

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

7/85

وزارة التعليم العالي

Ministère de l'Enseignement Supérieur

208

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
E. N. P. A

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

THEME :

BATIMENT D'HABITATION

R + 4

Etudié par :

BEDERINA M.

MERKATI B.

Dirigé par :

M^{lle} DJILALI BERKANE



Promotion Janvier 1985

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي

Ministère de l'Enseignement Supérieur

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER
E. N. P. A

DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

INGENIORAT D'ETAT EN GENIE CIVIL

THEME :

BATIMENT D'HABITATION

R + 4

ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE
BIBLIOTHEQUE

Etudié par :

BEDERINA M.

MERKATI B.

Dirigé par :
M^{lle} DJILALI BERKANE

Promotion Janvier 1985

Remerciements

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur
M^{elle} DJILALI-BERKANE pour nous avoir guidé dans notre
travail et illuminé par ses précieux conseils

Nos remerciements vont aussi à tous les enseignants
qui ont contribué à notre formation.

Nous n'oublions pas - Monsieur Bonnville

- Monsieur Saïchi

- Monsieur Crainic

d'avoir réglé certains problèmes rencontrés lors de
notre travail.

BEDERINA . M

MERKATI . B

TABLE DES MATIERES

	Pages
<u>INTRODUCTION</u> -----	1
<u>CALCUL DES ELEMENTS</u>	
— Acrotère -----	83
— Plancher -----	12
— Escaliers -----	25
<u>EFFORTS HORIZONTAUX</u>	
— Analyse Sismique -----	37
— Etude au vent -----	57
— Torsion -----	60
<u>REPARTITION DES EFFORTS</u>	
— Etude du contreventement -----	64
— Répartition des efforts horizontaux entre les voiles -----	67
— Combinaisons des efforts dans les voiles -----	77
<u>CALCUL DES FERRAILLAGES</u>	
— Calcul des poutres -----	830
— Calcul des portiques -----	1083
<u>FONDATEIONS</u> -----	147

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père qui me sont chers

A mes frères et sœurs.

A ma famille

A tous mes amis et en particulier : Beuguechia . M

- Cherrak . M

BEDERINA . M

Je dédie ce modeste travail :

A la mémoire de ma mère.

A mon père.

A mes frères et sœurs.

A ma sœur et son mari Saïd ainsi qu'à ses enfants.

A mes amis

MERKATI . B

INTRODUCTION

1 - Presentation De l'Ouvrage :

Le bloc étudié est un bâtiment à usage d'habitation qui va être réalisé à Ksar EL Boukhari classé par le règlement parasismique Algérien R.P.A Zone II.

Les dimensions de notre bâtiment sont :
Hauteur = 17,54 m
Largeur = 11,85 m
Longueur = 24 m
Hauteur d'étage = 3,06 m
pour tous les niveaux.

La structure de notre bâtiment de 4 étages (RDC+4), est constituée de voiles et de poutres. Le contreventement sera assuré comme suit :

- Les voiles reprendront 100% des forces horizontales dues au séisme.
- Les poutres reprendront 20% des forces horizontales dues au séisme.

Pour les charges verticales, chaque élément de contreventement reprendra la charge qui lui revient.

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible $\bar{\sigma}_s = 4 \text{ bars}$ et un rapport de sol que l'on définira dans la partie fondation.

2 - Matériaux Utilisés :

- Béton :

350 Kg de ciment CPA325	} pour 1m ³ de béton
800 l de gravillons	
400 l de sable.	
175 l d'eau	

La grosseur maximale du granulats est 25 mm
La grosseur minimale du granulats est 5 mm.

- Aciers : Les aciers utilisés sont :

Aciers à hautes adhérences (FeE40)
Aciers doux (FeE24)

3. Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux :

- Aciers : FeE40 $\phi \leq 20$: limite d'élasticité nominale : $\sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 $\phi > 20$: " " $\sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$
 FeE24 limite d'élasticité Nominale $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$

- Béton : Résistance Nominale de traction à 28 jours : $\sigma_{28} = 23,2 \text{ Kg/cm}^2$
 Résistance Nominale de compression à 28 jours : $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

4 - Contraintes Admissibles :

- Aciers : $\bar{\sigma}_a = \rho \cdot \sigma_{en}$ (d'après CCBA 68).

$\rho = 2/3$ Sollicitations du 1^{er} genre
 $\rho = 1$ Sollicitations du 2^e genre.

