frac{l^2}{12} \text{ et } M_t = q \cdot \frac{l^2}{24}$$

Remarque : Toutes les ouvertures sur les voiles sont des petites ouvertures, le calcul sous les charges horizontales nous a donné un effort tranchant maximum au niveau du R.D.C et puisque les charges verticales (G, Q) reprises par les linteaux d'une file d'ouvertures sont les mêmes pour tous les étages courants mais restent inférieures à celles reprises au niveau du R.D.C .

Le linteau le plus défavorable résultant de la combinaison la plus défavorable G + Q + E sera donc celui du R.D.C .

Exemple de calcul :

Linteau du voile VT3 :

- Sous les charges verticales : (G + Q) .

charge uniformément répartie	terrasse	étage courant	rez de chaussée RDC
q_G (t/ml)	2,374	1,929	1,845
q_Q (t/ml)	0,302	0,794	1,512
$q = q_G + q_Q$ (t/ml)	2,676	2,723	3,357

En effet le R.D.C est le plus défavorable : $q_{\max} = q_G + q_Q = 3,357 \text{ t/ml}$

$$T_q = T_A = T_B = q \cdot \frac{l}{2} = 3,357 \cdot 0,42 = 1,410 \text{ t} = T_{q \cdot \max}$$

$$M_q = M_A = M_B = -q \cdot \frac{l^2}{12} = -0,188 \text{ t}\cdot\text{m} \text{ et } M_t = 0,094 \text{ t}\cdot\text{m}$$

- Sous les charges horizontales : L'effort tranchant maximum est toujours au niveau du R.D.C :

$$\text{Voile VT3} : \quad \pi_{\max} = 4,674 \text{ t (au R.D.C)}$$

* L'effort tranchant total dans le linteau (sous $S_2 = G + Q + E$)

$$T_{\text{tot}\cdot\max} = T_{q \cdot \max} + \pi_{\max} = 1,410 + 4,674 = 6,084 \text{ t}$$

$$\text{et } \bar{T} = 1,4 \cdot T = 8,517 \text{ t}$$

* Moment total à l'encastrement :

$$M_{\text{tot}\cdot\max} = M_q + M_{\pi} = 0,188 + 1,916 = 2,104 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$\text{et } \bar{M} = 1,4 \cdot M = 2,9456 \text{ t}\cdot\text{m}$$

hauteur du linteau : $h_t = 88 \text{ cm}$.

largeur du linteau : $b = 20 \text{ cm}$.

longueur du linteau : $l = 2 \cdot a = 82 \text{ cm}$.

$d = 3 \text{ cm} \rightarrow h = 85 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,945 \cdot 10^5}{4200 \cdot 20 \cdot 85^2} = 0,0073 \quad \rightarrow \quad \begin{cases} \Sigma = 0,96135 \\ k = 114,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \Sigma \cdot h} = \frac{2,945 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,96135 \cdot 85} = 0,858 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{114,5} = 36,681 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

(flexion simple, section
rectangulaire)

Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot z} ; \text{ avec } \bar{T} = 1,4 \cdot T \quad \text{et} \quad z = \Sigma \cdot h$$

$$\tau_b = \frac{8,517 \cdot 10^3}{20 \cdot (0,96135 \cdot 85)} = 5,211 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33,05 \text{ Kg/cm}^2$$

Contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement des barres :

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot \psi_s \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot (5,9 \cdot 1,5) = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$\psi_s = 1,5$ pour Acier H.A

* Condition de non entraînement des barres :

$$\tau_d = \frac{T}{P_{\mu i} \cdot Z \cdot n} = \frac{T \cdot \phi}{4 \cdot A \cdot Z} = \frac{8,517 \cdot 10^3}{\pi \cdot 1,4 \cdot (0,96135 \cdot 85) \cdot 2} = 11,844 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = 11,844 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

avec $P_{\mu i} = \pi \cdot \phi_i$ et n : nombre de barres

(A = 2HA14 \rightarrow m = 2 , $\phi = 1,4$ cm ; voir plus loin)

Condition de non fragilité (Art 52 CCBA68)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cu}}$$

$$\text{mais } A \geq 0,69 \cdot \frac{5,90}{4200} \cdot b \cdot h = 0,00097 \cdot b \cdot h = 1,647 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 0,00097 \cdot b \cdot h < A_{\min} \text{ (RPA)}$$

Donc la condition de non fragilité est incluse dans le calcul de A_{\min} imposée par le RPA , il n'y aura pas lieu de vérifier la condition de non fragilité ; (elle est toujours vérifiée) .

- Ferraillage minimum, armatures principales :

$$A_{\min} = 0,0015 \cdot b \cdot h_t = 0,0015 \cdot 20 \cdot 88 = 2,64 \text{ cm}^2$$

On prend $A = A_i = A_5 = 3,08 \text{ cm}^2$ soit 2 HA 14 filantes

- Armatures de répartition :

$$A_r \geq 0,0020 \cdot b \cdot h_t = 0,0020 \cdot 20 \cdot 88 = 3,52 \text{ cm}^2$$

On prend $A_r = 6$ HA 10 armatures filantes, soit $A_r = 4,71 \text{ cm}^2$

- Largeur d'auçrage des barres :

$$l_d \geq \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{88}{4} + 50 \cdot 1,4 = 92 \text{ cm} \quad \text{soit } l_d = 100 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$A_t \geq 0,0025 \cdot b \cdot S$$

$$S \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{4} = \frac{88}{4} = 22 \text{ cm} \quad (\text{RPA}) \\ \text{Sup} \left\{ \begin{array}{l} S_1 = 0,2h = 17 \text{ cm} \\ S_2 = h \cdot \left(1 - \frac{0,3 \cdot \tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) = 62,47 \text{ cm} \end{array} \right\} \end{array} \right\} = 62,47 \text{ cm} \quad (\text{CCBA68}).$$

On prend $S = 16 \text{ cm}$.

$A_t = 0,0025 \cdot 20 \cdot 16 = 0,80 \text{ cm}^2$, on adopte un cadre HA8, $A_t = 1 \text{ cm}^2$.

On doit avoir :

$$S \leq \min \begin{cases} h_t/4 = 22 \text{ cm} \\ \text{Sup}(S_1, S_2) = 62,47 \text{ cm} \\ \bar{S} = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot (0,96135 \cdot 85) \cdot 4200}{8,517 \cdot 10^3} = 40,29 \text{ cm} \end{cases}$$

donc $S = 16 \text{ cm} < 22 \text{ cm}$.

Armatures d'angle :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{b \cdot z} = 5,211 \text{ Kg/cm}^2 < 0,06 \cdot \sigma_{28}' = 0,06 \cdot 270 = 16,20 \text{ Kg/cm}^2$$

Donc les armatures d'angle ne sont pas nécessaires.

N.B: Dans le cas où ils nécessaires, le ferrailage sera au minimum $A_x = 0,0015 \cdot b \cdot h_t$,

et le calcul de la longueur de ces barres diagonales est le suivant :

$$L = \sqrt{l^2 + h_t^2} + 2 \cdot \frac{l_d}{\cos \alpha}$$

$$\alpha = \text{Arctg} \left(\frac{h_t - 2 \cdot d}{l} \right)$$

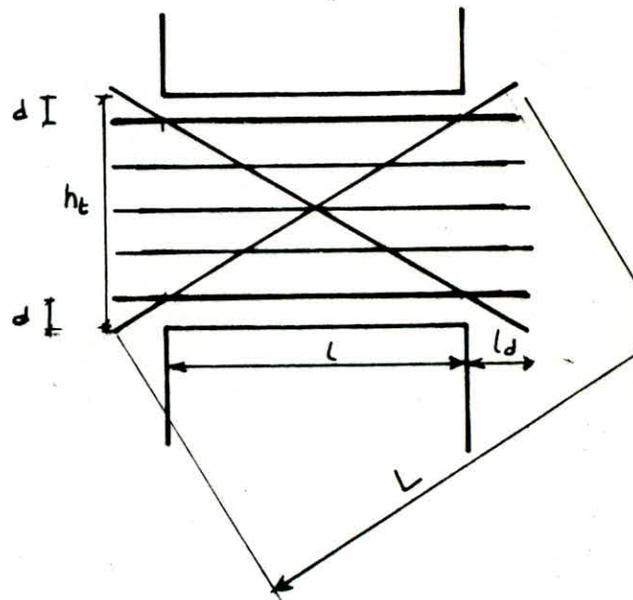
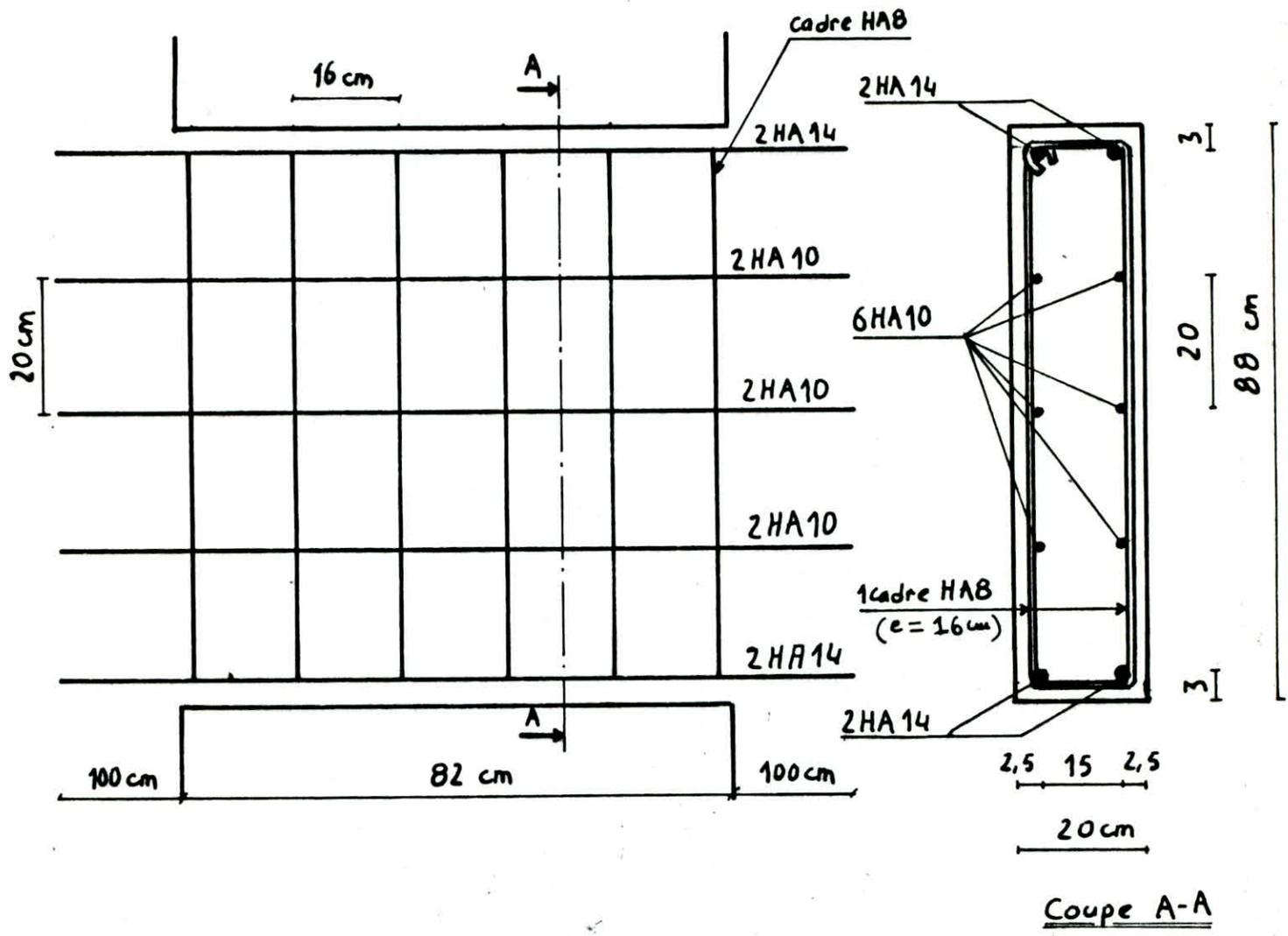


Schéma du ferrailage du linteau VT₃



Remarque: Pour les linteaux suivants, on ne présentera pas un calcul détaillé, car il est le même que pour le linteau que nous venons d'exposer. Nous n'indiquerons que les résultats sous forme de tableaux et schéma de ferrailage.

caractéristiques	Voiles	VT ₄ (VT _{4 sym})	VT ₇ (VT ₆)	V longitudinal			
	linteaux	l VT ₄	l VT ₇	l ₁ (= l ₆)	l ₂ (= l ₅)	l ₃ (= l ₄)	
						RDC	étage supérieur
	l = 2a (cm)	82	92	82	82	82	82
	b (cm)	20	20	30	30	35	30
	h _f (cm)	88	88	88	88	88	88
	h (cm)	85	85	85	85	85	85
efforts	T _q (G+Q) (t)	1,473	0,936	0,373	0,373	0,373	0,273
	π (E) (t)	7,411	6,447	22,124	22,985	60,229	57,104
	T = T _q + π (t)	8,884	7,383	22,497	23,358	60,602	57,377
	T̄ = 1,4.T (t)	12,437	10,336	31,496	32,701	84,842	80,32
	M̄ (t.m)	4,534	4,351	12,769	13,263	34,641	32,82
ferraillage	A (cm ²) calculée	1,333	1,278	3,82	3,97	10,697	10,182
	A _{min} (cm ²)	2,64	2,64	3,96	3,96	4,62	3,96
	A (cm ²) adoptée	2 HA 14	2 HA 14	4 HA 14		6 HA 16 + 3 HA 14	9 HA 14
	A _{r min} (cm ²)	3,52	3,52	5,28	5,28	6,16	5,28
	A _{r adoptée} (cm ²)	6 HA 10	6 HA 10	8 HA 10		8 HA 10	8 HA 10
	A _{t min} (cm ²)	0,80	0,90	0,75	0,75	0,875	0,75
	A _{t adoptée} (cm ²)	1 cadre HA 8	1 cadre HA 8	1 étrier HA 6 + 1 cadre HA 6		1 cadre HA 8 + 1 étrier HA 8	1 cadre HA 8 + 1 étrier HA 8
	S (cm)	16	18	10	10	10	10
	z _b (kg/cm ²)	7,68	6,375	13,191	13,71	31,44	31,72
	A _x (cm ²)	inutile	inutile	inutile	inutile	3 HA 14	3 HA 14
	l _d (cm)	100	100	100	100	100	100
	longueur des barres diagonales	L (cm)					432
vérification des contraintes	σ _b (kg/cm ²)	46,409	45,161	65,831	67,469	108,25	115,106
	z _d (kg/cm ²)	17,461	14,495	25,56	23,38	25,38	26,44

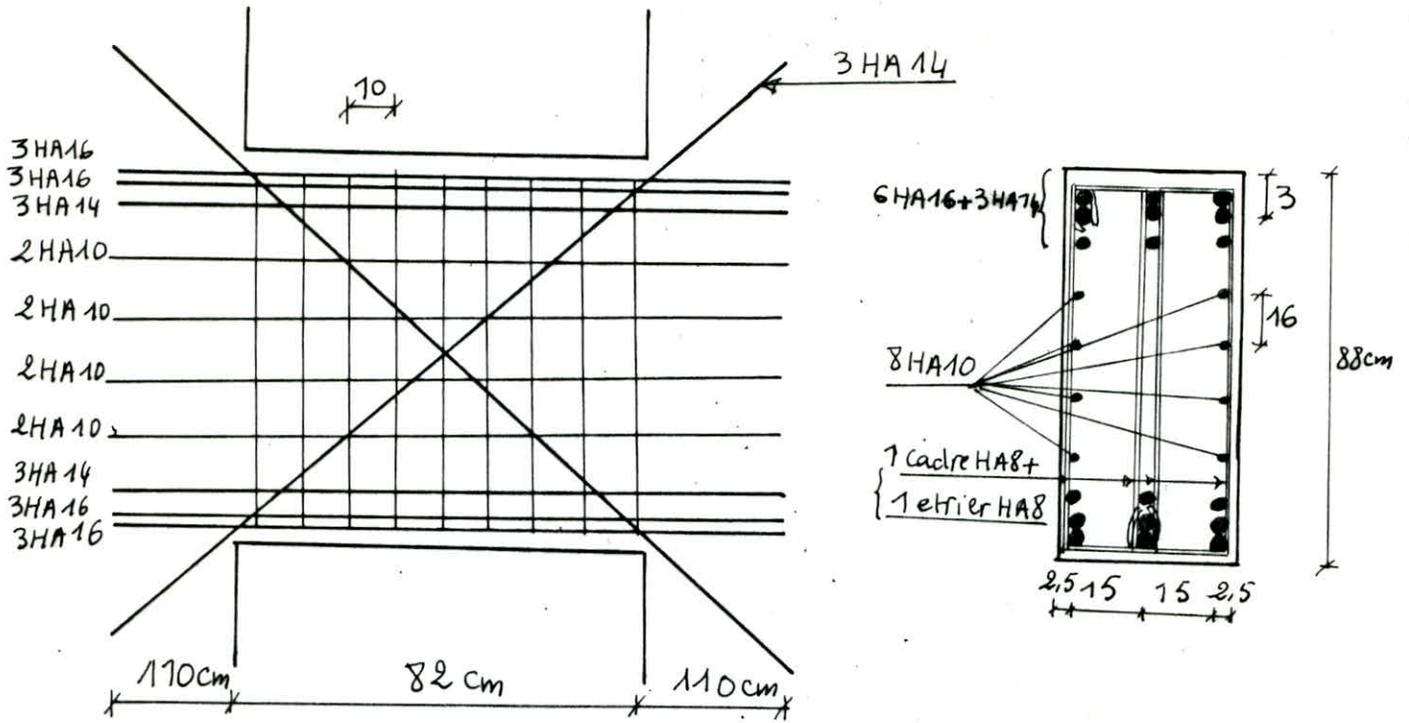
Remarque :

- l_i : linteau de la file d'ouverture "i" du voile VL
- i : représente la position de la file d'ouvertures en commençant de l'extrémité du voile
- A = A_i = A_s
- Le schéma de ferraillage du linteau lVT₄, et lVT₇ seront identiques à celui du linteau lVT₃ (vu précédemment), sauf que le lVT₇ aura un espacement des cadres = 18 cm au lieu de 16 cm .

Schéma du ferrailage:

18

*) Linteau l3 et l4 au R.D.C:



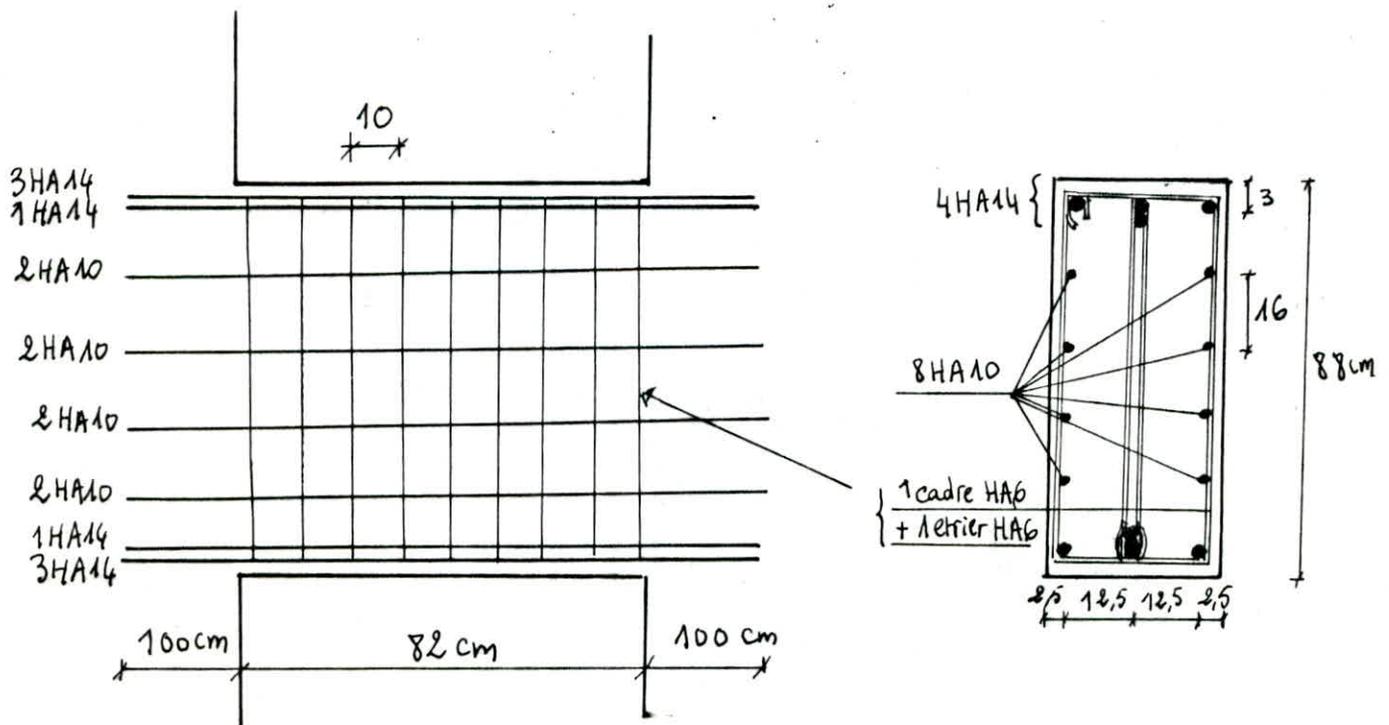
Remarque: pour les etages superieurs le schéma de ferrailage sera identique qu'au R.D.C en remplaçant les 6HA16+3HA14 par 9HA14 et $l_d=100cm$

*) Linteau l1, l2, l5 et l6 :

Les linteau l1 et l2 auront un même ferrailage puisqu'ils sont très rapprochés et sollicités par des efforts presque identiques.

l5 est le symétrique de l2 et l6 est le symétrique de l1.

- Les linteaux l1, l2, l3, et l6 auront donc le même ferrailage.