- Béton : Contraintes admissibles de Compression :

$\bar{\sigma}_{b_0}' = 67,5$ bars - Sollicitation du 1^{er} genre
 $\bar{\sigma}_{b_0}' = 101,25$ bars - Sollicitation du 2^e genre

Flexion Simple - Section rectangulaire :

$\bar{\sigma}_b' = 135$ bars - Sollicitation du 1^{er} Genre
 $\bar{\sigma}_b' = 202,5$ bars - Sollicitation du 2^e Genre

Contrainte de référence de traction :

$\bar{\sigma}_b = 58$ bars - Sollicitation du 1^{er} Genre
 $\bar{\sigma}_b = 87$ bars - Sollicitation du 2^e Genre.

Remarque : La contrainte de traction dans les aciers ne doit pas dépasser la contrainte de fissuration qui est limitée par les 2 valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_s}{1 + 10 \bar{\omega}_s} \quad \text{Contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 3,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \quad \text{Contrainte de fissuration Accidentelle.}$$

ϕ : (mm) : Diamètre de la plus grosse barre tendue.

η : coefficient dépend des aciers

$\eta = 1$ Rond lisse.

$\eta = 1,6$ Haute adhérence.

$\bar{\sigma}$: Contrainte de traction du béton (bars)

K : coefficient dépendant de l'atmosphère et du milieu ambiant.

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

$K = 0,5 \cdot 10^6$ milieu agressif.

$\bar{\omega}_s$: pourcentage d'acier
 $\bar{\omega}_s = A/B_f$

A : Section d'aciers

B_f : Béton entourant les aciers.

5. Descente De Charge :

1. Accrotere :
- | | | |
|---|---|--|
| <ul style="list-style-type: none"> - épaisseur $e = 15\text{ cm}$ - hauteur $h = 1,22\text{ m}$ | } | charge = $G = 457,5\text{ Kg/ml}$ |
| | | Surcharge = $P = 100\text{ Kg/ml}$ |
| <ul style="list-style-type: none"> - épaisseur $e = 10\text{ cm}$ - hauteur $h = 0,60\text{ m}$ | | $G = 150\text{ Kg/ml.}$
$P = 100\text{ Kg/ml.}$ |

2. Plancher Terrasse :

* Terrasse accessible :

- carreaux de granito 30×30	}	(5 cm)	$2200 \times 0,05 =$	$0,11\text{ t/m}^2$
- couche de sable				
- matier de pose				
- papier de Kraft (2 mm)			$1200 \times 0,002 =$	$0,0024\text{ ''}$
- forme de pente (10 cm)			$2200 \times 0,10 =$	$0,22\text{ ''}$
- isolation thermique en liège			$400 \times 0,04 =$	$0,016\text{ ''}$
- dalle de compression	}	$(16+4)$		$0,290\text{ ''}$
- plancher en corps creux				
- enduit en platre (2 mm)			$0,02 \times 1800 =$	$0,036\text{ ''}$
				$G = 0,674\text{ t/m}^2$
				$P = 0,175\text{ t/m}^2$

* Terrasse inaccessible :

- protection lourde en gravillon :	$0,10 \times 1800 =$	$0,180\text{ t/m}^2$	
- étanchéité multicouches		$0,010\text{ ''}$	
- isolation thermique en liège	$0,04 \times 400$	$0,016\text{ ''}$	
- feuille de papier Kraft	$1200 \times 0,002$	$0,0024\text{ ''}$	
- béton de pente	$2200 \times 0,10$	$0,22\text{ ''}$	
- plancher en corps creux	}	$(16+4)$	$0,290\text{ ''}$
- dalle de compression			
- enduit ciment	$0,025 \times 1800$	$0,048\text{ ''}$	
		$G = 766\text{ kg/m}^2$	
		$P = 100\text{ ''}$	

3. Plancher courant :

- carrelages	}	(5 cm)	$0,05 \times 2200 =$	$0,110\text{ t/m}^2$
- matier de pose				
- sable				
- plancher en corps creux	}	$(16+4)$		$0,290\text{ ''}$
- dalle de compression				
- enduit	2 cm		$0,02 \times 1800 =$	$0,036\text{ ''}$
				$G = 0,436\text{ t/m}^2$
				$P = 0,175\text{ t/m}^2$