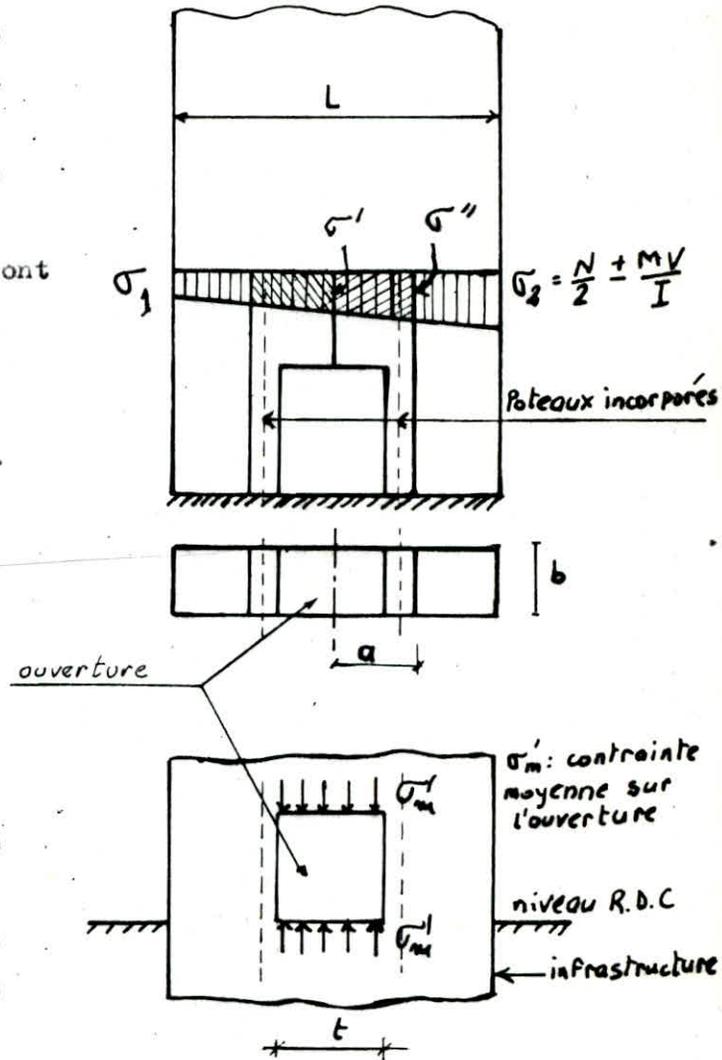
Voiles présentant une ouverture au rez de chaussée (niveau 0,000 m) VT2, VT4, VT5 :

Le R.D.C étant à usage de commerce le plan d'architecture prévoit une ouverture au rez de chaussée ($3,1,80 \text{ m}^2$) pour les voiles VT2, VT4, VT5 .

Pour le ferrailage, ces ouvertures sont encadrées par des renforts conçus de la manière suivante ;

(d'après Marius DIVER; "Calcul Pratique des tours en BA " B62 et B67):

- Les linteaux (supérieur et inférieur) sont étudiés comme des poutres ^{parois} soumises à l'action des charges concrétisées par les contraintes σ'_m (provenant de la charge verticale N et le moment fléchissant M); les aciers seront prolongés au delà de l'ouverture d'au moins $t/2$ (t étant la largeur de l'ouverture) plus la longueur d'ancrage .
- Les renforts verticaux sont conçus comme des poteaux incorporés dans l'épaisseur du voile dans les zones de concentration des efforts (c'est à dire de part et d'autre des ouvertures), le ferrailage de chacun étant au moins égal à la moitié des armatures coupées par la présence de l'ouverture; chaque poteau devra transmettre la charge V ;



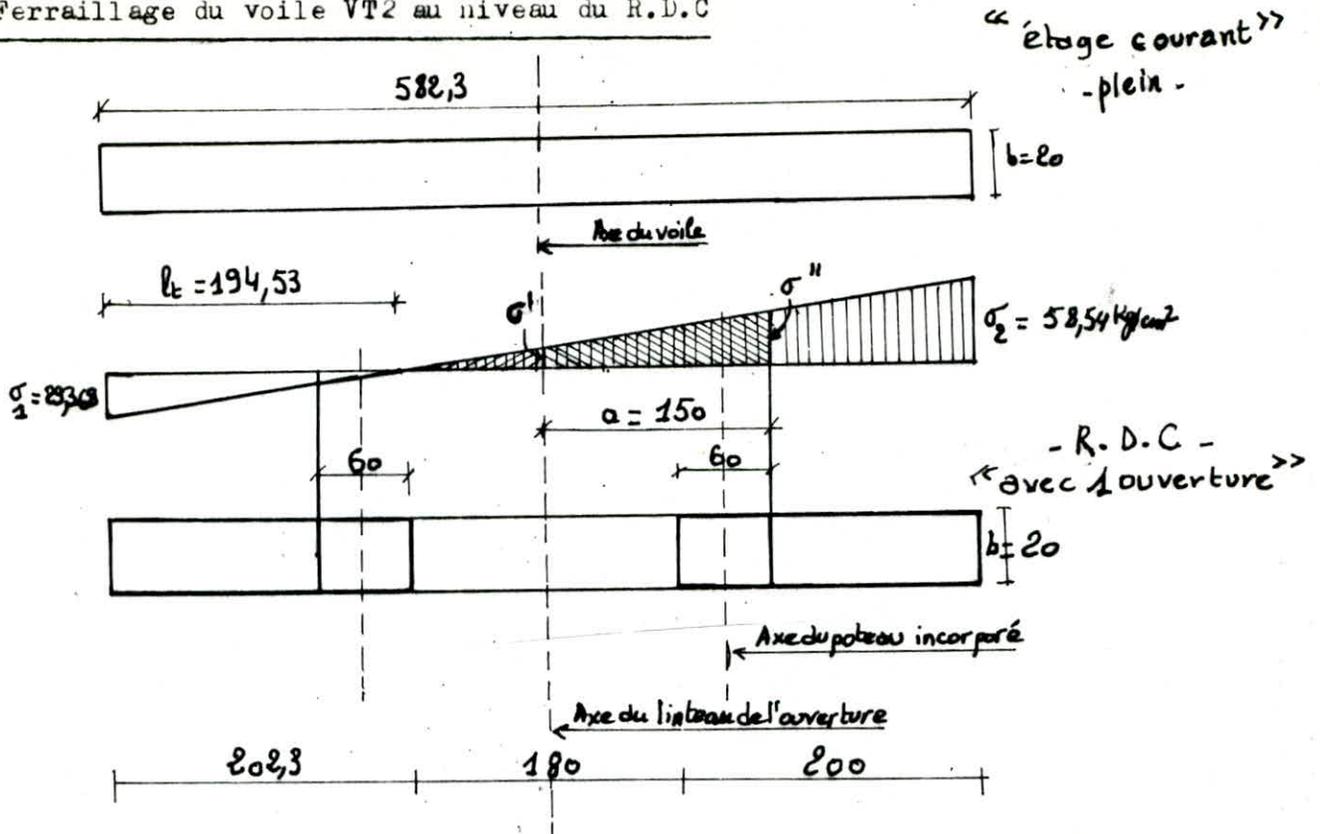
$$V = (\sigma' + \sigma'') \cdot \frac{a \cdot b}{2}$$

En principe la partie comprimée du diagramme des contraintes doit être reprise par le béton seul, et la partie tendue par les armatures. Mais si l'ouverture se trouve dans la partie comprimée il faut prévoir des armatures de compression qui remplaceront le béton enlevé par l'ouverture (de même pour la partie tendue).

Remarque:

Vu que le moment change de sens (seisme) on ferrillera le poteau incorporé dans le cas le plus défavorable et l'autre poteau aura le même ferrailage .

Ferraillage du voile VT2 au niveau du R.D.C



$$\left. \begin{array}{l} \sigma'' = 37,405 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma' = 8,33 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow V = (\sigma' + \sigma'') \frac{a \cdot b}{2} = 78,247 \text{ t}$$

La résultante V est excentrée de e_0 par rapport à l'axe du poteau; on cherchera donc le centre de gravité du trapèze;

$$e_0 = 34,147$$

$$\text{Le moment : } M = V \cdot e_0 = 26,72 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{V} = 34,147 \text{ cm} > e_1 = \frac{h}{6} = 10 \text{ cm} \longrightarrow \text{S.P.C}$$

$$e_0 > \frac{h_t}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}_b' = 205,5 \text{ kg/cm}^2 ; d = 5 \text{ cm} \longrightarrow h = 55 \text{ cm}$$

et on utilise le programme basic " flexion composée "

on trouve :

$$A' = 19,56 \text{ cm}^2 \quad \text{et} \quad A = 7,00 \text{ cm}^2$$

$$\begin{array}{l} A_{\min} = 1\% b h_t = 12 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} = 4\% b h_t = 48 \text{ cm}^2 \end{array} \quad \text{on prend donc} \quad \begin{array}{l} A' = 6 \text{ HA} 20 + 1 \text{ HA} 16 \quad (A = 20,85 \text{ cm}^2) \\ A = 4 \text{ HA} 16 \quad (8,04 \text{ cm}^2) \end{array}$$

- La moitié des armatures coupées par la présence de l'ouverture "A" doit être inférieure à A adoptée : $A_0 = 10 \text{ HA} 8 = 6,28 \text{ cm}^2 < A' = 20,85 \text{ cm}^2$

- Longueur de recouvrement : $\geq 50 \phi = 100 \text{ cm}$ on prend 120 cm

$$\text{- Armature transversales : } \frac{A_t}{S} = \frac{1,25 T}{h_t \cdot \sigma_{ct}} = 0,119 \text{ cm}$$

on prend $S = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_t = 1,785 \text{ cm}^2$ on prend 1 cadre HA8 + 1 étrier HA8

$$A_{t \min} = 0,004 \cdot S \cdot b = 1,20 \text{ cm}^2 < 1,785 \text{ cm}^2 \text{ et } S = 15 \text{ cm} \text{ (conforme à l'article 42313)}$$

Remarque:

Pour la partie tendue il n'y a pas de problème puisque les armatures tendues ne sont pas coupées par la présence de l'ouverture dans ce cas (et même si dans un cas ils sont coupés) ils seront remplacés par les armatures de compression puisqu'on ferrillera de la même façon les 2 poteaux incorporés.

Schéma du ferrailage des poteaux incorporés:

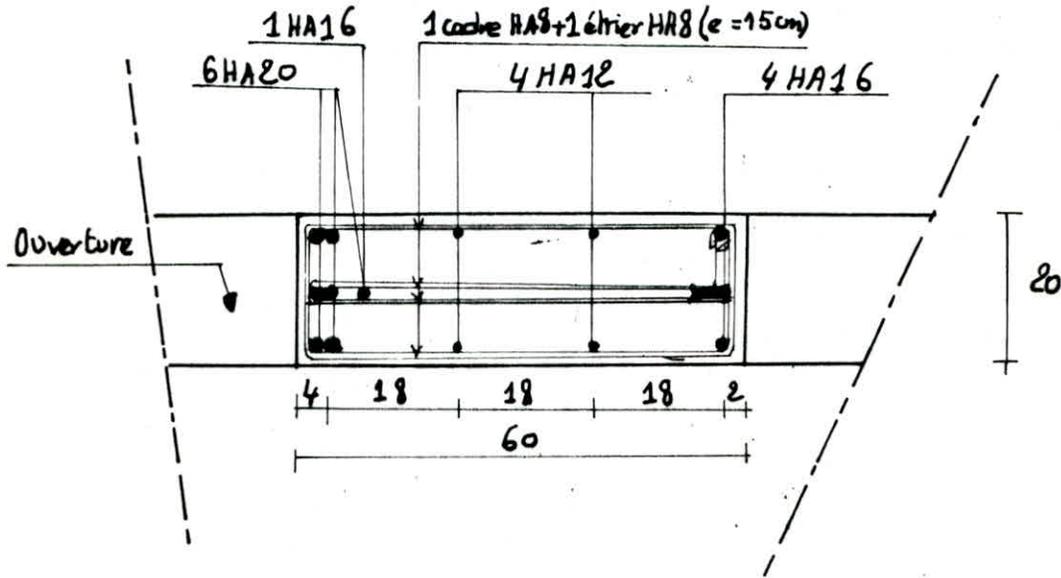
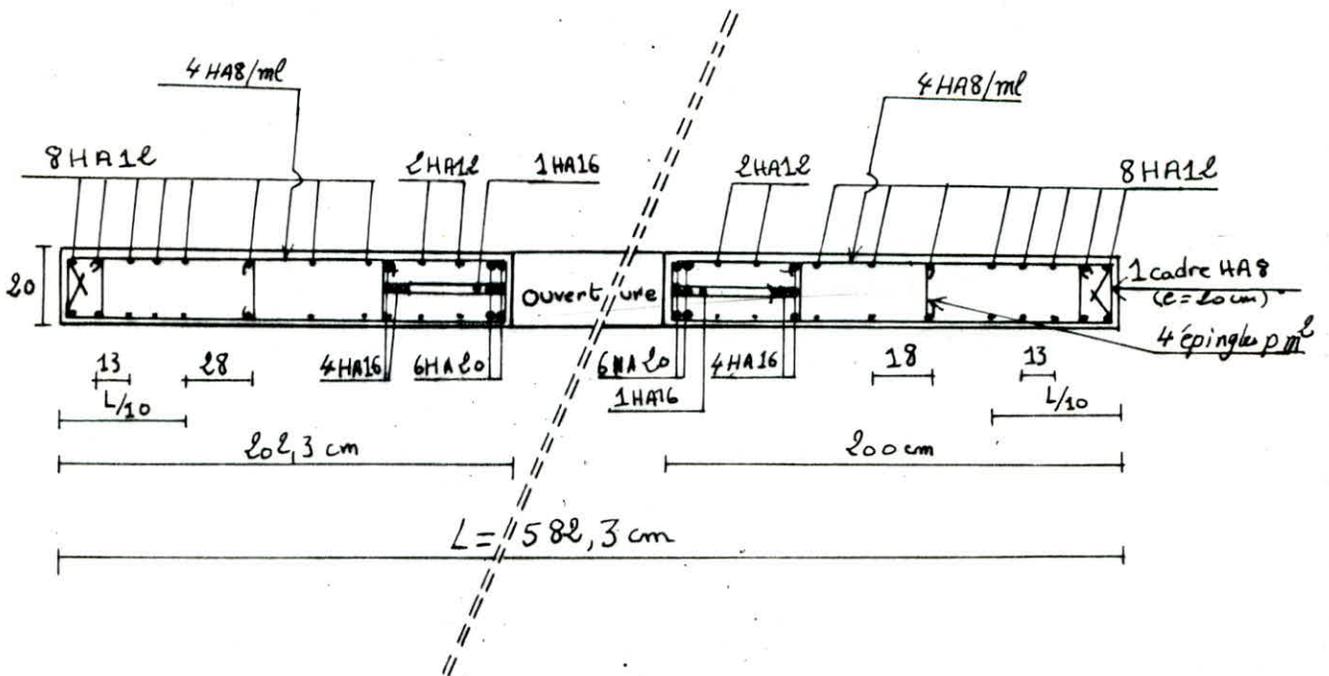


Schéma du ferrailage du voile VT2 au niveau du R.D.C.

N.B: Pour les armatures verticales on essayera de garder le même espacement que celui adopté dans les niveaux supérieurs pour faciliter l'exécution.



Calcul du linteau supérieur et inférieur de l'ouverture isolée du RDC:

Il est calculé comme une poutre parois (M. DIVERS chp B67)

Méthode de calcul suivant le CCBA68 Annexe A4 .

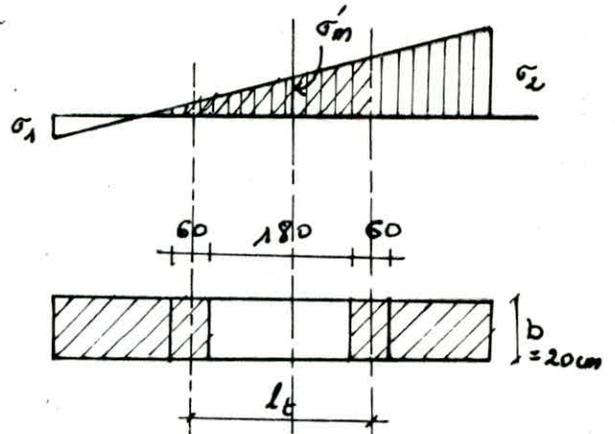
$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= -29,368 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 &= 58,54 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_m = 14,76 \text{ kg/cm}^2$$

d'où $q = q'_m = 14,76 \cdot 20 = 29,52 \text{ t/ml}$

$$l_t = 1,80 + 2 \times 0,30 = 2,40$$

$$h_t = 26,79 \text{ m} > \frac{l_t}{2}$$

\Rightarrow poutre parois.



l'effort tranchant de reference: $T_0 = \frac{q l_t}{2} = 35,42 \text{ t} \Rightarrow \bar{T}_0 = 1,4 T = 49,588 \text{ t}$

le moment de reference: $M_0 = \frac{q \cdot l_t^2}{8} = 21,254 \text{ t.m} \rightarrow \bar{M}_0 = 29,75 \text{ t.m}$

a) épaisseur minimum de la paroi:

$$\frac{q}{\bar{\sigma}_b \cdot h_t} = 900/1608 < \frac{1}{52} = 0,0192 \text{ on doit avoir } h_0 \geq \frac{l_t}{2} \sqrt[3]{\frac{q}{100 \bar{\sigma}_b \cdot h_t}} = 3,03 \text{ cm}$$

$h_0 \gg 3,03 \text{ cm}$ on a $h_0 = 20 \text{ cm}$ vérifier.

b) la contrainte tangent conventionnelle:

$$\tau_0 = \frac{3}{2} \frac{T_0}{h_0 \cdot h_t} ; \text{ si } h_t > l_t \text{ on prend } h_t = l_t$$

et $\tau_0 = 11,07 \text{ kg/cm}^2$

Vérification avec $T = 1,4 T_0$ (R.P.A) $\Rightarrow \tau_0 = 15,5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 33,05 \text{ kg/cm}^2$

Calcul des armatures:

Il est entendu que le moment de reference M_0 ne constitue dans le cas des parois fléchis qu'un paramètre commode pour la détermination des sections d'armatures longitudinales (CCBA68 A42,0) .

- Armatures principales:

le minimum des armatures doit être égale à la moitié des armatures coupées par la présence de l'ouverture ; $A_{\min} = 6 \text{ HAB}$

$$A = 1,50 \frac{M_0}{l_t \bar{\sigma}_a} = 4,42 \text{ cm}^2 \text{ on prend } \underline{10 \text{ HAB}} \quad (A = 5,02 \text{ cm}^2)$$

Armatures horizontales :

$$A_h = 0,25 \frac{T_0}{\bar{\sigma}_{at}} = 2,95 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } 6\text{HA}8 \quad (A=3,01 \text{ cm}^2)$$

Armatures transversales :

$h_t > l_t \Rightarrow$ hauteur de paroi fictive sera égale à l_t (A42,11 CCBA68)

$$S \leq \begin{cases} S \leq \frac{h_t}{4} = 60 \text{ cm} \\ S \leq 0,2h = 44,5 \text{ cm} \\ \bar{S} = 22 \left(1 - 0,3 \frac{11,07}{5,9} \right) = 97,04 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } \underline{S=15 \text{ cm}}$$

$$A_t = \frac{T \cdot S}{\bar{\epsilon} \cdot \bar{\sigma}_{at}} = 0,912 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 1\text{HA}8 \quad (A=1 \text{ cm}^2)$$

$$A_{\min} = 0,0025 \cdot b \cdot s = 0,75 \text{ cm}^2 < 0,964 \text{ cm}^2 \quad (\text{R.P.A 81}).$$

Remarques:

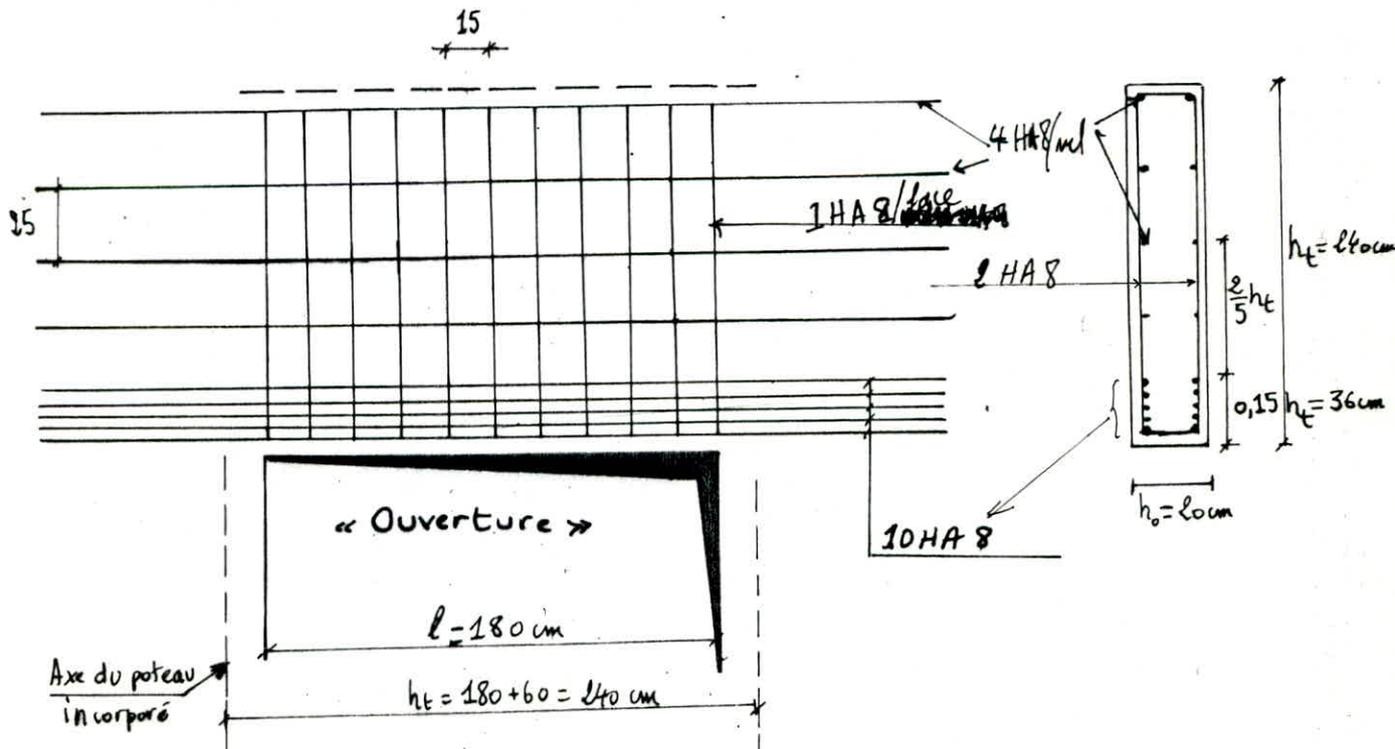
1) Disposition des armatures :

Les dispositions des armatures (principales, horizontales et transversales) doivent respecter les règles CCBA68 A42.

2) Dans la partie courante (au dessus des armatures principales) on respectera les règles CCBA68 A42 tout en essayant de garder le même ferrailage que pour les niveaux supérieurs calculés précédemment.

3) A cause de la faible largeur des "trumeaux" de part et d'autre de l'ouverture et pour faciliter l'exécution on prolongera tous les armatures horizontales jusqu'aux extrémités du voile.

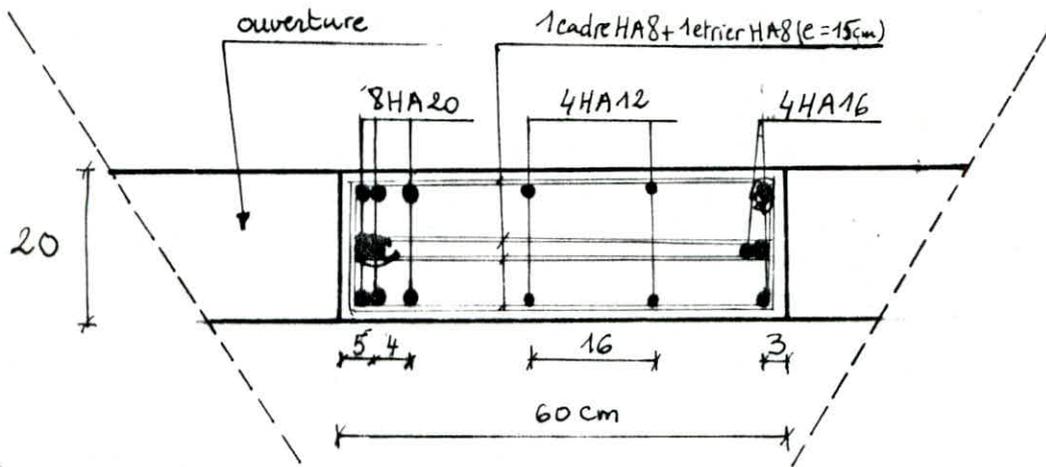
Schema du ferrailage du linteau (superieur et inferieur) de l'ouverture isolée du R.D.C.:



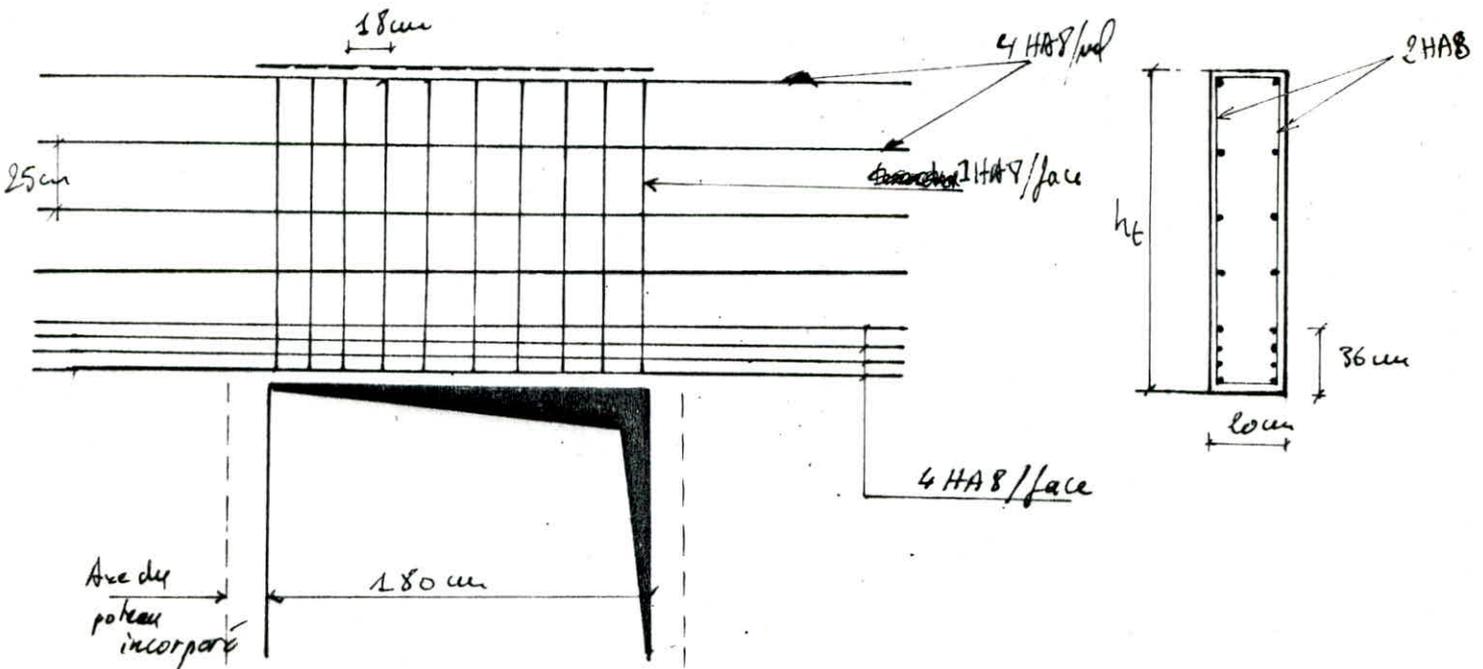
Voile	solicitation	Ferrailage du poteau incorporé					Ferrailage du linteau supérieur et inférieur				
		A' (cm ²) en F.C	A (cm ²) en F.C	A' adoptée	A adoptée	A _t (cm ²)	A (cm ²)	A adoptée	A _R (cm ²)	A _R adoptée	A _t
VT5	S.P.C	18,33	6,76	6HA20	4HA16	1 cadre HA8 1 étrier HA8 (e=15cm)	4,72	10HA8	3,150	8HA8	2HA8 (e=15cm)
VT4	S.P.C	24,94	7,71	8HA20	4HA16	(e=15cm)	6,19	8HA10	4,126	10HA8	2HA10 (e=18cm)

Poteau: $A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h_t = 48 \text{ cm}^2$; $A_{min} = 1\% \cdot b \cdot h_t = 12 \text{ cm}^2$

Schéma de ferrailage du poteau incorporé Vt4: (R.D.C)



Linteau (sup et inf) de l'ouverture au R.D.C, voile Vt4



**CALCUL DES
ELEMENTS**

A) ACROTÈRE.

INTRODUCTION:

L'acrotère est un élément assimilable à une console encastrée au plancher terrasse. Puisque la terrasse est non accessible, on ne tiendra pas compte de la surcharge due à la main courante.

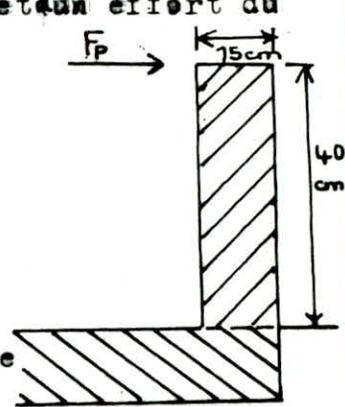
L'acrotère est soumise à son poids propre et à un effort dû au seisme

Dimension de l'acrotère/

Largeur $b = 100 \text{ cm}$
 Hauteur $h = 40 \text{ cm}$
 Epaisseur $e = 15 \text{ cm}$

Calcul des efforts

Le calcul se fait pour une bande de 1 mètre
 poids propre $1 \times 0,15 \times 0,40 \times 2,500 = 150 \text{ Kg}$



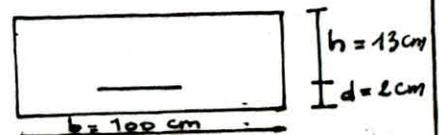
Effet du seisme;

D'après l'article 339 du RPA l'action des forces horizontales est donnée par:

$$F_p = Z_i \cdot W_p \cdot C_p \longrightarrow \begin{cases} C_p = 0,8 \\ Z_i = 0,6 \text{ (Zone II, Groupe 2)} \\ W_p = 150 \text{ Kg} \end{cases}$$

$$F_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 150 = 72 \text{ Kg}$$

$$\text{Effort normal } N = 150 \text{ Kg}$$



$$\text{Moment max à l'encastrement } M = 72 \times 0,40 = 28,8 \text{ Kg.m}$$

Conclusion : l'acrotère est soumise à une flexion composée

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{28,8 \cdot 10}{150} = 19,2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ section partiellement comprimée

Ferraillage:

$$\text{Moment fictif : } M_0 = M + \left(\frac{ht}{2} - d \right) \cdot N = 2880 + \left(\frac{15}{2} - 2 \right) \cdot 150 = 3705 \text{ Kg.cm}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_0}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 3705}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0012 \longrightarrow \begin{cases} K = 300 \\ \xi = 0,9841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} A' = A_1 \\ A = A_1 - \frac{N'}{\sigma_a} \end{cases} \quad A_1 = \frac{M_0}{\xi \cdot \sigma_a \cdot h} = \frac{3705}{0,9841 \cdot 2800 \cdot 13} = 0,103 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,103 - \frac{150}{2800} = 0,049 \text{ cm}^2$$

* Condition de non fragilité

$$A \gg 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,0049 \text{ cm}^2 < A_{min} = 1,26 \text{ cm}^2$$

A est très faible, on ferraillera donc avec le ferrailage minimum

on prendra 5 HA 6/ml $A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Verification à la fissuration

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi \cdot I + 10 \cdot W_f}$$

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable

$n = 1,6$ pour HA

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

$$\sigma_1 = \frac{10 \cdot 1,6 \cdot 3,525 \cdot 10^{-3}}{6 \cdot I + 10 \cdot 3,525 \cdot 10^{-3}} = 908 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{6}} = 3010,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010,4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$> \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

la condition est vérifiée

* Vérification à l'effort tranchant

on doit vérifier que $A \cdot \bar{\sigma}_a \gg T + \frac{M}{Z}$ avec

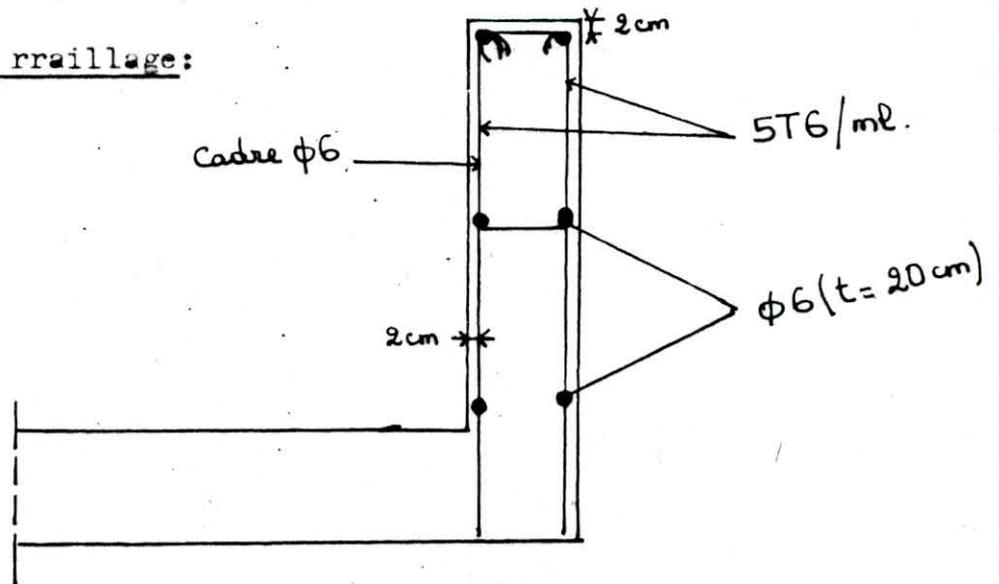
$$T = 72 \text{ Kg}$$

$$M = 2880 \text{ Kg.cm}$$

$$T + \frac{M}{Z} = 72 - \frac{2880}{7/8 \cdot 13} = -181,18 \text{ Kg} < A \bar{\sigma}_a$$

La condition est vérifiée; ce qui signifie que les armatures ne sont pas soumises à un effort de traction

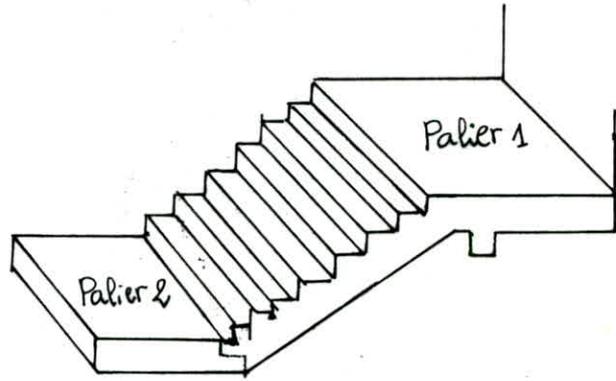
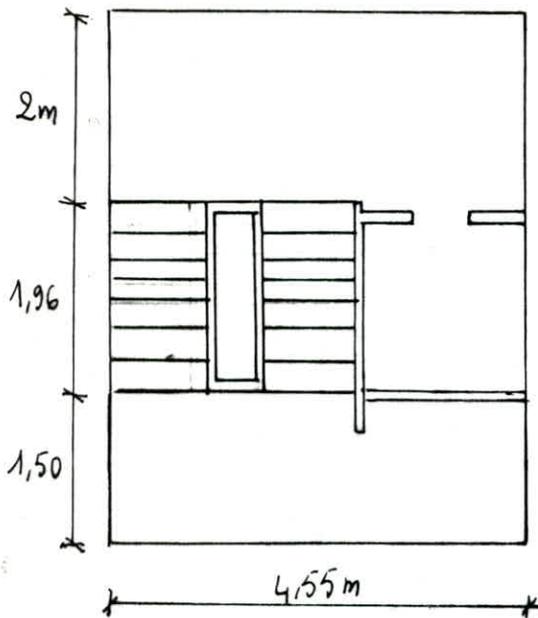
* Schema du ferrailage:



F) ESCALIERS.

Notre bâtiment comporte des escaliers préfabriqués, c'est à dire que les escaliers sont simplement appuyés sur le palier par l'intermédiaire de bequets; les appuis se font sur toute la largeur d'escalier.

Les paliers sont des dalles pleines coulés sur place.



L'utilisation de l'escalier préfabriqué est un procédé très important vu la rapidité d'exécution qu'il permet en nous évitant l'opération ferrailage-coffrage-décoffrage des volées.

I) Dimensionnement des marches et contre marches:

*) Pour le dimensionnement des marches et contre marches on doit vérifier la formule de BLONDEL $0,59 < g+2h < 0,66$ (m)

soit $2H = 2,88$ m hauteur d'étage.

Il est à noter qu'au rez de chaussée on a une hauteur d'étage de 3,96m ce qui nous donne trois paillasses.

g: giron, largeur d'une marche (m); $g = L/(n-1) = 1,96/7 = 28$ cm

h: hauteur de la marche (contre marche); $h = H/n = 144/8 = 18$ cm

l: emmarchement $l = 120$ cm

j: jour $j = 40$ cm

n: nombre de contre marches

m: nombre de marches.

*) Vérification de la relation de BLONDEL:

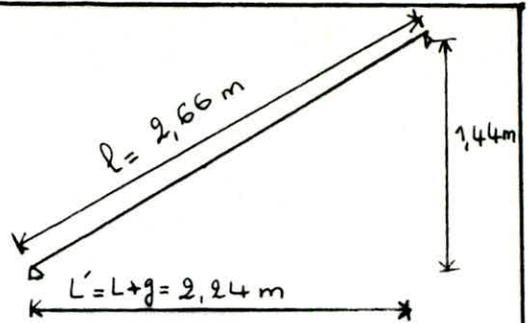
$$0,59 < g + 2h < 0,66 \Rightarrow 0,59 < 0,28 + 2 \times 0,18 < 0,66$$

$$0,59 \leq 0,64 \leq 0,66 \quad \text{C'est VÉRIFIÉE}$$

2) Etude de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{H}{L'} = \frac{144}{224} = 0,643 \rightarrow \alpha = 32,735^\circ$$

$$l = \frac{2,24}{\cos(32,735)} = 2,66 \text{ m}$$



a) épaisseur de la paillasse

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{266}{30} \leq e \leq \frac{266}{20}$$

$$8,87 \leq e \leq 13,3 \Rightarrow e = 12 \text{ cm}$$

b) charge permanente: ----- $G = 767 \text{ Kg/m}^2$

* surcharges d'exploitation

Escaliers d'habitation (immeuble d'habitation) "Belazougui"

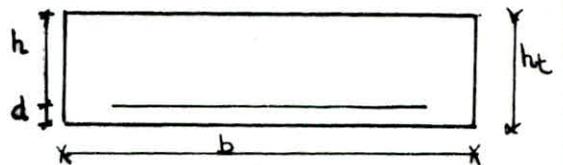
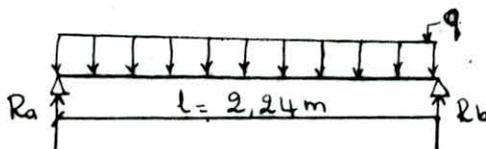
$$P = 400 \text{ Kg/m}^2$$

Le calcul se fait sous les sollicitations du I^{er} genre

$$q' = G + 1,2 \cdot P = 767 + 1,2 \cdot 400 = 1247 \text{ Kg/m}^2$$

On admet que les charges et les surcharges soient uniformément réparties sur une projection horizontale et sur l^m D'embranchement donc $q = 1247 \times l_m = 1247 \text{ Kg/ml}$

c) calcul des efforts:



$$\begin{cases} ht = 12 \text{ cm} \\ d = 2 \text{ cm} \Rightarrow h = 10 \text{ cm} \\ b = 1 \text{ m} \end{cases}$$

$$R_a = R_b = q \cdot \frac{l}{2} = 1247 \times \frac{2,24}{2} = 1396,64 \text{ Kg}$$

$$M = q \cdot \frac{l^2}{8} = 1247 \cdot \frac{2,24^2}{8} = 782,12 \text{ Kg.m}$$

Sur la paillasse s'exerce un effort de flexion dû à $q \cos \alpha$ et un effort normal N qui est dû à $q \cdot \sin \alpha$.

$$N = q \cdot \frac{l}{2} \cdot \sin \alpha = 1247 \cdot \frac{2,66}{2} \cdot \sin(32,735) = 896,846 \text{ Kg}$$

$$\sigma_b = \frac{N}{S} = \frac{896,846}{12,100} = 0,747 \text{ Kg/cm}^2$$



Vu que la valeur de la contrainte due à N est négligeable devant celle due au moment, le calcul ne se fera pas en flexion composée mais en flexion simple.

d) calcul du moment résistant du béton. Mrb:

$$M_{rb} = \frac{I}{2} \cdot \bar{\sigma}_c \cdot b \cdot h^2 = 2489 \text{ Kg.m} > M_{ext} = 782,12 \text{ Kg.m} \text{ donc on a } A' = 0$$

d) ferraillage **) Armatures principales:

$$\mu = 15 \cdot M / \bar{\sigma}_c \cdot b \cdot h^2 = 0,0419 \Rightarrow (\xi = 0,9132, ; ; K = 42,6)$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_c}{K} = 65,73 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0 \text{ et } A = M / \bar{\sigma}_c \cdot \xi \cdot h = 3,06 \text{ cm}^2$$

on prendra 7 T8/ml mais pour des raisons constructive (voir la suite)
on prendra 6 T10/ml = 4,71 cm²/ml.

*) Armatures de repartition:

$$\frac{A}{4} = 0,765 < A_r < \frac{A}{2} = 1,33 \text{ on prendra 5 T6/ml (1,41 cm}^2\text{/ml)}.$$

Vérifications:

Concriti- on denon fragili- té A	Vérifi des contraintes		Vérificati fissuration		Vérifi..de la flèche		Vérifi..à l'effort tr- tranchant	
	$\bar{\sigma}_b'$	$\bar{\sigma}_a (\frac{Kg}{cm^2})$	$\bar{\sigma}_1$	$\bar{\sigma}_2 (\frac{Kg}{cm^2})$	$f (cm)$	$\bar{f} (cm)$	$\bar{\sigma}_b$	$\bar{\sigma}_b (\frac{Kg}{cm^2})$
0,97	55,99	1853,23	2528,23	2855,90	0,221	0,836	1,60	6,73

Toutes les vérifications sont satisfaites.