4 Plancher Rez-de-chaussée :

même chose que pour le plancher courant sauf que la dalle + corps creux devient $(16+6) \rightarrow 0,340\text{ t/m}^2 \Rightarrow$

$G = 0,486\text{ t/m}^2$
 $P = 0,175\text{ t/m}^2$

6. Predimensionnement : Le predimensionnement des voiles, poutres et poteaux formant l'ossature de notre bâtiment sera celui que stipule le RPA

1- Voiles :

Ne sont considérés comme voiles de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions $l \geq h_e/2$ et $l \geq 5t$

- t : épaisseur de voile.
- l : longueur du voile.
- h_e : hauteur d'étage. Article 4.3.1.1.

l'épaisseur minimale admissible est de 15 cm pour les constructions du groupe d'usage 1 et 2 en zone 2 et 3. Elle peut être de 12 cm pour les autres cas. Article 4.3.1.2.

notre cas $t = 20 > 15 \text{ cm}$. $h_e = 2,79 \text{ m}$.

$$l_{\min} = 1,40 \text{ m} \geq \frac{h_e}{2} = \frac{2,79}{2} = 1,39 \text{ m}$$

$$l_{\min} = 1,40 \text{ m} \geq 5.t = 5 \times 20 = 100 \text{ m}$$

2- Poutres : Predimensionnement sera selon Dunod

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{12} \quad l_{\max} = 5,10 \text{ m}$$

on prend $h_t = 40 \text{ cm}$.

3- Poteaux : Article : 4.2.11.