3) Calcul des béquets:

Chaque bequet de la paillasse et de la poutre palière
doit être calculé pour une charge linéaire ;

$$q = \gamma_q (G + 1,2 p).$$

où G: charge d'exploitation de la volée préfabriquée.
de la totalité

p : surcharge d'exploitation sur la totalité de la volée prefabriquée

γ_q : coefficient de comportement expérimental donné par les recommandations du C.T.C et qui est produit ci-dessous

		pose de la volée à bain de mortier	pose de la volée à sec
calcul du bequet en flexion	avec armatures de suspension	I	I,4
	sans armatures de suspension	I,4	2
calcul du cisaillement		I	I,4

a) Dimensions:

D'après les recommandations du C.T.C l'épaisseur des bequets, des paillasse et des paliers doit être:

$$e \geq 7 \text{ cm}$$

$$e' \geq 7 \text{ cm}$$

$$a \geq 10 \text{ cm}$$

On prend $e = 8 \text{ cm}$ pour la paillasse

$e = 9 \text{ cm}$ pour le palier

$a = 16 \text{ cm}$

pour notre cas la pose de la volée se fait à bain de mortier et avec des armatures de suspension, donc

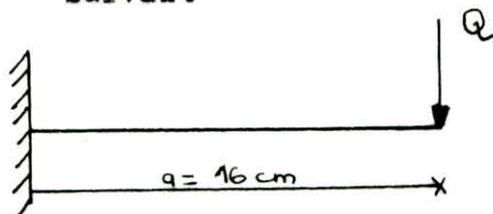
$$\gamma_q = I \text{ pour le calcul en flexion}$$

$$\gamma_q = I \text{ pour le calcul au cisaillement}$$

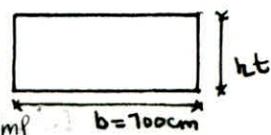
$$q = \gamma_q (G + 1,2 p) = I \cdot (767 + 1,2 \cdot 400) = 1247 \text{ Kg/m}^2$$

$$Q = q \cdot \frac{1}{2} = 1247 \cdot \frac{2,24}{2} = 1396,64 \text{ Kg/ml}$$

le bequet est considéré comme une console encastrée dans la volée (ou dans le palier); donc le schéma statique est le suivant



pour un mètre linéaire d'encastrement, le moment à l'encastrement sera égal à :



$$M = Q \cdot a = 1396,64 \times 0,16 = 223,46 \text{ Kg.m/ml}$$

b) Ferrailage

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 223,46 \cdot 10^2}{1800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0333 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9216 \\ k = 48,80 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{1800}{48,80} = 57,38 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{223,46 \cdot 10^2}{1800 \cdot 0,9216 \cdot 6} = 1,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ou prendra 6 T6 / ml (A = 1,69 cm²/ml)

c) vérification des contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,69}{100 \cdot 6} = 0,282 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9161 \\ k = 44,6 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{223,46 \cdot 10^2}{1,69 \cdot 0,9161 \cdot 6} = 2405,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2405,58}{44,6} = 53,94 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

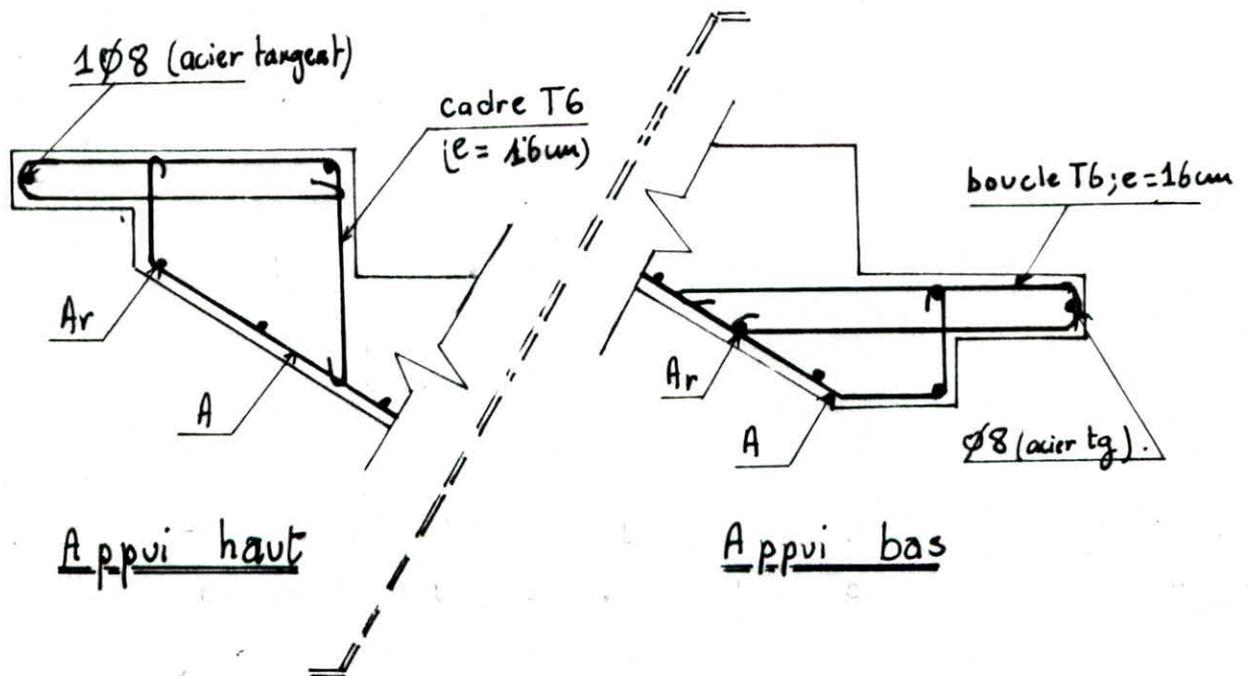
d) vérification au cisaillement:

$$T = Q = 1396,64 \text{ Kg/ml} \quad \tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1396,64}{100 \cdot \frac{7,6}{8}} = 2,66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b' = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \begin{array}{l} \tau_b \\ \bar{\tau}_b \end{array} \right\} \tau_b < \bar{\tau}_b$$

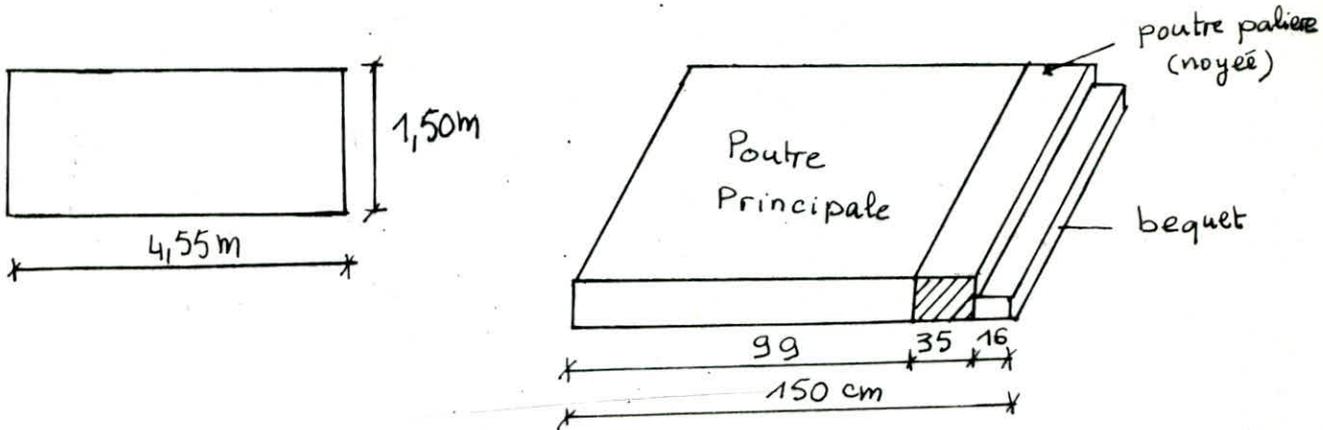
⇒ les armatures transversales sont inutiles.

Les armatures des bequets seront réalisées comme indique la figure suivante;



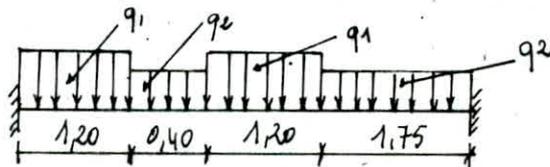
calcul du palier intermédiaire:

Ce palier est appuyé sur 2 côtés et libre sur les 2 autres .



I°) Calcul de la poutre noyée:

C'est une poutre incorporée dans le palier, elle sert à supporter les réactions dues aux volées, elle est calculée comme une poutre partiellement encastree à ses extrémités.



a) Charge revenant à la poutre:

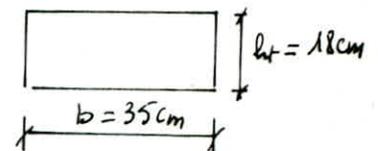
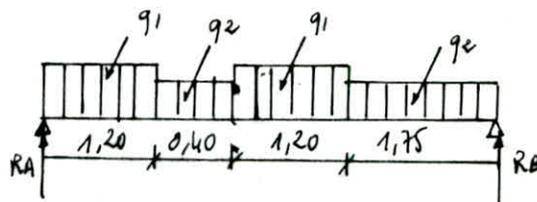
Poids propre de la poutre $613 \times 0,35 = 214,55 \text{ Kg/ml}$

surcharge d'exploitation majorée $480 \times 0,35 = 168 \text{ Kg/ml}$

charge due à la réaction du volée $1247 \times 2,24 = 1396,64 \text{ Kg/ml}$

$$\text{d'où } \begin{cases} q_1 = 1779,19 \text{ Kg/ml} \\ q_2 = 382,55 \text{ Kg/ml} \end{cases}$$

b) calcul de la poutre:



$$\text{les réactions } \begin{cases} R_a = 3190 \text{ Kg} \\ R_b = 1901,56 \text{ Kg} \end{cases}$$

moment isostatique $M_0 = 3168,57 \text{ Kg.m}$

Moment en travée $M_t = 0,8.M_0 = 2534,86 \text{ Kg.m}$

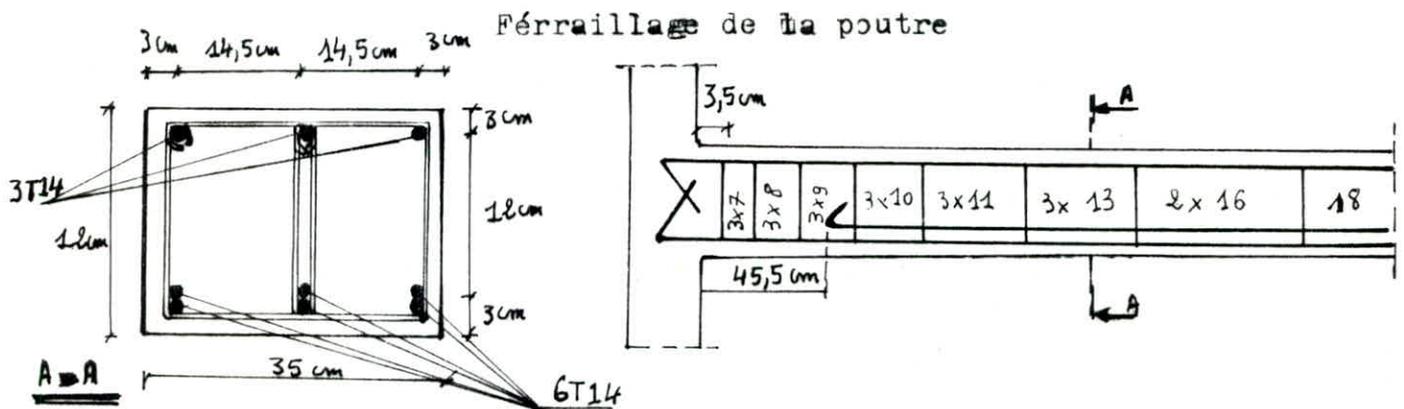
Moment sur appui $M_a = 0,4.M_0 = 1267,43 \text{ Kg.m}$

C) CALCUL DES ARMATURES:

En travée				Sur appui		Armature transverse	
Acalculé cm^2	Aadopt	Acal cm^2	Aadop	Acal cm^2	Aadop	At cm^2	espacement, ϵ (cm)
8,60	6T14	8,77	3T14	3,42	3T14	1cadre $\phi 6$ 1étrier $\phi 6$	Voir figure (caquot)

D) VERIFICATIONS:

	Condition de non fragilité A (cm^2)	Vérification des contraintes (kg/cm^2)			vérif de la fissuration		Vérifi à effort tranchant	
		σ'_b	σ'_a	σ_a	σ_1	$\sigma_2 \frac{h}{u}$	$\bar{\sigma}_L$	$\bar{\sigma}_L \frac{M}{u}$
En travée	0,50	185,96	1072,37	2195,78	5238,0	2413,7	6,95	17,70
Sur appui		93,19	—	2108,58	3091,3	2413,7		



2) CALCUL DE LA POUTRE PRINCIPALE; (partiellement encastree).



a) Evaluation de la charge q ; charge permanente 613 Kg/m
 surcharge d'exploitation majorée 480Kg/m
 $q = 1093 \times 1m = 1093 \text{ Kg/ml}$

Moments: ; $M_t = 0,8 M_0 = 2262,8 \text{ Kg.m/ml}$; ; $M_a = 0,4.M_0 = 1131,4 \text{ Kg.m/ml}$

Tableau donnant les armatures ,et les vérifications:

Armatures						Vérifications						
entravée		Sur appui		A de répartition		Condition de non fragilité A (cm^2)	fissuration.		Vérification des Contraintes			
Acal cm^2/ml	Aadop cm^2/ml	Acal cm^2/ml	Aadop cm^2/ml	en travée cm^2/ml	sur appui cm^2/ml		max(σ_1, σ_2); kg/cm^2	en travée	sur appui	entravée		sur appui
							en travée	sur appui	σ_a (kg/cm^2)	σ'_b (kg/cm^2)	σ_a (kg/cm^2)	σ'_b (kg/cm^2)
5,56	8T10	2,71	6T8	5T8	2T8	1,55	3256,7	3193,0	2494,2	67,58	2526,7	44,99

Verification au cisaillement

$$T = q \cdot \frac{L}{2} = 1093 \cdot \frac{4,55}{2} = 2486,575 \text{ Kg}$$

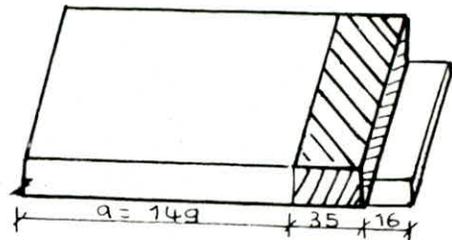
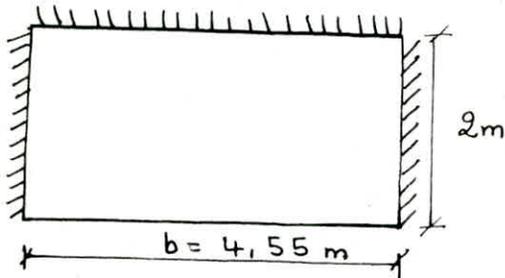
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot Z} = \frac{2486,575}{100 \cdot 7/8 \cdot 16} = 1,78 \text{ Kg/cm}^2 \quad \left. \vphantom{\tau_b} \right\} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$$

les armatures transversales ne sont pas necessaires.

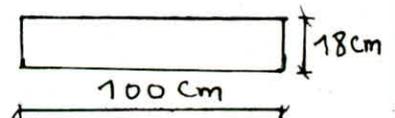
calcul du palier I (palier d'etage)

Ce palier est appuyé sur 3 côtés et libre sur le 4eme côté



La poutre palière (noyée) de ce palier supporte les mêmes charges et surcharges que celle du palier intermédiaire, donc elle sera calculée et ferrillée de la même façon que celle du palier intermédiaire.

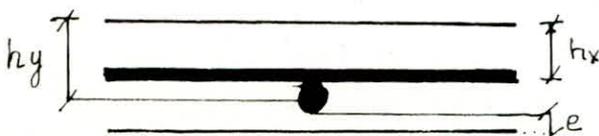
Le palier I sera calculé comme une dalle appuyée sur 3 côtés et libre sur le 4eme côté; on fait les calculs pour une bande de 1 metre



On utilise la methode de BARES pour le detail de la methode (voir la partie du calcul des dalles)

a(m)	b(m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q(kg/m ²)	w_s f _s (cm)	w_{bs} f _{bs} (cm)	μ f _c (cm)	μ_{xs} M _{xs}	μ_{ys} M _{ys}	μ_{yas} M _{yas}	M _{xas} = - μ M _{yas}
1,49	4,55	0,327	1093	1,8777 0,135	3,5697 0,257	0,91	0,1095 265,77	0,017054 385,895	0,029893 676,47	101,46

calcul des armatures



on prend $\left\{ \begin{array}{l} \phi = 8\text{mm} ; e = 1\text{cm} \\ h_x = 15,8 ; h_y = 16,6 \end{array} \right.$

TABLEAU donnant les armatures:

Sens	en travée			sur Appui		
	M_t kg.m/ml	$A_{t\text{cal}}$ cm^2/ml	$A_{t\text{adopt}}$ ml	M_a kg.m/ml	$A_{a\text{cal}}$ cm^2/ml	$A_{a\text{adopt}}$ ml
X	239,14	0,56	5T6	132,86	0,31	5T6
Y	507,31	1,14	6T6	338,21	0,76	6T6

$M_{t_x} = 0,9 \cdot M_{0x}$
 $M_{a_x} = 0,5 \cdot M_{0x}$
 et
 $M_{t_y} = 0,75 \cdot M_{0y}$
 $M_{a_y} = 0,5 \cdot M_{0y}$
 avec $M_{0x} = 265,71$
 $M_{0y} = 676,41$

l'espacement des armatures dans les 2sens respécte bien l'article 57.33 CCBA n8 .

Toutes les vérifications ont été faites, et elles sont toutes vérifiées.

calcul de la liaison pailier-paillasse:

Cette liaison est assurée obligatoirement par les armatures sortant des extrémités des bequets de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la vplée sur toute la largeur de l'appui. Ce chaînage a une largeur minimale de 30 cm (dans notre cas la largeur est ≥ 35 cm car la poutre pailière est de 35 cm de largeur).

calcul des aciers de liaison:

Chaque liaison haute et base sera calculée par une charge égale à $q = (G + I + P) \times 0,7 = 1247 \times 0,7 = 872,90 \text{ Kg/m}^2$
 Donc pour un mètre d'encastrement, on aura les efforts suivants l'encastrement au bequet:

$$T = q \cdot l \cdot I = 872,90 \times 2,24 \times I = 1955,296 \text{ Kg}$$

$$M = T \cdot e = 1955,296 \times (0,16 + 0,35) = 997,20 \text{ Kg.m/ml}$$

b: largeur du bequet plus la largeur de la poutre

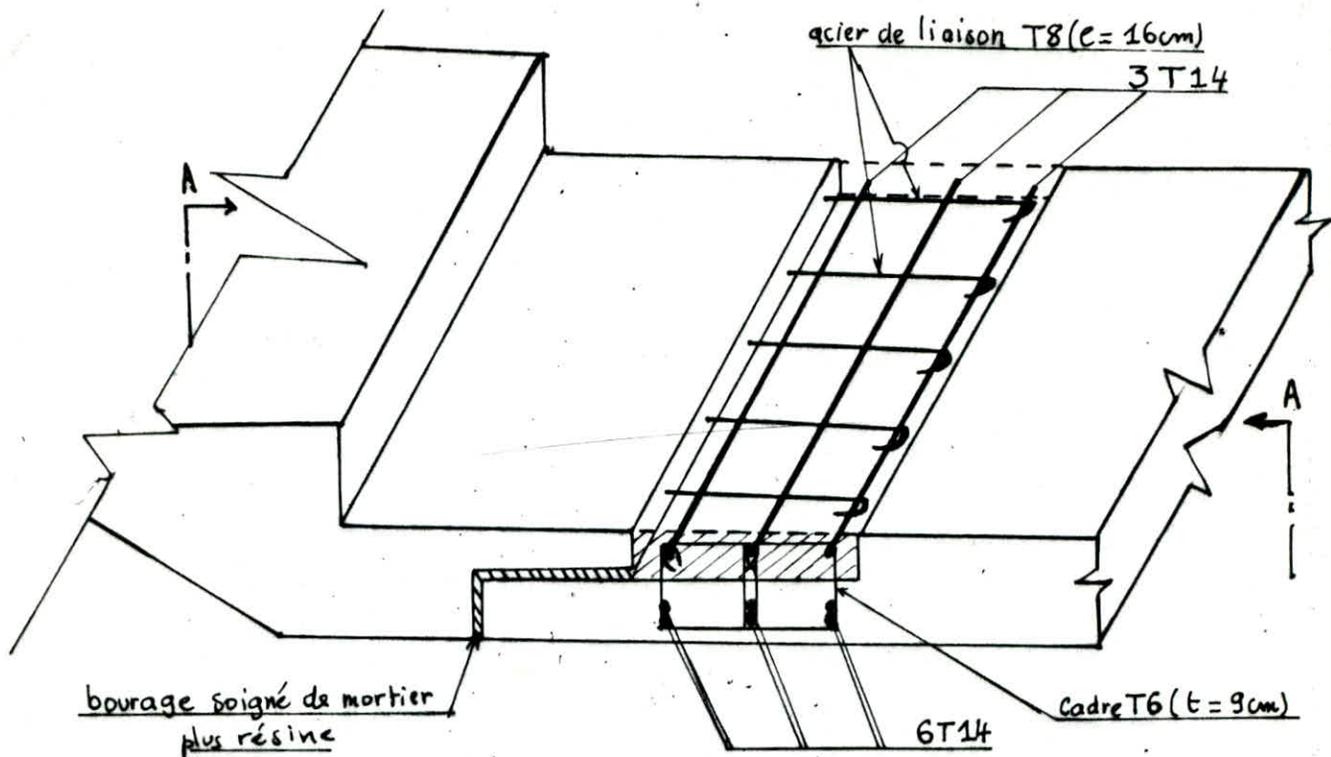
$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 997,20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 15^2} = 0,0237 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9329 \\ K = 59,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{2800}{59,5} = 47,06 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \Rightarrow A' = 0$$

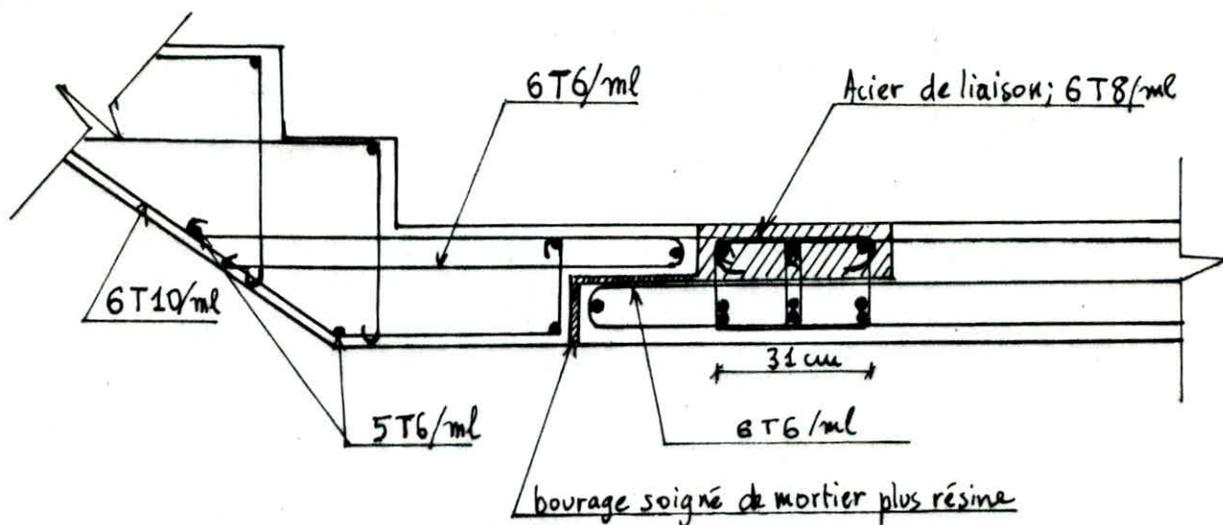
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{997,20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9329 \cdot 15} = 2,55 \text{ cm}^2$$

on prendra 6T8/ml $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $e = 16 \text{ cm}$

Remarque: la section d'aciers de liaison ainsi calculée ne concerne que les paillasses pour les pailiers le calcul est différent.



A-A



La partie hachurée sera coulée après la pose de la pailleasse sur le palier.

Remarques: le vide entre palier et pailleasse doit être bourré de mortier plus résine pour éviter les fissures ultérieures à ce niveau.

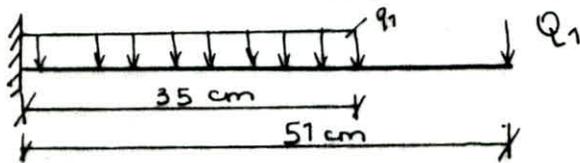
Calcul de la section d'encastrement du bequet:

a) pour palier d'étage: La section d'encastrement est une section dangereuse, elle doit être calculée pour deux phases

* 1ère phase: elle commence depuis la pose de la paillasse, jusqu'au durcissement du béton constituant le chaînage. La section du bequet à donc une hauteur totale de 9 cm les charges de calcul sont constituées par:

- poids propre de la paillasse sans revêtements
- poids propre de la couche de béton de chaînage majorée

pour l'effet dynamique.



$$Q_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,24 \cdot 2500 (0,12 + 0,09) \cdot 1 \text{ m} = 588 \text{ Kg}$$

$$q_1 = 2500 \times 1,2 \times 1 \text{ m} \times 0,09 = 270 \text{ Kg/ml}$$

$$M = q_1 \frac{(0,35)^2}{2} + Q_1 \cdot 0,51 = 270 \frac{(0,35)^2}{2} + 588 \times 0,51 = 316,42 \text{ Kg}\cdot\text{m/ml}$$

$$\mu = \frac{1,75 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{1,75 \cdot 316,42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0346 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,92025 \\ K = 47,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{47,5} = 58,947 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

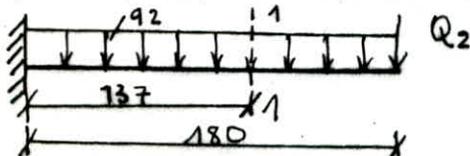
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{316,42 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,92025 \cdot 7} = 1,75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

prendra 4T8/ml

* 2ème phase: cette phase correspond à l'état de service du palier, dans la section travaillée totalement ht = 18 cm, d = 2 cm

les charges de calcul sont:

(G + 1,2 P) réaction de la volée et charge uniforme sur le palier



$$q_2 = G + 1,2 P \quad (\text{palier})$$

$$Q_2 = 0,7(G + 1,2 P) \quad (\text{volée})$$

La section qui nous intéresse est la section I.I (encastrement du bequet) $q_2 = (613 + 1,2 \cdot 450) \times 1 \text{ m} = 1093 \text{ Kg/ml}$

$$Q_2 = (767 + 1,2 \cdot 400) \times 1 \times 2,24 \times 0,7 = 1955,296 \text{ Kg}$$

$$M_{1.1} = 1955,296 \times 0,43 + \frac{1093 \times (0,43)^2}{8} = 941,825 \text{ Kg}$$

Remarque: le bras de levier de la reaction Q a diminue de 8 cm car la liaison entre palier et paillasse est finie, la reaction est appliquee au milieu du bequet

$$\mu = \frac{15 \cdot 941,825 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,0197 \longrightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9383 \\ \kappa = 66 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_b \text{ -----} \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{941,825 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9383 \cdot 16} = 2,24 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad A_{\max} = \max(2,24; 1,75) = 2,24 \text{ cm}^2$$

on prendra 5 T 8/ml A = 2,51 cm/ml e = 20 CM

mais pour des raisons pratiques (de construction) on gardera le meme espacement que celui trouve pour les aciers de liaison sortant de la paillasse, c'est a dire que e = 16 cm et on prend alors 6 T 8/ml pour les aciers de liaison sortant de la paillasse et du palier

b) palier intermediaire: Ce palier repose sur 2 appuis dans le sens de la largeur de la paillasse, donc la section d'encastrement sera calculee que pour la 1ere phase qui est identique a celle du palier d'etage, la 2eme phase ne sera pas consideree vu que la section d'encastrement ne va pas travailler dans l'autre sens.

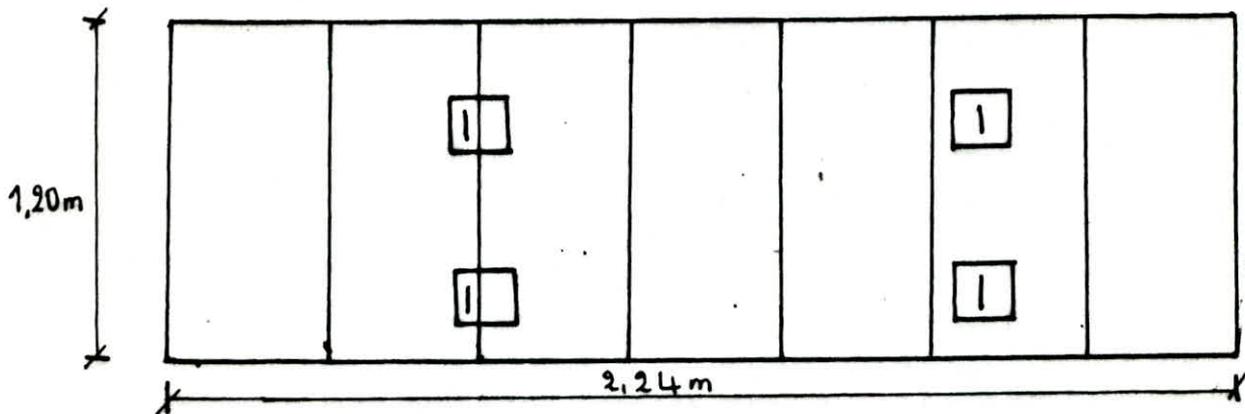
alors $A = 4 \text{ T } 8/\text{ml}$ $e = 25 \text{ CM}$

mais pour les memes raisons pratiques que precedemment on prendra

$$A = 6 \text{ T } 8/\text{ml} \quad e = 16 \text{ cm}$$

Calcul des aciers de manutention :

Pour la manutention des volées, on prévoit 4 crochets ancrés suffisamment dans la nappe d'armatures inférieure



charge permanente du volée 767 Kg/m²

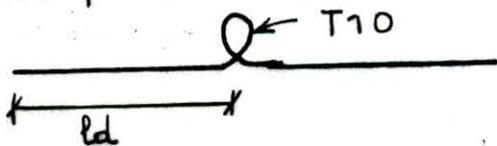
$$G = 767 \times 1,2 \times 2,24 = 2061,696 \text{ Kg}$$

théoriquement chaque crochet doit pouvoir reprendre $\frac{G}{4}$, mais pour tenir compte des conditions réelles sur le chantier et surtout des forces de dessoulage, on est obligés de prendre un coefficient de sécurité $K=3$

$$F = 3 \cdot \frac{G}{4} = 3 \cdot \frac{2061,696}{4} = 1546,272 \text{ Kg}$$

$$\frac{\pi d^2}{4} = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{F \times 4}{\pi \bar{\sigma}_a}} = \sqrt{\frac{1546,272 \times 4}{\pi \cdot 2800}} = 0,838 \text{ cm}$$

on prendra 4 crochets de T 10



$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_d} \quad \bar{\sigma}_d: \text{contrainte d'adhérence admissible}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{zone d'ancrage normale}$$

ψ_d : Coefficient de scellement (bancs 4A ; $\psi_d = 1,5$)

$$\text{donc } \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot (1,5)^2 \cdot 5,9 = 16,59375 \rightarrow$$

$$l_d = \frac{1}{4} \cdot \frac{2800}{16,59375} = 42,18 \text{ cm}$$

on prend $l_d = 50 \text{ cm} = 50 \phi$

c) CALCUL DES PLANCHERS.

Dans notre ouvrage nous avons utilisé deux types de plancher

- plancher d'étage courant (dalles pleines)
- plancher rez de chaussée (prédalles)

I) ETAGE COURANT:

Le type de coffrage utilisé est le coffrage tunnel, c'est un système qui permet de coffrer simultanément les murs (voiles) et les planchers (courant et terrasses).

Notre plancher est constitué d'une dalle pleine de 16 cm d'épaisseur, la dalle pleine est constituée par plusieurs panneaux reposant sur 3 côtés et libre sur le 4ème.

Vu la jonction plancher voile qui provoque un semi-encastrement on sera amené à faire une répartition des moments isostatiques max en travées et min sur appuis, cette répartition se fera conformément aux règles C C B A 68 art 55.

I) Méthode de calcul:

On utilise les tables de BARES pour le calcul des efforts et les flèches sur les dalles. Les étapes de calcul se feront comme suit:

On détermine $\gamma = \frac{a}{b}$

• coefficient de poisson $\mu = 0,15$ pour le béton armé

et on tire du tableau correspondant au type de charges, les valeurs suivantes:

- w_s : coefficient de la flèche au milieu de la dalle
- w_{bs} : coefficient de la flèche au bord de la dalle appuyée sur 3 côtés
- μ_x : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens x
- μ_y : coefficient du moment au milieu de la dalle dans le sens y
- μ_{ys} : coefficient du moment au milieu en bord libre de la dalle dans la direction y.

On détermine ensuite les flèches et les moments fléchissants

$$- f_s = w_s \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3}$$

$$- f_{bs} = w_{bs} \cdot \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} \quad (\text{flèche au bord})$$

$$M_{xs} = \mu_{xs} \cdot q \cdot a^2$$

$$M_{ys} = \mu_{ys} \cdot q \cdot b^2$$

$$M_{yas} = \mu_{yas} \cdot q \cdot b^2$$

$$M_{xas} = -\mu \cdot M_{yas}$$

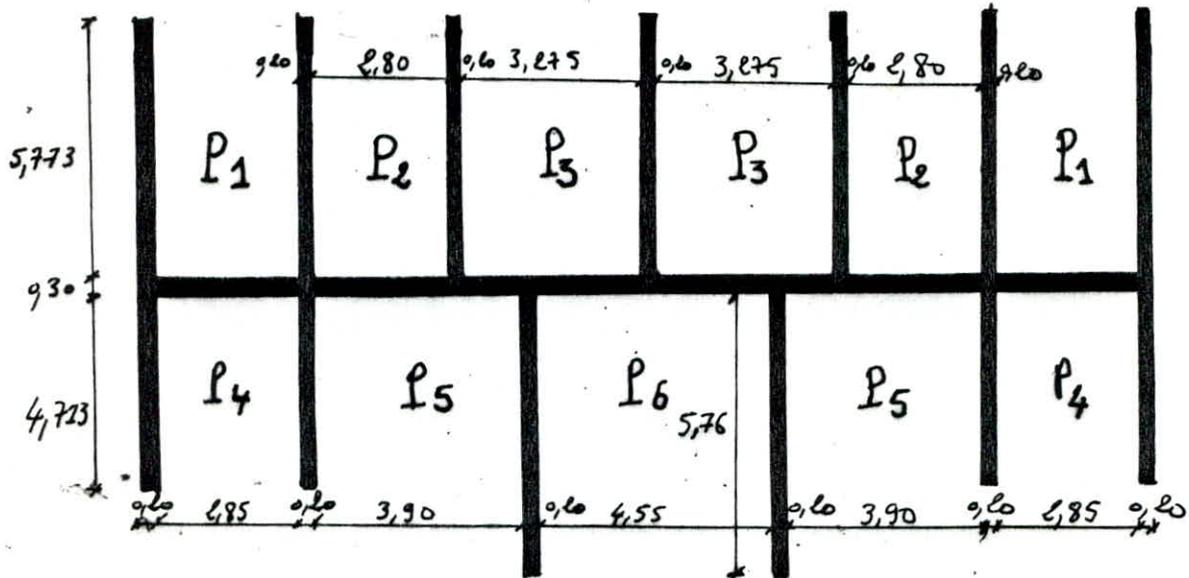
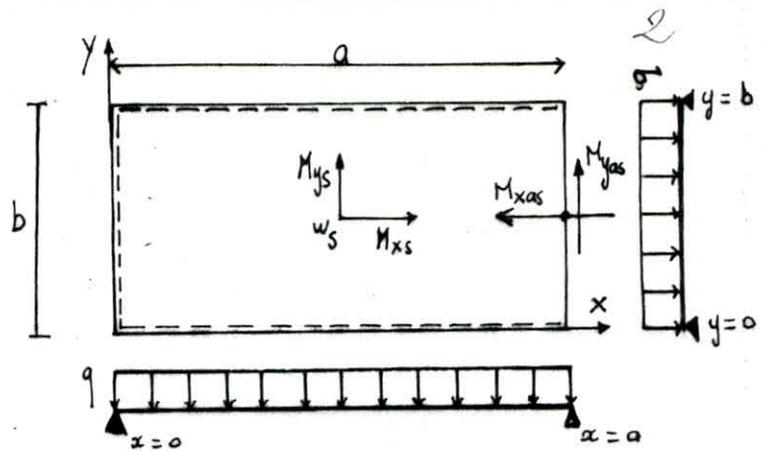
où q : charge uniformément répartie sur la dalle.

$$E = 7000 \sqrt{1,2 \cdot \sigma_{tr}} = 126000 \text{ bars}$$

$$E = 128394 \text{ Kg/cm}^2$$

E : module de déformation longitudinal différé au béton

h : épaisseur de la dalle $h = 16 \text{ cm}$
 a , et b , dimension en plan de la dalle.



2) INFLUENCE DU COEFFICIENT DE POISSON: (voir R. BARES "Tables" page 67)

Le rapport $\delta = \frac{a}{b}$ dans les panneaux de la dalle P_1 et P_2 est supérieure à 2, Alors que dans les tables de BARES ce rapport est compris entre 0,3 et 2 pour $\mu = 0,15$.

Sachant que dans le coefficient de poisson μ est différé selon le matériau dont la dalle est fabriquée; Pour le béton armé on suppose $\mu = 0,15$

étudions les erreurs que nous commettons en supposant, pour le béton armé $\mu = 0$; si $\mu = 0$, on obtient une flèche plus faible, de 2% que si $\mu = 0,15$

car le déplacement vertical est indirectement proportionnel à la rigidité $D = \frac{E \cdot b^3}{12(1-\mu^2)}$, cette erreur peut être négligée, par contre le remplacement de $\mu = 0,15$ par $\mu = 0$ à pour conséquence une erreur de 15% sur le côté dangereux si nous examinons les moments fléchissants et de torsion. Cela est dû au fait que le coefficient de Poisson influence la répartition des tensions dans les systèmes hyperstatiques.

En augmentant le coefficient de poisson, la dalle semble devenir plus rigide les flèches se réduisent et les moments s'accroissent.

Pour éviter ces erreurs on procède comme suit:

- si nous connaissons le déplacement vertical W_1 de la dalle de coefficient μ_1 , le déplacement vertical W_2 DE LA DALLE de coefficient μ_2 est :

$$W_2 = \frac{I - \mu_2^2}{I - \mu_1^2} W_1$$

- les moments $(M_x)_2$ et $(M_y)_2$ pour μ_2 en un certain point de la dalle se déterminent enfin à l'aide $(M_x)_1$ et $(M_y)_1$ pour μ_1 dans ce point selon les équations

$$(M_x)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_x)_1 + (\mu_2 - \mu_1) (M_y)_1 \right]$$

$$(M_y)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \left[(\mu_1 - \mu_2) (M_x)_1 + (1 - \mu_1 \mu_2) (M_y)_1 \right]$$

En conclusion les déplacements verticaux et les moments fléchissants de nos panneaux de la dalle de $\mu = 0,15$, dont le rapport $\frac{a}{b}$ est supérieur à 2, seront deduits à l'aide des équations précédentes, à partir des déplacements verticaux et des moments fléchissants correspondants à $\mu = 0,30$ pour le même rapport.

3) Calcul des panneaux de dalle

a) charges et surcharges:

$$\begin{aligned} * \text{Plancher terrasse G + I,2} \cdot P &= 785 + 1,2 \cdot 100 \\ &= 905 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$* \text{plancher d'étage courant G + I,2} \cdot P = 638 + 1,2 \cdot 175 = 848 \text{ Kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} * \text{plancher comportant une loggia (sechoir) G + I,2} \cdot P &= \\ &= 638 + 1,2 \cdot 350 = 1058 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

les panneaux de la dalle (plancher courant et terrasse) seront calculés sous la charge $q = 905 \text{ Kg/m}^2$, mais les panneaux de dalle comportant le loggia et sechoir sera calculé sous $q = 1058 \text{ Kg/m}^2$

Les résultats des déplacements verticaux, des coefficients de moment, et des moments fléchissants pour $\mu = 0,30$ sont présentés dans le tableau suivant et cela après avoir fait des interpolations linéaires pour les valeurs qui ne figurent pas dans les tableaux de TABLES.

Panneau	a (m)	b' (m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (kg/m ²)	W _s	W _{bs}	μ_{xs} M _{xs}	μ_{ys} M _{ys}	μ_{yas} M _{yas}	M _{xas}
1	5,773	2,85	2,026	905	0,0076	0,0101	0,0101 304,63	0,114 828,44	0,131 968,1	290,43
2	5,773	2,80	2,062	1058	0,0074	0,0098	0,0099 349,08	0,113 938,13	0,131 1093,24	327,97

Exemple de calcul pour le panneau N°1

Flèche $\mu_1 = 0,30$ $\mu_2 = 0,15$

$$w_2 (\mu = 0,15) = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_1 (\mu_1 = 0,30)$$

$$w_{s1} = w_{s11} - \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} (w_{s11} - w_{s12}) = 0,0078 - \frac{2,026 - 2}{3 - 2} (0,0078 - 0,0017) = 0,0076$$

$$w_{s2} = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_{s1} = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,3^2} \cdot 0,0076 = 0,0082$$

$$w_{bs1} = w_{bs11} - \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_2 - \gamma_1} (w_{bs11} - w_{bs12}) = 0,0103 - \frac{2,026 - 2}{3 - 2} (0,0103 - 0,002) = 0,0101$$

$$w_{bs2} = \frac{1 - \mu_2^2}{1 - \mu_1^2} \cdot w_{bs1} = \frac{1 - 0,15^2}{1 - 0,3^2} \cdot 0,0101 = 0,0108$$

$$f_s = w_{s2} \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} = \frac{0,0082 \cdot 905 \cdot (577,3)^4 \cdot 10^{-4}}{128394 \cdot 16^3} = 0,157 \text{ cm}$$

$$f_{bs} = w_{bs2} \frac{q \cdot a^4}{E \cdot h^3} = \frac{0,0108 \cdot 905 \cdot (577,3)^4 \cdot 10^{-4}}{128394 \cdot 16^3} = 0,206 \text{ cm}$$

donc la flèche max se produit au milieu du bord libre de la dalle. $f_{\max} = f_{bs} = 0,206 \text{ cm}$.

La flèche présente une portée $> 5 \text{ m}$ donc $\bar{f} = 0,5 + \frac{q}{1000}$

$$\bar{f} = 0,5 + \frac{577,3}{1000} = 1,077 \text{ cm} > f_{\max} = 0,206 \text{ cm}$$

La flèche dans le sens x est vérifiée

Moments flechissants

$$(M_x)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \cdot \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_x)_1 + (\mu_2 - \mu_1) (M_y)_1 \right]$$

$$(M_y)_2 = \frac{1}{1 - \mu_1^2} \cdot \left[(1 - \mu_1 \mu_2) (M_y)_1 + (\mu_2 - \mu_1) (M_x)_1 \right]$$

$$(M_{xs})_2 = \frac{1}{1 - 0,3^2} \cdot [(1 - 0,3 \cdot 0,15) \cdot 304,63 + (0,15 - 0,30) \cdot 828,44] = 183,14$$

$$(M_{ys})_2 = \frac{1}{1 - 0,3^2} \cdot [(1 - 0,3 \cdot 0,15) \cdot 828,44 + (0,15 - 0,30) \cdot 304,63] = 819,19$$

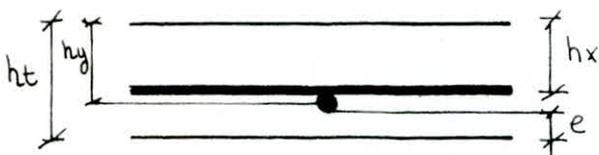
$$(M_{yas})_2 = \frac{1}{1 - 0,3^2} \cdot [(1 - 0,3 \cdot 0,15) \cdot 968,11 + (0,15 - 0,30) \cdot 290,43] = 968,11$$

$$(M_{xas})_2 = \mu_2 (M_{yas})_2 = 0,15 \cdot 968,11 = 145,22$$

La repartition des moments en travées et sur appuis se fera de la manière suivante:

<u>Direction y</u>	* en travée	- de rive $M_{ty} \geq 0,85 M_{0y}$
		- intermédiaire $M_{ty} \geq 0,75 M_{0y}$
	* sur appui	- de rive $M_{ay} \geq 0,5 M_{0y}$
		- voisin de rive $M_{ay} \geq 0,5 M_{0y}$
		- intermédiaire $M_{ay} \geq 0,4 M_{0y}$
<u>Direction x</u>	* en travée	$M_{tx} = 0,9 M_{0x}$
	* sur appui	$M_{ax} = 0,5 M_{0x}$

Ferrailage



$$\phi \leq 12 \text{ mm}$$

$$e \geq 1 \text{ cm}$$

$$\phi = 8 \text{ mm}; e = 1 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } \begin{cases} h_x = h_t - e - \frac{3\phi}{2} = 13,8 \text{ cm} \\ h_y = h_t - e - \frac{\phi}{2} = 14,6 \text{ cm} \end{cases}$$

Direction x $M_{0x} = 183,14 \text{ kg}\cdot\text{m/ml} \rightarrow \begin{cases} M_t = 0,9 \cdot 183,14 = 164,83 \\ M_a = 0,5 \cdot 183,14 = 91,57 \end{cases}$

* En travée $\mu = \frac{15 \cdot 164,83 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13,8)^2} = 0,0046 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9690 \\ \kappa = 146 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{146} = 19,18 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{16483}{2800 \cdot 0,9690 \cdot 13,8} = 0,44 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 4T6/ml

$$A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

* Sur appui $\mu = \frac{15 \cdot 91,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (13,8)^2} = 0,0026 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9767 \\ \kappa = 200 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{200} = 14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{9157}{2800 \cdot 0,9767 \cdot 13,8} = 0,24 \text{ cm}^2$$

on prend 4 T 6 / ml $A = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Direction y

$$M_{0y} = 968,11 \text{ Kg} \cdot \text{m} / \text{ml}$$

$$\begin{cases} M_t = 0,85 \cdot 968,11 = 822,89 \\ M_a = 0,50 \cdot 968,11 = 484,06 \end{cases}$$

* En travée $\mu = \frac{15 \cdot 822,89 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (14,6)^2} = 0,0207 \implies \begin{cases} \epsilon = 0,9369 \\ K = 64,25 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{64,25} = 43,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{822,89 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9369 \cdot 14,6} = 2,15 \text{ cm}^2$$

on prend 5 T 8 / ml $A = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

* Sur appui $\mu = \frac{15 \cdot 484,06 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot (14,6)^2} = 0,0122 \implies \begin{cases} \epsilon = 0,9507 \\ K = 86,5 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{2800}{86,5} = 32,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \implies A' = 0$$

$$A = \frac{484,06 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9507 \cdot 14,6} = 1,25 \text{ cm}^2 \text{ on prend 6 T 6 / ml.}$$

$$A = 1,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Verifications

* Verification à la fissuration.