$$A = b_1 \cdot b_2 \geq \frac{K \cdot N}{\sigma_{28}}$$

$K = 4$ en zone II

$\sigma_{28} = 270 \text{ bars}$

N : effort normal

$$\min(b_1, b_2) \geq 25 \text{ cm}$$

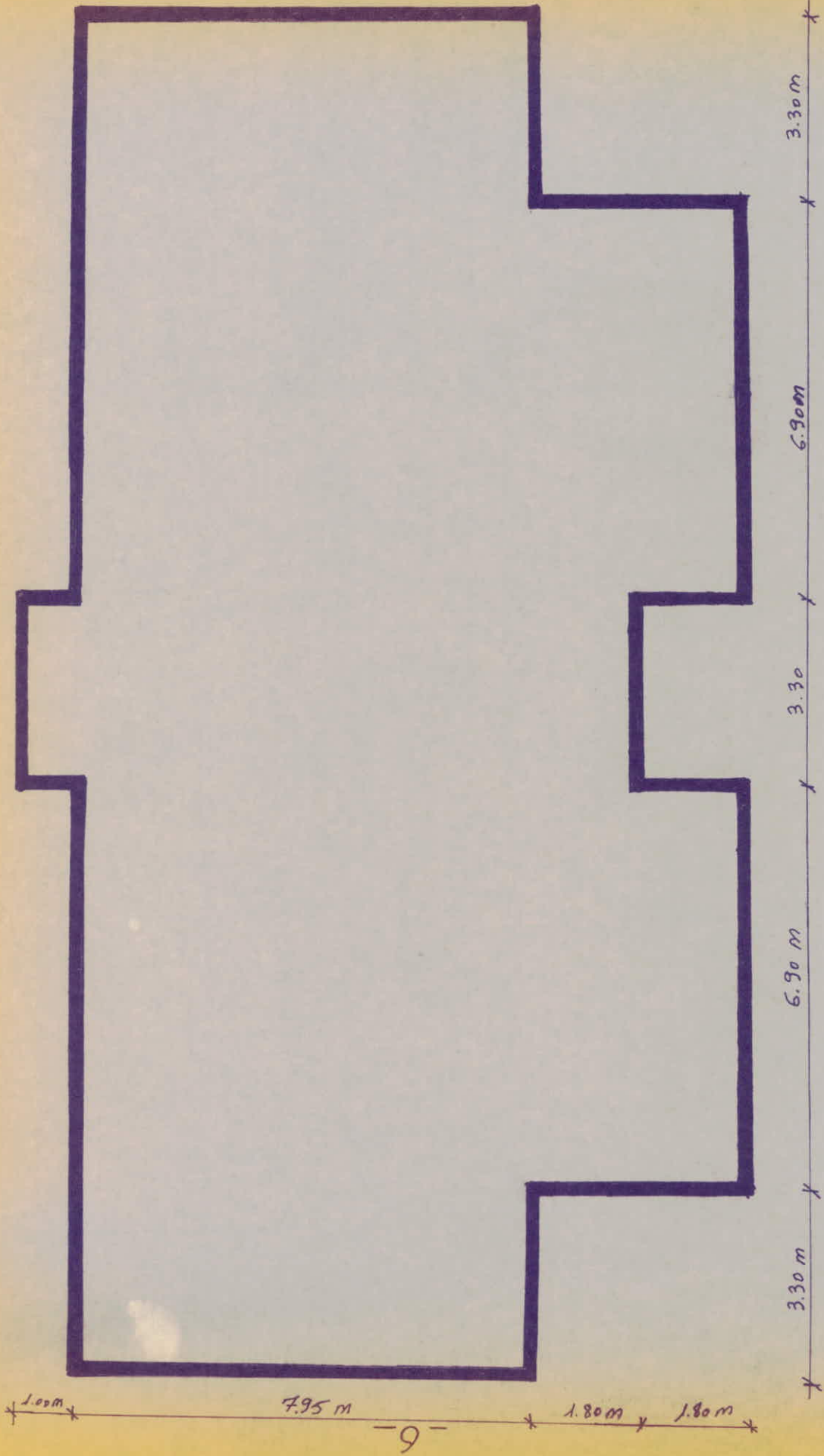
$$\min(b_1, b_2) \geq \frac{h}{20}$$

h : hauteur d'étage.

Pour notre structure on a seul type de poteau carré de 30 cm de côté.

Récapitulatif :

- ✓ voiles $t = 20 \text{ cm}$.
- ✓ Poutres 30×40
- ✓ Poteaux 30×30



**CALCUL
DES
ELEMENTS'**

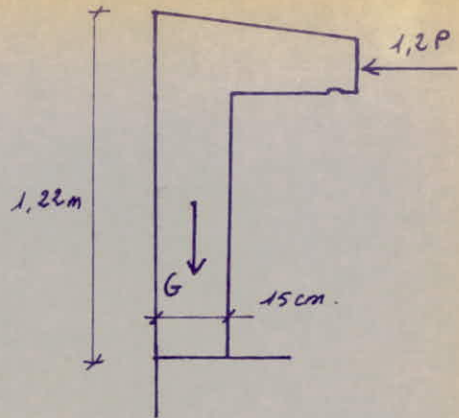
Calcul de l'accrotère

on a deux types d'accrotères

- terrasse accessible.
- terrasse inaccessible.

a) terrasse accessible:

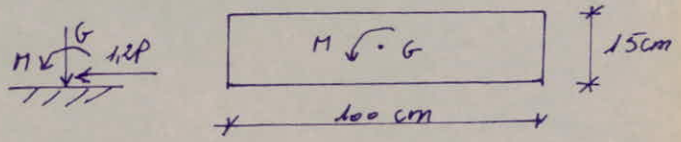
- hauteur = 1,22 m.
- épaisseur = 0,15 m
- largeur = 1 m.



On assimile l'accrotère à une console encastrée au niveau du plancher terrasse. au niveau de la section d'encastrement qui est la section dangereuse on a les efforts suivants :

- poids propre : $G = 1 \times 0,15 \times 1,22 \times 2500 = 457,5 \text{ Kg/ml.}$
- surcharge (due à la main courante).
 $1,2P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml.}$

On calculera une section rectangulaire $100 \times 15 \text{ cm}$ soumise à la flexion composée :



l'enrobage $d = 2 \text{ cm.}$

- effort normal : $N = G = 457,5 \text{ Kg.}$
- Moment : $M = 1,2P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 1,22 = 146,4 \text{ Kg.m}$

- excentricité $e = \frac{M}{N} = \frac{146,4}{457,5} = 0,32 \text{ m.}$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{0,15}{6} = 0,025 < e_0 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= 137,6 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a &= 2800 \text{ //} \end{aligned}$$

Moment résistant du béton :

$$\begin{aligned} M_{rb} &= F'_b \cdot z = \frac{1}{2} \cdot b \cdot y \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot z \\ z &= h - \frac{y}{3} = h \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \\ M_{rb} &= \frac{1}{2} b h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) = \frac{1}{2} \cdot 100 \cdot 13^2 \cdot 137,6 \cdot 0,423 \cdot \left(1 - \frac{0,423}{3}\right) \end{aligned} \quad \left\{ \begin{array}{l} y = \alpha \cdot h \\ \alpha = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0,423 \end{array} \right.$$

$M_{rb} = 422482 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$

moment flectif: $eM_b = M + N(\frac{h}{2} - d) = 146,4 + 457,5(\frac{15}{2} - 2) = 17156,25 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$eM_b \ll M_{rb} \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires.