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot n \cdot \bar{w} \cdot f}{\phi \cdot (1 + 10 \bar{w} \cdot f)} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,00896}{1,0896} = 246496 \text{ Kg/cm}^2$$

$$w \cdot f = \frac{2,51}{2 \cdot 100 \cdot 14} = 0,00896$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}'_b}{\phi}} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a \implies$ Pas de risque de fissuration

Verification de la flèche suivant la direction y (petite portée)
 si les conditions suivantes sont vérifiées, on peut admettre qu'il n'est pas utile de donner une justification des flèches

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{ht}{b'} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{oy}} \\ \frac{A}{b \cdot hy} < \frac{20}{\sigma_{cm}} \end{array} \right.$$

$$\frac{ht}{b'} = \frac{16}{285} > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_{oy}} = \frac{1}{20} \cdot 0,85 = 0,0425$$

$$\frac{A}{b \cdot hy} = \frac{2,51}{100 \cdot 14,6} = 0,001719 < \frac{20}{\sigma_{cm}} = \frac{20}{4200} = 0,00476$$

Ces 2 conditions sont vérifiées, il est inutile de justifier les flèches

Verification des contraintes

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot hy} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 14,6} = 0,172 \quad \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9324 \\ k = 59 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{822,89 \cdot 10^2}{2,51 \cdot 0,9324 \cdot 14,6} = 2408,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{2408,31}{59} = 4082 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Verification à l'effort tranchant

$$T_{eq} \cdot \frac{l}{2} = 905 \cdot \frac{2,85}{2} = 1289,625 \text{ Kg} \quad \tau = \frac{T}{b \cdot z} < \bar{\tau}_b = 1,75 \bar{\sigma}_b$$

$$\tau_b = \frac{1289,625}{100 \cdot 7/8 \cdot 14,6} = 1,009 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \times 5,9 = 6,79 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Condition de non fragilité (art 52 CCBA 68)

A_0 = section d'acier qui correspond aux sollicitations de calcul

A_1 = section d'acier nécessaire pour résister aux mêmes sollicitations majorées de 20% $A_1 = 1,2 \cdot A_0$

A_2 = section d'acier ~~suivant~~ suivant ~~equilibrant~~ equilibrant les efforts de

fissuration = $0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}} \rightarrow \frac{2 - p}{2}$ pour les armatures disposées selon le petit côté
 $\frac{1 + p}{2}$ pour les armatures disposées selon le grand côté

p : rapport du petit côté au grand côté

$$A = \max [A_0, \min(A_1, A_2)]; \text{ il faut que } \frac{A}{b \cdot ht} > \frac{1,2}{\sigma_{cm} - 2200}$$

$$\rho = \frac{285}{577,3} = 0,494.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Direction y } A_0 = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_1 = 3,012 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = 1,07 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A > \frac{1,2}{\text{len} - 2200} \cdot b \cdot h_t = \frac{1,2}{4200 - 2200} \cdot 100 \cdot 16 = 0,96 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

la condition est vérifiée

Direction x

$$\left. \begin{array}{l} A_0 = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_1 = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_2 = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{1,2}{\text{len} - 2200} = 0,96$$

Ecartement des armatures (art 57 33 CCBA 68)

pour les armatures disposées suivant la petite portée
donc $t \leq \min(3 \times I6 = 48 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

pour les armatures disposées suivant la grande portée
donc $t \leq \min(4 \times I6 = 64 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

dans notre cas on a suivant la petite portée $t_{\max} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

suivant la grande portée $t_{\max} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Couverture dans les panneaux

Les panneaux comportent des trous pour le passage des gaines dans le cas où ces ouvertures sont supérieures à l'espacement des armatures de la dalle, on coupe les barres et on renforce les contours des trous par des barres de même diamètre

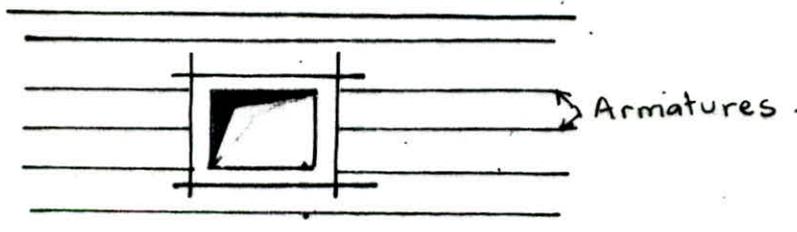


Tableau donnant les flèches et moments pour $\mu = 0,15$

Pan- neau	a (m)	b (m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (kg/m ²)	ws ps (cm)	wbs pbs (cm)	f (cm)	Mxs kg.m/ml	Mys kg.m/ml	Myas kg.m/ml	Mxas kg.m/ml
1	5,773	2,85	2,026	905	0,0708 0,157	0,0708 0,206	1,077	183,14	879,79	968,17	145,22
2	5,773	2,80	2,026	1058	0,0079 0,177	0,0105 0,235	1,077	211,71	926,98	1083,24	163,99
3	5,773	3,275	1,763	905	0,0155 0,286	0,0197 0,377	1,077	283,52	1025,03	1253,13	187,97
4	4,773	2,85	1,654	1058	0,0488 0,187	0,0242 0,240	0,9426	253,81	885,14	1099,98	165
5	4,773	3,90	1,208	905	0,0497 0,422	0,0695 0,59	0,9426	424,16	1219,58	1655,94	248,39

* Tableau donnant les moments flechissants en travées et sur appuis et les ferrillages correspondants, ainsi que l'espacement des barres de la terrasse et étage courant

Panneau	1	2	3	4	5
Mty (kg.m/ml)	822,89	819,93	939,85	934,983	1241,955
Aty (cm ² /ml) calculée	2,15	2,14	2,46	2,45	3,29
Aty (cm ² /ml) adoptée	2,51 (5T8/ml)	2,51 (5T8/ml)	2,51 (5T8/ml)	2,51 (5T8/ml)	3,51 (7T8/ml)
Espacement	20	20	20	20	14
May (kg.m/ml)	484,06	546,62	626,565	549,99	827,97
Aay (cm ² /ml) calculée	1,25	1,41	1,62	1,42	2,16
Aay (cm ² /ml) adoptée	1,69 (6T6/ml)	1,69 (6T6/ml)	1,69 (6T6/ml)	1,69 (6T6/ml)	2,51 (5T8/ml)
Espacement	16	16	16	16	20
Mtx (kg.m/ml)	164,83	190,54	255,17	228,43	387,74
Atx (cm ² /ml) calculée	0,44	0,51	0,69	0,61	1,04
Atx (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4T6/ml)				
Espacement	25	25	25	25	25
Max (kg.m/ml)	91,57	105,88	141,76	126,905	212,08
Aax (cm ² /ml) calculée	0,24	0,28	0,38	0,34	0,57
Aax (cm ² /ml) adoptée	1,13 (4T6/ml)				
Espacement	25	25	25	25	25

REMARQUE: les panneaux du type 2 et 4 se composent par une partie soumise à une surcharge $P = 350 \text{ Kg/m}^2$ (loggia pour P2 et séchoir pour P4) et une partie soumise à une surcharge $P = 175 \text{ Kg/m}^2$, pour le ferrillage de ces panneaux on suppose que:

le panneau est surchargé de $P = 175 \text{ Kg/m}^2$ d'où un ferrillage correspondant

$$Y-Y \begin{cases} \text{Atravée} = 4 \text{ T } 8 \\ \text{Aappui} = 5 \text{ T } 6 \end{cases}$$

$$X-X \begin{cases} \text{Atravée} = 4 \text{ T } 6 \\ \text{Aappui} = 4 \text{ T } 6 \end{cases}$$

ensuite on suppose que:

le panneau est surchargé de $P = 350 \text{ Kg/m}^2$ d'où un ferrillage correspondant

$$Y-Y \begin{cases} \text{At} = 5 \text{ T } 8 \\ \text{Aa} = 6 \text{ T } 6 \end{cases}$$

$$X-X \begin{cases} \text{At} = 4 \text{ T } 6 \\ \text{Aa} = 4 \text{ T } 6 \end{cases}$$

vu que les résultats sont très proches on prendra le cas le plus sécuritaire et on ferrillera le panneau tout entier ^{sur les} surcharge $P = 350 \text{ kg/m}^2$

$$P = 350 \text{ kg/m}^2$$

Tableau donnant les flèches et les moments pour $\mu = 0,15$ au niveau de la terrasse (P6, P7)

P7: Panneau de dalle de la salle du moteur de l'ascenseur.

Panneaux	a (m)	b' (m)	$\gamma = \frac{a}{b}$	q (kg/m ²)	$\frac{w_s}{f_s(\text{cm})}$	$\frac{w_{bs}}{f_{bs}(\text{cm})}$	f (cm)	M _{xs} (kg.m/ml)	M _{ys} (kg.m/ml)	M _{yas} (kg.m/ml)	M _{xas} (kg.m/ml)
6	5,76	4,55	1,266	905	$\frac{0,0445}{0,592}$	$\frac{0,0618}{0,822}$	1,076	582,499	1699,33	2276,395	341,419
7	3,95	1,60	2,469	905	$\frac{0,00526}{0,0329}$	$\frac{0,00687}{0,04296}$	0,790	66,53	266,53	306,57	45,98

Tableau donnant les efforts et les ferrillages

Panneau	M _{ty} (kg.m/ml)	A _{ty} Calculée	A _{ty} (cm ²) adoptée	Espacem _t (cm)	M _{ay} (kg.m/ml)	A _{ay} (cm ²) Calculée	A _{ay} adoptée	Espac _t (cm)	M _{tx} (kg.m/ml)	A _{tx} Calculée	A _{tx} adoptée	Espac _t (cm)	Max (kg.m/ml)	A _{ax} calculée	A _{ax} adoptée	Esp _t (cm)
6 h _t =18	1707,30	3,985	8T8 (4,02)	11,11	1138,20	2,62	6T8 (3,01)	16,67	524,25	1,24	5T6 (1,41)	20	291,25	0,68	4T6 (1,13)	25
7 h _t =14	260,53	0,77	5T5 (0,98)	20	153,26	0,45	5T5 (0,98)	20	59,88	0,14	5T5 (0,98)	20	33,27	0,10		20

Le panneau N°6 appartient au niveau terrasse et il présente une ouverture entourée de voiles d'ascenseur.

Pour le calcul de ce panneau, on suppose qu'il n'y a pas d'ouverture; ensuite pour le ferrillage on prendra le ferrillage trouvé en considérant les voiles d'ascenseur comme des encastrement c'est à dire mettre des armatures supérieures au niveau de ces voiles.

II) ETUDE DU PLANCHER R.D.C

I) Introduction:

C'est un plancher à prédalles préfabriquées. On utilise les prédalles pour éviter le gaspillage du coffrage qu'on ne peut pas le récupérer après le coulage du béton et nous permet une exécution rapide et soignée.

Un plancher à prédalles est constitué de 2 parties

- * Partie inférieure constituée de prédalles jointives; par définition une prédalle est un élément préfabriqué en béton armé de largeur standard elle est fabriquée en usine ou sur chantier. La prédalle est destinée à remplacer (ou supprimer) le coffrage en fer de sorte que la face supérieure de la prédalle soit rugueuse pour assurer une bonne adhérence avec la couche de béton coulé.

- * Partie supérieure est une dalle pleine en béton d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles ($e = 8 \text{ cm}$) avec une limite inférieure de 6 cm.

Le tout aura un fonctionnement monolithique après durcissement de la 2^{ème} couche

Pour les prédalles on prévoit au ferrailage, des épingles de levage, en acier doux, façonnées en chaise, glissées sous les aciers de la prédalle et réparties également sur la surface de cette dernière à raison d'environ 1 par m^2

2) Calcul des prédalles:

Comme tout élément préfabriqué, les prédalles seront calculées avec une attention particulière, et ceci provient du fait que l'état de charge le plus défavorable, pour l'élément considéré ou pour l'une de ses parties, peut ne pas être évident.



Les prédalles subissent, dans notre cas, 3 états de charges différents et ceci depuis leur préfabrication jusqu'au durcissement de la couche de béton coulé sur place.

EN PRINCIPE le calcul sera fait pour 3 phases différentes qui sont définies ci-dessous:

- ° 1 phase; prédalles soumise à leur propres poids
- ° 2 phase; prédalles soumise à leur propres poids plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur le chantier et une surcharge forfaitaire de 100 Kg/m^2 dite de chantier correspondant aux ouvriers, aux matériels courants, ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre

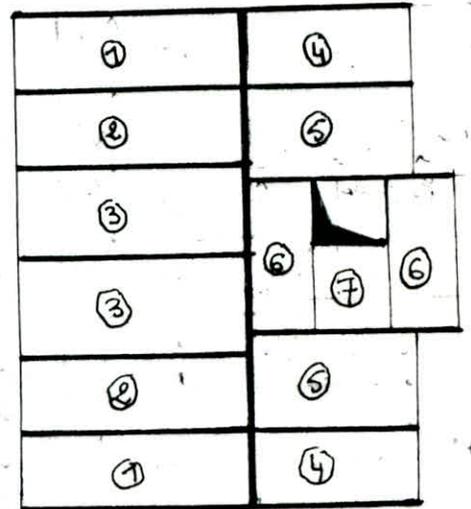
• 3 phase: dalle complète à pleine résistance sous G+1, e.P
 mais il est évident que la 2^{ème} phase est plus défavorable que la 1^{ère}

Dimensions des prédalles: La largeur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau plus ^{deux} cinq (2) cm de chaque côté qui doivent servir d'appui sur les voiles.

La largeur est déterminée en fonction de la grande portée du panneau.

On adoptera les dimensions suivantes

Panneaux	Longueur des prédalles	Largeur des prédalles	Nombre
1	2,85	1,19	5x2
2	2,80	1,19	5x2
3	3,275	1,19	5x2
4	2,85	1,16	4x2
5	3,90	1,16	4x2
6	4,55	1,00	2+3
7	2,80	1,00	2



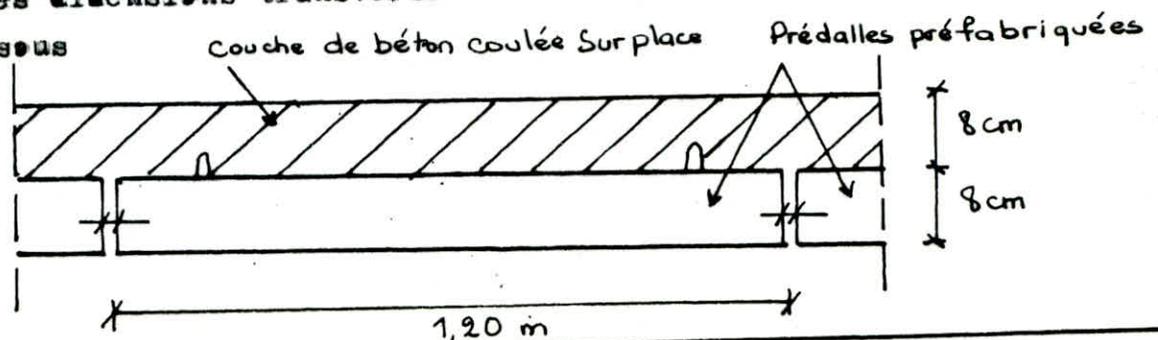
Nous avons 53 prédalles en tout pour les panneaux 1,2,3,4 et 7 qui sont presque identiques on ne calculera que le panneau 4 qui est le plus défavorable.

Type du Predalle	Longueur	Largeur	Nombre
1 ^{ère}	2,85	1,19	28
2 ^{ème}	3,275	1,19	10
3 ^{ème}	3,90	1,16	8
4 ^{ème}	4,55	1,00	5
5 ^{ème}	2,80	1,00	2

le ferrailage trouvé servira également pour les panneaux 1,2 et 7 pour les prédalles des autres panneaux qui seront calculées à part on ne donnera que les résultats finaux (le calcul étant le même)

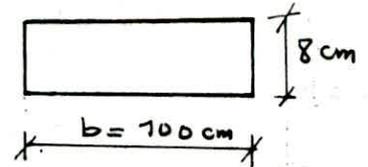
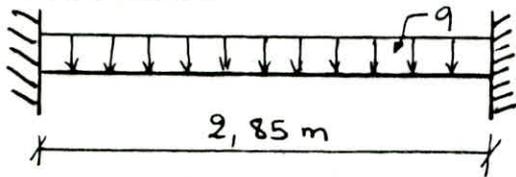
C ALCUL DES PRÉDALLES DU TYPE I

Les dimensions transversales sont données dans le schéma ci-dessous



on fera le calcul pour une bande de I m de largeur

2eme phase: schéma statique



pois propre de la prédalle $2500 \cdot 1 \cdot 0,08 = 200 \text{ Kg/ml}$

béton coulé (8 cm) $2500 \cdot 1 \cdot 0,08 = 200 \text{ Kg/ml}$

surchage de chantier majorée $1,2 \cdot 100 \cdot 1 = 120 \text{ Kg/ml}$

$$q = 520 \text{ Kg/ml}$$

* Moments - en travée $M_t = q \frac{l^2}{10} = \frac{520 (2,85)^2}{10} = 422,37 \text{ Kg.m/ml.}$

- sur appui $M_a = q \frac{l^2}{20} = \frac{520 (2,85)^2}{20} = 211,185 \text{ Kg.m/ml}$

* Ferrailage: en travée $\mu_t = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 422,37 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0628 \rightarrow \begin{cases} E = 0,89643 \\ K = 33,266 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{33,266} = 84,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{422,37 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,89643 \cdot 6} = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

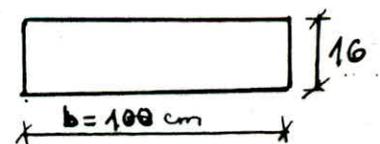
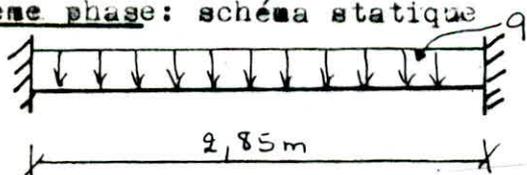
sur appui

$\mu_a = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 211,185 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,0314 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9237 \\ K = 50,5 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}' = \frac{2800}{50,5} = 55,44 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{211,185 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9237 \cdot 6} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

3eme phase: schéma statique



charge permanente $G = 610 \text{ Kg/ml}$
 surcharge $P = 500 \text{ Kg/ml}$ } $q = G + 1,2 P = 1210 \text{ Kg/ml}$

* MOMENTS - en travée $M_t = q \cdot \frac{l^2}{10} = 1210 \frac{(2,85)^2}{10} = 982,82, \text{ Kg.m/ml.}$

- sur appui $M_a = q \cdot \frac{l^2}{20} = 1210 \frac{(2,85)^2}{20} = 491,41 \text{ Kg.m/ml.}$

* FERRAILAGE en travée $\mu_t = \frac{15 \cdot 982,82 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0269 \rightarrow \begin{cases} E = 0,92885 \\ K = 55,25 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{2800}{55,25} = 50,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 ; A = \frac{982,82 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,92885 \cdot 14} = 2,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{*sur appui } M_a = \frac{15 \cdot 491,41 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0734 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9485 \\ k = 82 \end{cases}$$

$$\sigma_b = \frac{2800}{82} = 34,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{491,41 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9485 \cdot 14} = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

La section d'armature à prendre est : en travée : $A = \max(2,80; 2,70) = 2,80 \text{ cm}^2/\text{ml}$
soit 6 T 8/ml $A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$ $t = 15 \text{ cm}$

condition de non fragilité : $A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{bc}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{59}{4200} = 1,36 \\ 1,2 \cdot b \cdot h \cdot t = 1,2 \cdot 100 \cdot 16 = 0,96 \end{array} \right.$

$$A = 3,01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

armature de repartition $A_r \gg \max\left(\frac{A}{4}, A_{\min}\right) = \max(0,7; 1,36) = 1,36$

on prendra 5 T 6/ml $A_r = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

*sur appui (armatures superieures (chapeaux))

— au niveau des appuis des prédalles $A_a = 1,36 \text{ cm}^2/\text{ml}$, mais comme il est pratiquement impossible de placer des armatures comprimées en une deuxième nappe (superieure) du fait que la section

du béton est trop faible ainsi il est nécessaire de prévoir ^{un} étaiement pour aider les prédalles à supporter les charges avant durcissement de la table de compression et puisque au niveau des appuis la section d'armature $A_a = 1,36$ est inférieure à la section d'armature $A_t = 3,01$ en travée et que l'épaisseur de la prédalle est faible (8 cm) donc on laisse filer les armatures inférieures (en travée) qui vont remplacer les armatures sur appuis

— au niveau des appuis pour la dalle $A_a = 1,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$ qui vont remplacer les armatures sur appuis

on prendra 5 T 5/ml $A_a = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

armatures de repartition $A_r \gg \frac{A_a}{4} = 0,33 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prendra 5 T 6/ml $A = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$

verification

contraintes *en travée $\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,01}{100 \cdot 14} = 0,215 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9254 \\ k = 52 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{982,8225}{3,01 \times 0,9254 \times 14} = 2520,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2520,29}{52} = 48,467 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

* Sur appui

$$\bar{w} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,41}{100 \cdot 14} = 0,1007 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9468 \\ k = 79 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{491,41 \cdot 10^2}{1,41 \cdot 0,9468 \cdot 14} = 2629,29 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2629,29}{79} = 33,28 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

* Fissuration $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B f} = \frac{3,01}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 0,007525$

$\sigma_1 = \frac{K \cdot n}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,007525}{1 + 10 \cdot 0,007525} = 2700 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot n \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot 5,9} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$
Pas de risque de fissuration

* Flèche
 $f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{E I}$ avec $\begin{cases} q = 1270 \text{ Kg/m}^2 \\ l = 2,85 \text{ m} \\ E = 128394 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

$I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{100 \cdot 76^3}{12} = 34133,33$

$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1270 \cdot 10^{-4} (285)^4}{128394 \cdot 34133,33} = 0,0024 \text{ cm}$

$f < \bar{f}$ la flèche est Veritiée

$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{285}{500} = 0,57 \text{ cm}$

verification à l'effort tranchant

$T_{max} = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{1270 \cdot 2,85}{2} = 1724,25 \text{ Kg}$

$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{1724,25}{100 \cdot 7/8 \cdot 14} = 1,47 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\tau}_b = 1,15 \tau_b = 1,15 \cdot 1,47 = 1,69 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$

verification aux appuis

on doit verifier $A \bar{\sigma}_a > T + \frac{M_a}{Z}$ $M_a = 491,41 \cdot 10^2 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

$T + \frac{M_a}{Z} = 1724,25 - \frac{491,41 \cdot 10^2}{7/8 \cdot 14} = 1724,25 - 4011,51 = -2287,26 \text{ Kg}$

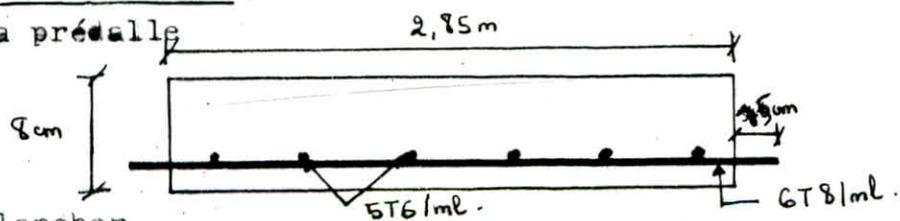
on remarque que $T + \frac{M_a}{Z} < 0$ donc on a pas de verification à faire armatures au droit des joints des prédalles:

au droit des joints entre prédalles, on met en place une bande de treillis soudé qui assure la transmission des efforts au droit du joint (c'est un ferrailage complémentaire).