Calcul des aciers: $\mu = \frac{15 eM_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 17156,25}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0054 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 134 \\ E = 0,9664 \end{cases}$

$A_1 = \frac{eM_b}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{17156,25}{2800 \cdot 0,9664 \cdot 13} = 0,48 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,48 - \frac{457,5}{2800} = 0,32 \text{ cm}^2$

$\left\{ \begin{array}{l} \text{Soit 5 H.A6} \\ A = 1,41 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$ espacés de 20cm.

Vérifications:

- non fragilité: $0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cn}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,26 \text{ cm}^2 < A$

- fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 3,5 \cdot 10^{-3}$

$\sigma_1 = \kappa \frac{\sigma}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 10^6 \cdot \frac{1,6}{6} \cdot \frac{3,5 \cdot 10^{-3}}{1 + 10 \cdot 3,5 \cdot 10^{-3}} = 902 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{m}{\phi}} \cdot \kappa \bar{\sigma}_b = 3010 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} - 2/3 \sigma_{en} = 2800 \\ - \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3010 \end{array} \right\} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

- effort tranchant: $T + \frac{M}{Z} = 120 - \frac{14640}{\frac{7}{8} \cdot 13} < 0$
l'armature n'est permise à aucune traction
 \Rightarrow aucune vérification

- au repos: On doit vérifier que l'accrotere est capable de résister au repos dans toute direction

$F_H = \sigma \cdot W$. σ : coefficient permique local uniforme
 $\sigma = 0,20 + 0,1\alpha = 0,20 + 0,1 \cdot 1 = 0,3$

$W = G + P$. $W = G = 457,5 \text{ Kg}$. ($P = 0$)

$F = \sigma \cdot W = 0,3 \cdot 457,5 = 137,25 \text{ Kg} > 1,2 P = 120 \text{ Kg}$

on refait le calcul avec $M = 138 \times 1,22 = 168,36 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

$\bar{\sigma}'_b = 137,6 \times 1,2 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}'_a = 2800 \times 1,5 = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$M_{rb} = 633723 \text{ Kg}\cdot\text{m}$$

$$eM = M + N\left(\frac{ht}{2} - d\right) = 19352,25 \text{ Kg}\cdot\text{m} < M_{rb} \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu = \frac{15 eM}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,0041 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9708 \\ K = 156 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{eM}{\bar{\sigma} \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{19352,25}{4200 \cdot 0,9708 \cdot 13} = 0,36 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,36 - \frac{457,5}{4200} = 0,25 \text{ cm}^2 < 1,41 \text{ cm}^2 = A_{\text{adopté}}$$

- b) terrasse inaccessible:
- épaisseur $\approx e = 10 \text{ cm}$.
 - hauteur : $h = 60 \text{ cm}$.
 - largeur : $l = 100 \text{ cm}$.

même calcul précédent : $G = 0,10 \times 0,6 \times 2500 = 150 \text{ Kg/ml}$
 $1,2P = 1,2 \times 100 = 120 \text{ Kg/ml}$

$$d = 2 \text{ cm}$$

$$N = G = 150 \text{ Kg}$$

$$M = 1,2P \times 0,6 = 72 \text{ Kg}\cdot\text{m/ml}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72}{150} = 0,48 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = 0,16 \text{ cm} \Rightarrow \text{S.P.C}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$M_{rb} = K b h^2 = 159296 \text{ Kg}\cdot\text{cm}$$

$$eM = M + N\left(\frac{ht}{2} - d\right) = 7650 \text{ Kg}\cdot\text{cm} < M_{rb} \Rightarrow A' = 0$$

Calcul des aciers : $\mu = \frac{15 eM}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = 0,0064 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9637 \\ K = 123 \end{cases}$

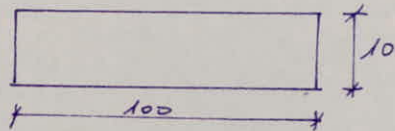
$$A_1 = \frac{eM}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 0,37$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,31 \text{