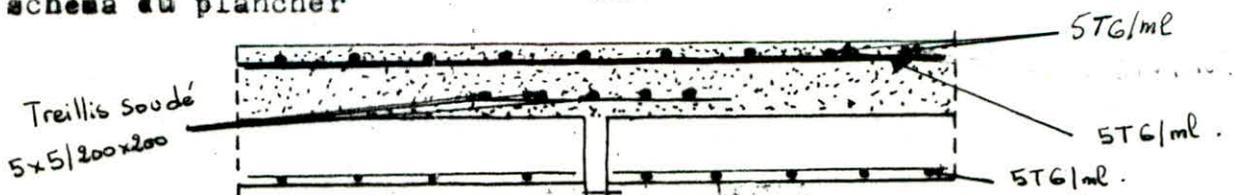
On choisit un treillis soudé 5 x 5/200 x 200 avec un ancrage de $l_d = 40 \text{ cm}$

disposition des armatures:

* schéma de la prédalle



* schéma du plancher



pour les autres types de prédalle les calculs sont identiques
les résultats sont résumés dans les tableaux suivants:

Tableau donnant les efforts et le ferrailage:

* en travée

type de Prédalle	Portée (m)	Q ₂ (Kg.m/ml)	Mt ₂ (cm ² /ml)	At ₂ (cm ² /ml)	Q ₃ (Kg/ml)	Mt ₃ (Kg.m/ml)	At ₃ (cm ² /ml)	A adoptée cm ² /ml	ℓ (cm)	Ar (cm)	tr (cm)
1 ^e	2,85	520	422,37	2,80	1210	982,82	2,70	6T8 (3,01)	16	5T6 (1,41)	20
2 ^e	3,275	520	557,73	3,76	1210	1297,90	3,60	8T8 (4,02)	12	5T6 (1,41)	20
3 ^e	3,90	520	790,92	5,44	1210	1849,41	5,18	8T10 (6,28)	12	5T6 (1,41)	20
4 ^e	4,55	570	1180,04	6,995	1140	2360,09	5,81	10T10 (7,85)	10	7T6 (1,97)	14
5 ^e	2,80	570	446,88	2,51	1140	893,76	2,12	6T8 (3,01)	16	6T6 (1,69)	16

* sur appui (Armatures Supérieures)

type de Prédalle	Ma Kg.m/ml	Aa (cm ² /ml)	Aa adoptée (cm ² /ml)	ta (cm)	Ar (cm ² /ml)	tr (cm)
1 ^e	491,41	1,32	5T6 (1,41)	20	5T6 (1,41)	20
2 ^e	648,90	1,76	7T6 (1,97)	14	5T6 (1,41)	20
3 ^e	920,21	2,52	6T8 (3,01)	16	5T6 (1,41)	20
4 ^e	1180,05	2,83	7T8 (3,61)	14	6T6 (1,69)	16
5 ^e	446,88	1,04	6T6 (1,69)	16	6T6 (1,69)	16

* tableau des vérifications

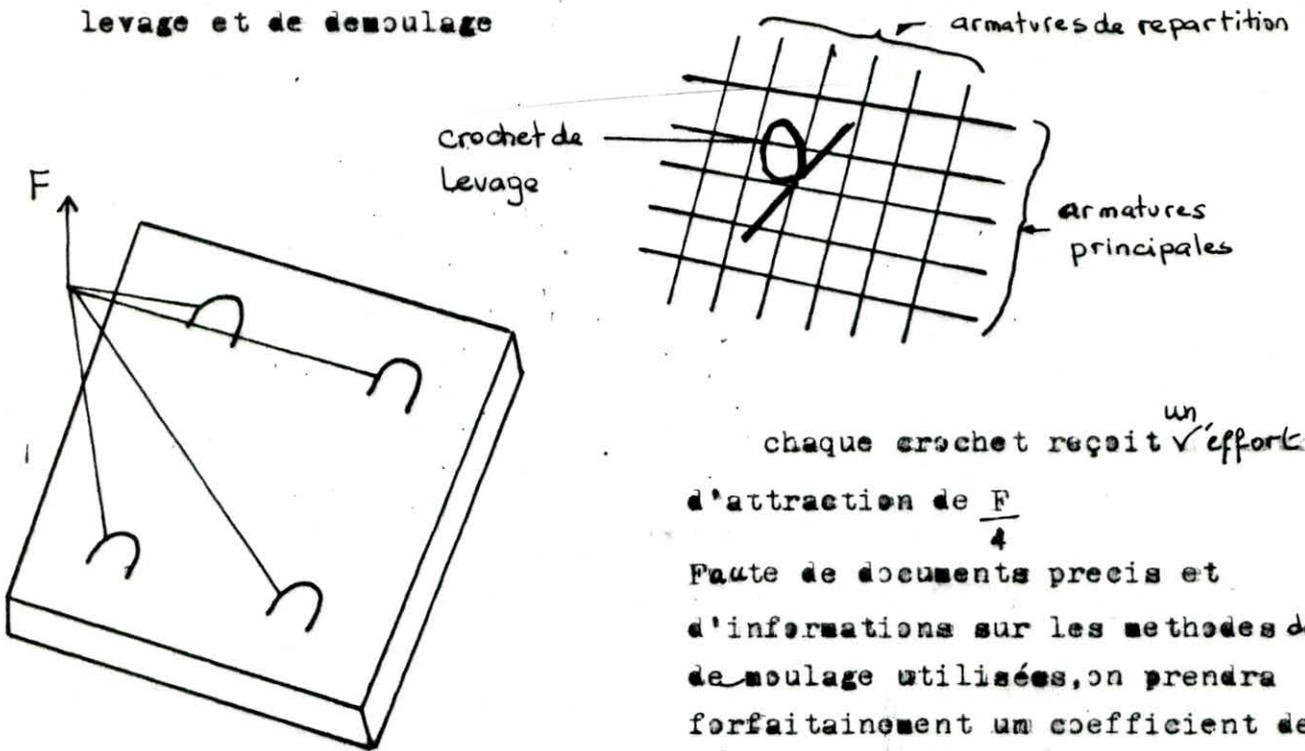
type de La Prédalle	Condition de Non fragilité A _{min} (cm ² /ml)	contraintes Kg/cm ²				Condition de Non Fissuration $\frac{m_{max}}{A_a} \leq \frac{0,15}{\sigma_a} = 2,85$	flèches		T max Kg	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ $\sigma_b = 6,75$ (Kg/cm ²)
		Travée		appui			f (cm)	Δft (cm)		
		σ _a	σ _b	σ _a	σ _b					
1 ^{er} type	1,36	2520,29	48,467	2629,29	33,28	3193	0,57	0,0024	1724,25	1,41
2 ^{eme} type	1,36	2518,8	56,98	2508,03	38,14	3193	0,655	0,0041	1981,375	1,62
3 ^{eme} type	1,36	2330,53	68,34	2359,73	45,38	3256,70	0,78	0,0083	2359,50	1,93
4 ^{eme} type	1,55	2101,14	65,05	2272,09	44,12	3937,30	0,91	0,0102	2593,5	1,85
5 ^{eme} type	1,55	2005,42	38,56	1747,56	22,69	3193	0,56	0,0015	1596	1,14

Remarques: les prédalles du 1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} type ont une épaisseur de 8 cm et la dalle de compression a une épaisseur de 8 cm.

les prédalles du 4^{eme} et 5^{eme} type ont une épaisseur de 9 cm et la dalle a une épaisseur de 9 cm

Calcul des armatures de levage:

Les aciers de levage, qui sont façonnés en crochets ancrés dans les prédalles, doivent être calculés pour les efforts de levage et de demoulage



chaque crochet reçoit ^{un} effort d'attraction de $\frac{F}{4}$

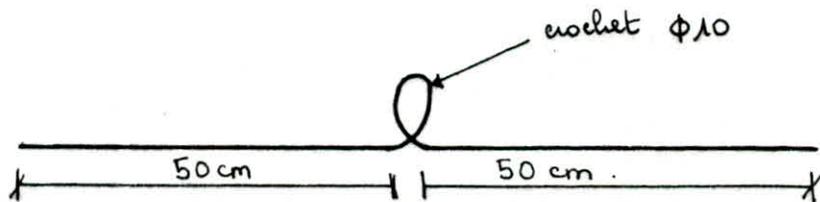
Faute de documents précis et d'informations sur les méthodes de demoulage utilisées, on prendra forfaitairement un coefficient de sécurité $K = 3$

$F = K \cdot P = 3 \cdot (0,09 \times 4,55 \times 1 \times 2500) = 3071,25 \text{ Kg}$
 en utilisant l'acier doux de $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$

on aura $A \geq \frac{F}{4 \bar{\sigma}_a} = \frac{3071,25}{4 \cdot 1600} = 0,48 \text{ cm}^2$

$A = \frac{\pi d^2}{4} \geq 0,48 \rightarrow d \geq \sqrt{\frac{0,48 \cdot 4}{\pi}} = 0,78 \text{ cm}$

on prendra des crochets de 10 mm ancrés de $50 \cdot \phi$ de chaque côté
 $50 \cdot \phi = 50 \cdot 1,0 = 50 \text{ cm}$



Ferraillage des voiles périphériques

Les règles parasismiques Algériennes (RPA 81) prévoient une voile périphérique entre le niveau de fondation et le niveau du premier plancher au dessus du sol (base) pour constituer une boîte rigide nous permettant de considérer le niveau 0,00 m (RDC) comme étant base de la structure .

Certaines parties de ce voile périphérique ne sont autre que les continuités vers les fondations des refends de contreventement ; elles seront ferrillées avec les mêmes armatures que celles adoptées pour les refends au niveau 0,00m (RDC) , les autres parties du voile périphérique ne sont soumises qu'à la poussée des terres et seraient ferrillées , par conséquent , forfaitairement d'après le RPA (Art 3385).

- Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures $\geq 0,20\%$ de la section transversale totale du bñten avec un recouvrement de 50ϕ , equerre de renforcement dans les angles .

- Armatures longitudinales de pesa de section $\geq 2cm^2$ par face et par mètre lineaire de hauteur.

Dimensions du voile périphérique :

épaisseur $b = 30$ cm

épaisseur $h_t = 300$ cm

- Armature verticales :

$A \geq 0,20\% \cdot b \cdot h_t = 0,20\% \cdot 300 \cdot 30 = 18 \text{ cm}^2$
en adoptera 10 HA 16/ ml soit 5HA 16/ml/face

- Armatures horizontales :

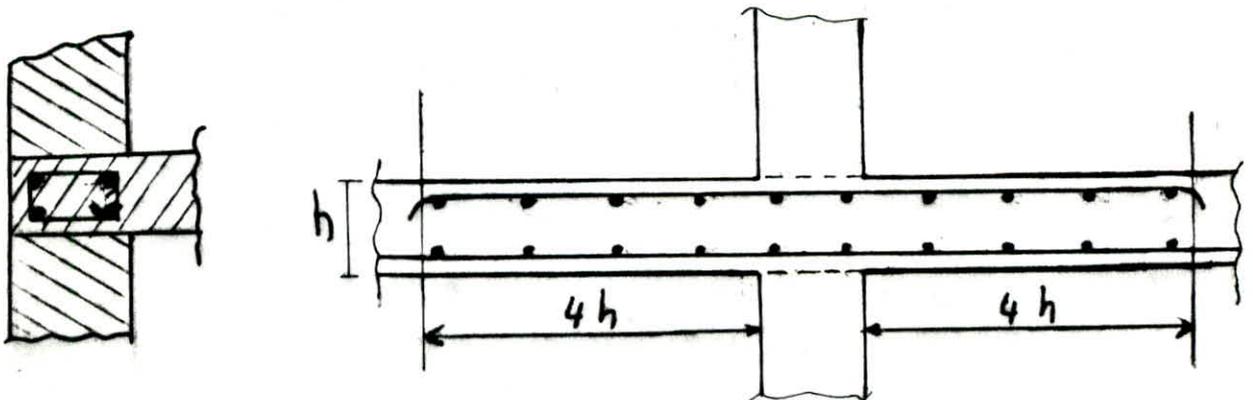
$A \geq 2 \text{ cm}^2 / \text{face/ml} \Rightarrow 5 \text{ T } 10 / \text{ml/face}$

Chafnage de plancher :

Un chafnage de plancher doit être établi dans les cas suivants :

- au croisement de chaque mur avec un plancher .
- en ceinturage de façade lorsque la tranche du plancher est visible de l'extérieur ou dans le cas de façades maçonnées

Ce chafnage de plancher est constitué par des aciers qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que par ceux qui se trouvent dans le volume commun au mur (ou façade) et au plancher ainsi que par ceux qui se trouvent dans une bande de plancher inférieure à 4 fois l'épaisseur du plancher et ce , de part et d'autre du mur (ou façade suivant les cas) .



79

La section d'acier de chaînage est fixée à $(4 \phi 8 =) 1,5 \text{ cm}^2$ au minimum dans les cas suivants : (on prend $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$) avec des cadres $\phi 5$ tous les 20 cm

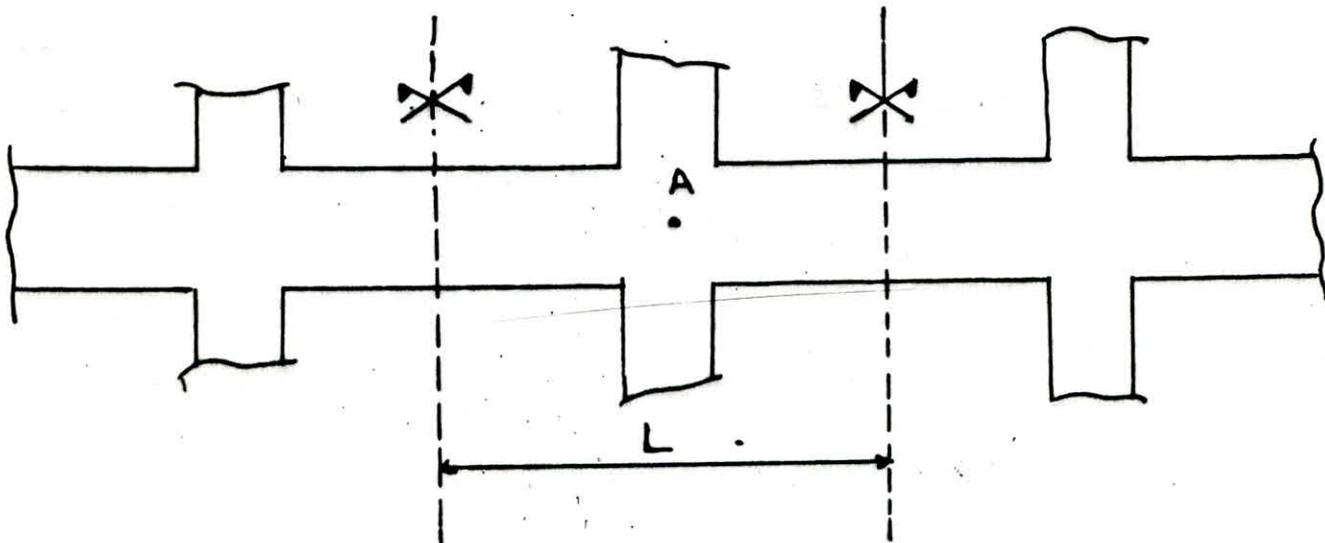
- un chaînage entre un plancher et un mur de pignon .
- un chaînage entre un plancher et un mur contre terre .
- un chaînage entre un plancher et une façade maçonnée .
- un chaînage entre un plancher et une façade coulée sur place ;

dans les autres cas : $A \geq 0,25 L$

AVEC :

L : la largeur exprimée en [m]

A : la section de chaînage en [cm^2]



80

FONDACTIONS'

FONDATEIONS

Etude du sole

•) Rapport de sol donné par la LNTPB

Cette étude géotechnique concerne la partie des 1950 logts projetés à Ain-Nadja forme de bâtiment R+9 situé en dehors des zones de remblais, fondés à un maximum de 3m de profondeur à partir du TN le système de fondation sera constitué par un radier général avec un taux de travail de sol de 2 bars les tassements seront admissibles .

Il est indispensable de prévoir un système de drainage des eaux superficielles

Reconnaissance du sol :

Les sondages "In-situ" nous ont permis d'estimer la résistance mécanique des différentes couches rencontrées .

L'interprétation des essais réalisés a montré que le sous sol est homogène dans son ensemble . Cependant il est possible de distinguer 3 zones principales.

- a) Zone superficielle : constituée de la couche limoneuse brune marron représente l'assise végétale (0,2 à 2m), une couche de sable et galets
- b) Une couche de marne beige bariolée de gris bleu par endroit limono-sableuse
- c) Substratum marneux gris bleu . Cette couche est le début des marnes grises bleues du plaisancien

— La capacité portante du sol donnée par le pénétromètre dynamique (essai "In-situ"), ainsi que les essais de laboratoire est de 2 bars .

Le tassement a été calculé dans le rapport de sol , il est de l'ordre de 18 cm dont 8 cm instantanés .

Introduction et hypothèses de calcul

Lorsque le sol de fondation ne peut supporter les contraintes élevées résultant du fondation sur semelles isolées et qu'il n'est pas envisager de se fonder sur une couche profonde plus résistante, il est possible de réaliser une fondation par radier compte tenu des prescriptions suivantes :

— La construction ne doit pas être soumise à des surcharges présentant d'importantes dissymétries pouvant provoquer des tassements différentiels élevés entre les différentes zones du radier .

— Le centre de gravité de l'aire du radier doit dans toute la mesure du possible coïncider avec le point de passage de la résultante des charges .

Sous le calcul du radier , on prendra comme hypothèse

- 1) que le sol n'est pas compressible , qu'il n'existe pas de points durs pouvant causer une concentration trop importante de contrainte en ces points
- 2) que le radier est infiniment rigide .

Le radier sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante et sera calculé comme un plancher renversé dont les points d'appuis sont constitués par les murs de l'ossature et sera soumis à une charge répartie dirigée de bas en haut et égale à la réaction du terrain diminuée du poids du radier .

le radier sera posé sur couche de béton de propreté dosé à 150 Kg/m^3 de ciment , d'une épaisseur de 5 cm

Calcul des fondations

Introduction

Après un rapide prédimensionnement on a été dans l'obligation d'opter pour un radier général.

Poids total de la construction jusqu'au niveau de la fondation

$$G + 1,2.P = 4239,64 \text{ t}$$

Surface nécessaire

$$\frac{N}{S_{nec}} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} = \frac{4239,64}{20}$$

$$S_{nec} \geq 211,982 \text{ m}^2$$

Surface du radier sans débord

$$S_0 = 218,496 \text{ m}^2$$

Pour faciliter l'exécution et les calculs on prendra un radier rectangulaire avec un débord de 1,50 m de chaque côté (pour vérifier la stabilité sous S_2)

Surface du radier avec débord

$$S = S_0 + S_{deb} = 314 \text{ m}^2$$

Pression sous le radier (sans tenir compte du poids du radier)

$$P = \frac{N}{S} = \frac{4239,64}{314} = 13,502 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2$$

Epaisseur du radier

Il ne doit pas être inférieur à 25 cm, on le détermine par les deux conditions suivantes:

* Condition de cisaillement : On évite généralement de mettre des armatures transversales dans une dalle, pour cela on prend h_t tel que la contrainte de cisaillement du béton reste admissible :

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = q \cdot \frac{l_{max}}{2}$$

avec q : pression sous le radier (sans tenir compte du poids du radier).

l_{max} : portée max entre 2 voiles.

Le calcul se fait pour une bande de 1 m .

$$T_{max} = 13,502 \cdot \frac{4,55}{2} \cdot 1 \text{ m} = 30\,717 \text{ t}$$

$$z = 7 \cdot h / 8$$

d'où
$$h \geq \frac{8 \cdot T_{\max}}{7 \cdot b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{8 \cdot 30,717 \cdot 10^3}{7 \cdot 100 \cdot 1,15 \cdot 5,9} = 51,74 \text{ cm}$$

* Condition forfaitaire

$$h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{455}{10} = 45,5 \text{ cm}$$

Finalement on adopte un radier d'épaisseur $h_t = 60 \text{ cm}$.

Vérification à la rigidité:

Pour vérifier que notre radier est rigide on doit calculer d'abord la longueur élastique :

$$l_e = \left(\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (\text{FUENTES})$$

avec $I = b \cdot h^3 / 12$

E : module d'élasticité du béton (E = 200000)

K : coefficient du balast (4 pour un sol moyen " $\bar{\sigma}_s = 2 \text{ bars}$ ")

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot b \cdot h^3}{K \cdot b \cdot 12}} \geq (l_i - a) \frac{2}{\pi}$$

$$\Rightarrow h \geq \left(\left((l_i - a) \frac{2}{\pi} \right)^4 \cdot \frac{12 \cdot K}{4 \cdot E} \right)^{1/3}$$

a : épaisseur du voile ; l : la plus petite portée

$$h \geq \left(\left((300 - 20) \frac{2}{\pi} \right)^4 \cdot \frac{12 \cdot 4}{4 \cdot 200000} \right)^{1/3} = 39,27 \text{ cm}$$

La rigidité est vérifiée, on peut considérer que le radier est rigide .

Vérification au poinçonnement (CCBA68 art 39,54)

Cette vérification se fait pour le voile le plus chargé.

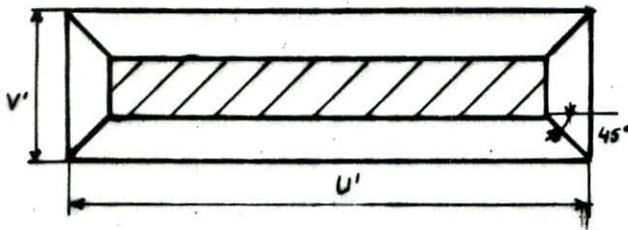
- Voiles les plus chargés :
- sens transversal VT7 $\rightarrow G + 1,2 \cdot P = 61,76 \text{ t/ml}$
 - sens longitudinal VL $\rightarrow G + 1,2 \cdot P = 34,028 \text{ t/ml}$

La condition de non poinçonnement est la suivante :

$$1,5 \cdot \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec} \quad P_c : \text{périmètre du contour cisailé (sur la ligne moyenne du radier)}$$

$$P_c = 2 \cdot (U' + V') \quad \text{diffusion à } 45^\circ$$

* Voile VT7



$$V' = 20 + h_t = 80 \text{ cm}$$

$$U' = 100 + h_t = 160 \text{ cm}$$

$$P_c = 480 \text{ cm}$$

$$\frac{1,5 \cdot 61,76 \cdot 10}{480 \cdot 60} = 0,0321 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

donc c'est vérifiée

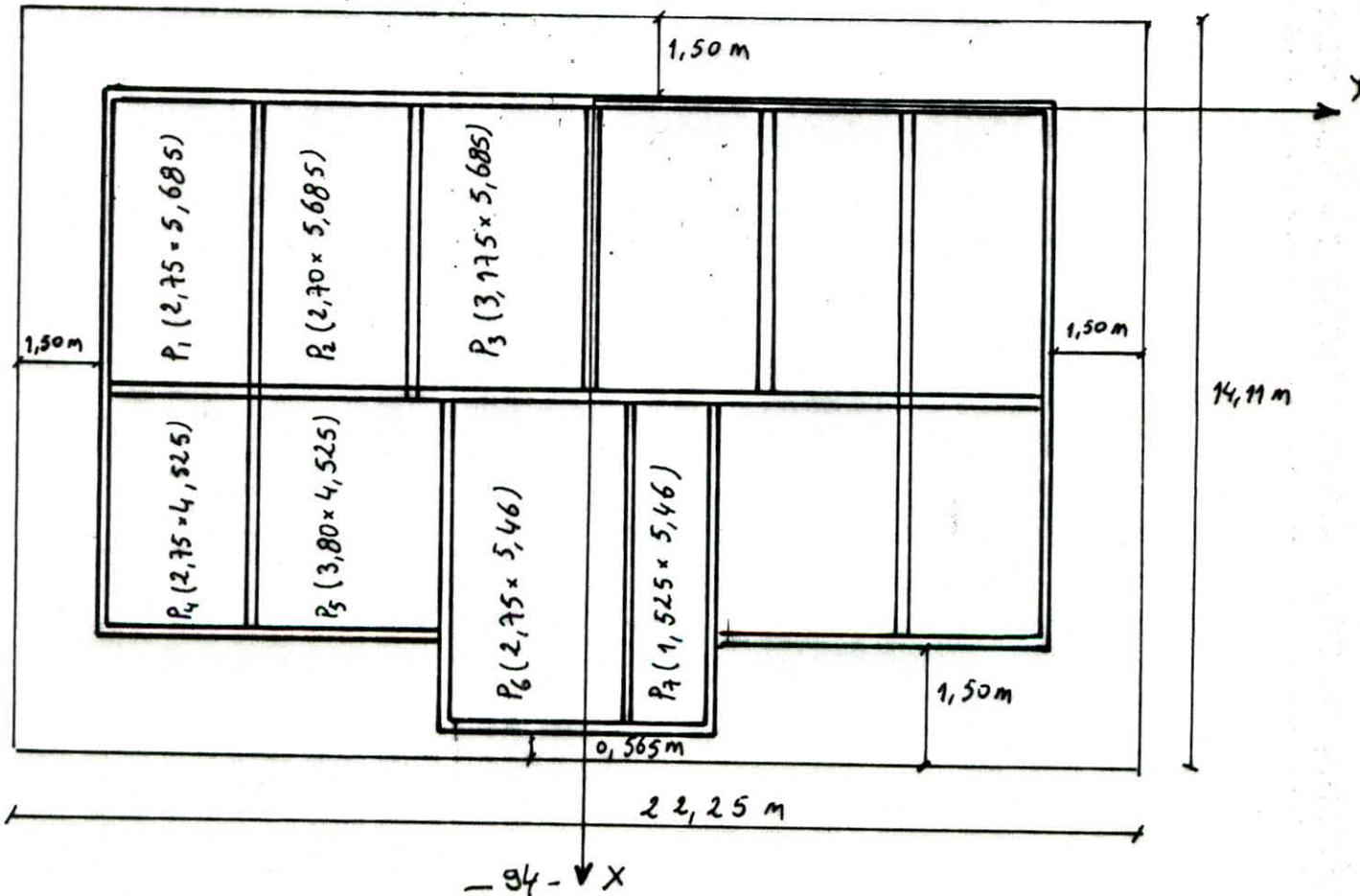
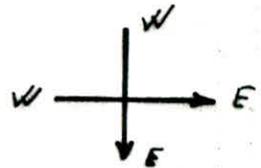
* Voile VL

$$\begin{cases} U' = 160 \text{ cm} \\ V' = 90 \text{ cm} \end{cases} \longrightarrow P_c = 500 \text{ cm}$$

$$\frac{1,5 \cdot 34,088 \cdot 10}{500 \cdot 60} = 0,017 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Le poinçonnement est vérifié .

Schéma du radier général adopté



4

Stabilité du radier

a) Sollicitation du premier genre

$$\text{Poids du radier} : 0,60 \cdot 2,500 \cdot 314 = 471 \text{ t}$$

$$N = (G + 1,2 \cdot P) + P_{\text{rad}} = 4239,64 + 471 = 4710,64 \text{ t}$$

La pression de contact sur le sol est égale à :

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{4710,64}{314} = 15 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 20 \text{ t/m}^2 \quad \text{c'est vérifiée}$$

b) Sollicitation du deuxième genre

Le radier est sollicité par les effets du moment de renversement M et de l'effort normal N qui agissent au niveau de la base. Nous devons éviter un décollement excessif des extrémités du radier susceptible d'altérer sa stabilité et par conséquent celle du bâtiment en entier.

La vérification se fera en calculant les contraintes (σ_1, σ_2)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M \cdot v}{I_{\text{rad}}}$$

$$N = (G + G_{\text{rad}}) + P = 4613,383 \text{ t}$$

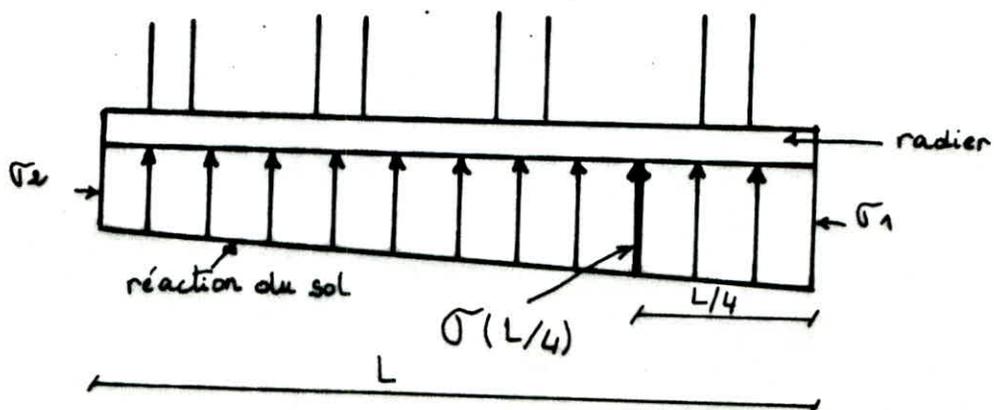
$$M_{\text{trans}} = M_{t \text{ RDC}} + H_{t \text{ RDC}} \cdot Z = 10588,49 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{long}} = M_{l \text{ RDC}} + H_{l \text{ RDC}} \cdot Z = 10152,8 \text{ t.m}$$

$$I_{\text{long}} = 12957,97 \text{ m}^4$$

$$I_{\text{trans}} = 5208,705 \text{ m}^4$$

On doit vérifier que $\sigma(L/4) = (3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2)/4$ reste toujours inférieure à $1,33 \bar{\sigma}_s$ et ceci sans que σ_1 et σ_2 dépasse $1,5 \cdot \bar{\sigma}_s$, on doit également vérifier que σ_2 reste toujours positive (pour éviter du traction sous le radier).



* Sens longitudinal

$$\sigma_1 = \frac{4613,383}{314} + \frac{10152,8 \cdot 11,125}{12951,97} = 23,41 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{4613,383}{314} - \frac{10152,8 \cdot 11,125}{12951,97} = 5,97 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 19,05 \text{ t/m}^2 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$$

* Sens transversal

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M \cdot v}{I_{\text{rad}}} = \frac{4613,383}{314} + \frac{10588,49 \cdot 7,055}{5208,705} = 29,03 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_1 = 29,03 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M \cdot v}{I_{\text{rad}}} = \frac{4613,383}{314} - \frac{10588,49 \cdot 7,055}{5208,705} = 0,35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = 0,35 \text{ t/m}^2 < 1,5 \cdot \bar{\sigma}_s = 30 \text{ t/m}^2 ; \sigma_2 > 0 \quad \text{c'est vérifiée}$$

$$\sigma(L/4) = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 21,86 \text{ t/m}^2 < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 26,6 \text{ t/m}^2$$

c'est vérifiée

Détermination de la sollicitation la plus défavorable

Le radier sera calculé sous la forme de la sollicitation la plus défavorable définie par comparaison des rapports suivants:

$$\frac{q_{sp1}}{\bar{\sigma}_a} \quad \text{et} \quad \frac{q_{sp2}}{\bar{\sigma}_{en}}$$

q_{sp1} et q_{sp2} sont respectivement les contraintes maximales produites sous le

radier sous les combinaisons du 1^{er} genre et du 2^{ème} genre en négligeant le poids du radier.

$$q_{sp1} = q'_{sp1} - q_{rad} = 15 - \frac{471}{314} = 13,5 \text{ t/m}^2$$

$$q_{sp2} = q'_{sp2} - q_{rad} = 29,03 - \frac{471}{314} = 27,53 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_{sp1}}{\sigma_a} = \frac{13,5}{28000} = 4,82 \cdot 10^{-4} < \frac{q_{sp2}}{\sigma_{en}} = \frac{27,53}{42000} = 6,55 \cdot 10^{-4}$$

⇒ la sollicitation du 2^{me} genre est plus défavorable, donc la contrainte à considérer pour le calcul du radier est :

$$q = 27,53 \text{ t/m}^2$$

Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie de $27,53 \text{ t/m}^2$.

Détermination des efforts et du ferrailage dans les panneaux de dalles

Les panneaux sont appuyés sur 4 côtés et les efforts seront déterminés par les abaques de PIGEAUD.

Moment au milieu de la dalle dans une bande de 1 m de largeur

$$M_x = P(M_1 + 0,15 \cdot M_2)$$

$$M_y = P(M_2 + 0,15 \cdot M_1)$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y : \text{charge appliquée sur le panneau de dalle}$$

M_1, M_2 : moments unitaires pour une charge uniformément répartie. Ils sont donnés par l'abaque de PIGEAUD en fonction de ρ et $1/\rho$

On sera ramené à faire une répartition des moments en travée et sur appui du moment isostatique M_o avec la condition

$$M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geq 1,15 \cdot M_o$$

suivant les prescriptions du CCBA68 art 57,2, on a :

- en travée : pour un panneau de rive : $M_t = 0,85 \cdot M_o$
pour un panneau intermédiaire : $M_t = 0,75 \cdot M_o$

- sur appui : appui de rive : $M_a = 0,3 \cdot M_o$
appui intermédiaire : $M_a = 0,5 \cdot M_o$

Exemple de calcul

Pour le panneau 3

$$\begin{cases} l_y = 3,175 \text{ m} \\ l_x = 5,685 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,175}{5,685} = 0,558 \longrightarrow M_1 = f(\rho) = 0,0484$$

$$\frac{1}{\rho} = 1,79 \longrightarrow M_2 = f(1/\rho) = 0,0126$$

$$P = q \cdot l_x \cdot l_y = 27,53 \cdot 3,175 \cdot 5,685 = 496,913 \text{ t}$$

$$M_{ox} = P (M_1 + 0,15 \cdot M_2) = 24,84 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{oy} = P (M_2 + 0,15 \cdot M_1) = 9,846 \text{ t.m/ml}$$

Moments en travée

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_{ox} = 21,114 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,75 \cdot M_{oy} = 7,384 \text{ t.m/ml}$$

Moments sur appui

$$M_{ax}^w = 0,3 \cdot M_{ox} = 7,452 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ax}^e = 0,5 \cdot M_{ox} = 12,42 \text{ t.m/ml}$$

$$M_{ay}^w = M_{ay}^e = 0,5 \cdot M_{oy} = 4,923 \text{ t.m/ml}$$

Remarque : Pour les appuis de rive, on calcule les moments de 2 manières :

M_{a1} : en considérant la travée de rive comme une console

$M_{a2} = M_{ax}$ ou à M_{ay}

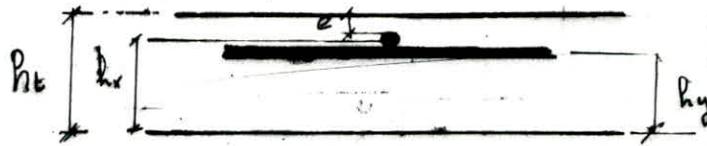
On prendra $M_a = \max(M_{a1}, M_{a2})$

$$\left. \begin{aligned} M_{a1} &= 27,53 \cdot \frac{(1,50)^2}{2} = 30,97 \text{ t.m/ml} \\ M_{a2} &= M_{ax}^w = 7,452 \text{ t.m/ml} \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_{ax}^w = 30,97 \text{ t.m/ml}$$

Ferraillage du panneau

$e = \text{enrobage} = 4 \text{ cm}$

on choisit $\phi_{Lx} = 14 \text{ mm}$ et $\phi_{Ly} = 12 \text{ mm}$



$$h_x = h_t - e - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 60 - 4 - \frac{14}{2} = 55,3 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \frac{\phi_{Ly}}{2} - \phi_{Lx} = 60 - 4 - \frac{12}{2} - 1,4 = 54 \text{ cm}$$

a) Sens X

*) Appui de Rive; $\mu = \frac{15 \cdot M_{\max}^w}{b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 30,97 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 55,3^2} = 0,0422$

d'où $\xi = 0,9129$; $K = 42,4$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3620}{42,4} = 85,37 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{\max}^w}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h_x} = \frac{30,97 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9129 \cdot 55,3} = 16,946 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 12 HA 14 /ml $A = 18,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$

*) Appui intermédiaire; $\mu = \frac{15 \cdot M_{\max}^e}{b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 12,42 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 55,3^2} = 0,0168$

d'où $\xi = 0,9427$; $K = 72,25$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3620}{72,25} = 50,10 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{\max}^e}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h_x} = \frac{12,42 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9427 \cdot 55,3} = 6,58 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend : 9 HA 10 /ml, ($A = 7,06 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

*) En travée; $\mu = \frac{15 \cdot M_{tx}}{b \cdot h_x^2} = \frac{15 \cdot 21,114 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 55,3^2} = 0,0286$

D'où $\xi = 0,9270$ et $K = 53,50$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3620}{53,50} = 67,66 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M_{tx}}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h_x} = \frac{21,114 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9270 \cdot 55,3} = 11,377 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 8 HA 14 /ml ($A = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

b) Sens Y

*) Appui; $\mu = \frac{15 \cdot M_{\Delta Y}}{b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 4,923 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 54^2} = 0,00699$

d'où $\xi = 0,9621$; et $K = 117$.

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3620}{117} = 30,94$$

$$A = \frac{M_{ax}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{4,923 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,962 \cdot 1,54} = 2,517 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on prend 5 HA 10 /ml (A=3,92)

* Travée $\mu = \frac{15 M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h_y^2} = \frac{15 \cdot 7,384 \cdot 10^5}{3620 \cdot 100 \cdot 54^2} = 0,07054 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9547 \\ K = 94 \end{cases}$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{3620}{94} = 38,57 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A'_b = 0$$

$$A = \frac{M_{ty}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h_y} = \frac{7,384 \cdot 10^5}{3620 \cdot 0,9547 \cdot 54} = 3,96 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

o on prend 6 HA 10 /ml (A=4,71 cm²)

Vérification des contraintes:

Sens X

* Sur appui de rive;

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{ax}^w}{b \cdot h_x} = \frac{100 \cdot 18,47}{100 \cdot 55,3} = 0,334 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9098 \\ K = 40,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M_{ax}^w}{A_{ax}^w \cdot \epsilon \cdot h} = 3332 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 3620 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 82,27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

* Sur appui intermédiaire

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A_{ax}^c}{b \cdot h_x} = 0,1276 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9408 \\ K = 69,5 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = 3381 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{et} \quad \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 48,04 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$

* En travée:

$$\bar{\omega} = 0,2226 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9237 \\ K = 50,5 \end{cases} ; \bar{\sigma}_a = 3358 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a ; \sigma'_b = 66,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

Les contraintes sont vérifiées.

Sens Y:

*) Sur appui ; $\bar{\omega} = 0,0726$; $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9543 \\ k = 94,5 \end{array} \right.$; $\bar{\sigma}_a = 2437 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_y' = 28,43 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_y'$

*) En travée ; $\bar{\omega} = 0,0872$; $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9502 \\ k = 85,5 \end{array} \right.$; $\bar{\sigma}_a = 3055 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_a$ et $\bar{\sigma}_y' = 35,73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \bar{\sigma}_y'$

Vérification à la fissuration.

*) En travée ; $\bar{\omega}_f = \frac{A_{tx}}{l \cdot b \cdot d} = \frac{12,31}{2 \cdot 100 \cdot 4,7} = 0,0131$

$\sigma_1 = 1,5 \cdot \frac{K \pi}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f} = 2977,54 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 1,5 \times 4,4 \sqrt{\frac{K \cdot M \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3620,513$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3620,513 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$; Vérifiée.

*) Sur appui ; $\bar{\omega}_f = 0,0196$; $\sigma_1 = 4222,513 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_2 = 3620,513 \text{ kg/cm}^2$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4222,513 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$; fissuration vérifiée.

Condition de non fragilité.

Sens X

$A_0 = A_{tx} = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = 1,2 \cdot A_0 = 14,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_x \cdot \frac{\bar{\sigma}_b \cdot (2 - \rho)}{\sigma_{cm}} = 5,797 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A' = \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = A_0 = 12,31 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Sens Y

$A_0 = A_{ty} = 4,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_1 = A_0 \cdot 1,2 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_2 = 0,69 \cdot b \cdot h_y \cdot \frac{\bar{\sigma}_b \cdot (1 + \rho)}{\sigma_{cm}} = 3,058 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A = \max(A_0, \min(A_1, A_2)) = A_0 = 4,77 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

LA CONDITION de non fragilité est vérifiée.

Tableau donnant les efforts:

Panneaux	l_y (m)	l_x (m)	$\rho = \frac{l_x}{l_y}$	M_1	$\frac{1}{\rho} = \frac{l_y}{l_x}$	M_2	$P = q \cdot l_x \cdot l_y$ (t)	M_{ox} (tm/m)	M_{oy} (tm/m)
1	2,75	5,685	0,4837	0,0469	2,067	0,0085	430,397	20,747	6,686
2	2,70	5,685	0,475	0,0466	2,105	0,0079	422,57	20,205	6,372
3	3,175	5,685	0,558	0,0481	1,790	0,0126	496,913	24,84	9,846
4	2,75	4,525	0,607	0,0484	1,645	0,0153	342,576	17,378	7,755
5	3,80	4,525	0,8397	0,0437	1,1908	0,0288	473,378	22,456	16,726
6	2,2727	5,46	0,499	0,0474	2,0036	0,0094	409,6	20,023	6,785
7	1,525	5,46	0,279	—	—	—	—	—	8,003

Tableau donnant les moments en travées et les moments sur appuis :

Panneaux	M_{tx} (tm/m)	M_{tx}^w (tm/m)	M_{tx}^e (tm/m)	M_{ty} (tm/m)	M_{ty}^w (tm/m)	M_{ty}^e (tm/m)
1	17,635	30,97	10,373	5,683	30,97	3,343
2	17,174	30,97	10,102	4,734	3,156	3,156
3	21,114	30,97	12,42	7,384	4,923	4,923
4	14,77	8,689	30,97	6,592	30,97	3,8776
5	19,087	11,228	30,97	12,544	8,363	8,363
6	17,079	10,0775	6,0069	5,0887	3,3925	3,3925
7	—	—	—	6,0023	4,0075	4,0075

Tableau donnant le ferrailage;

Panneaux de dalle		1	2	3	4	5	6	7	
Ferrailage en tralée	sens x	Ax calculée (cm ² /ml)	9,10	8,88	11,37	7,75	9,79	8,81	7,69
		Ax adoptée (cm ² /ml)	FHA14 (10,77)	FHA14 (10,77)	8HA14 (12,31)	FHA14 (10,77)	FHA14 (10,77)	FHA14 (10,77)	3HA70 (2,35)
		Espacement (cm)	14	14	12,5	14	14	14	33
	sens y	Ay calculée (cm ² /ml)	3,60	3,16	3,96	4,03	6,85	3,33	3,75
		Ay adoptée (cm ² /ml)	5HA10 (3,92)	5HA10 (3,92)	6HA10 (4,71)	6HA10 (4,71)	9HA10 (7,06)	5HA70 (3,92)	5HA10 (3,92)
		Espacement (cm)	20	20	16	16	11	20	20
Ferrailage sur appuis	sens x	Ax calculée (cm ² /ml)	16,94	16,94	16,94	4,92	6,09	5,40	2,82
		Ax adoptée (cm ² /ml)	12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	FHA10 (5,49)	8HA10 (6,28)	FHA10 (5,49)	4HA10 (3,14)
			12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	8HA70 (6,28)	9HA10 (7,06)	9HA10 (7,06)	9HA10 (7,06)
		Espacement (cm)	8	8	8	12,5	11	11	11
		Ay calculée (cm ² /ml)	5,70	5,57	6,58	16,94	16,94	3,69	2,82
		Ay adoptée (cm ² /ml)	8HA10 (6,28)	8HA10 (6,28)	9HA70 (7,06)	12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	5HA10 (3,92)	4HA10 (3,14)
	FHA10 (5,49)		9HA10 (7,06)	FHA10 (5,49)	12HA14 (18,47)	12HA14 (18,47)	5HA10 (3,92)	4HA10 (3,14)	
	Espacement (cm)	10,5	11	11	8	8	20	25	
	sens y	Ay calculée (cm ² /ml)	16,94	2,43	2,617	16,94	4,86	2,54	2,82
		Ay adoptée (cm ² /ml)	12HA14 (18,47)	4HA10 (3,14)	5HA70 (3,92)	12HA14 (18,47)	FHA10 (5,49)	4HA10 (3,14)	4HA10 (3,14)
			12HA14 (18,47)	4HA70 (3,14)	4HA10 (3,14)	12HA14 (18,47)	4HA10 (3,14)	FHA10 (5,49)	4HA10 (3,14)
		Espacement (cm)	8	25	20	8	14	14	25
Ax calculée (cm ² /ml)		2,52	2,43	2,617	2,76	4,86	2,54	2,82	
Ax adoptée (cm ² /ml)		4HA10 (3,14)	4HA10 (3,14)	5HA10 (3,92)	4HA10 (3,14)	FHA10 (5,49)	4HA10 (3,14)	4HA10 (3,14)	
	4HA10 (3,14)	5HA10 (3,92)	5HA10 (3,92)	FHA10 (5,49)	4HA10 (3,14)	4HA10 (3,14)	FHA10 (5,49)		
Espacement (cm)	25	20	20	14	14	25	14		

Remarque: Pour le ferrailage sur appui intermédiaire, on adopte le ferrailage maximum trouvé à partir du panneau "i" et "i+1".

BIBLIOGRAPHIE

n

- R.P.A 81.....
- Regles C.C.P.A 68.....
- Regles neige et vent.65.....
- Tables pour le calcul des dalles et des parois (E.BARES).....
- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé (P.CHARON).
- Calcul pratique des tours en B.A (M. DIVER).....
- Traité de B.A tome 4 (GUERRIN)
- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en B.A (A.PUENTES).
- Traité de B.A tome 2 (BELLAZOUGUI).....
- Dynamique des structures et sismologie de l'ingénieur.....
//.....(DOBRESCU, O.P.U).....
- Conception et calcul des structures soumises aux seismes (O.p.U).
- Contreventement, dynamique des structures (M. LAREDO).....
- Contreventement des bâtiments (ALBIGES et GOULET),.....
- Aide memoire ,beton armé..... (V.DAVIDOVICI).....
- Aide mémoire, résistance des matériaux (G.GOULET),.....
- Cours, pratique de mécanique des sols (1 et 2) (J.COSTET & /.....
..... G.SANGLERAT) ..

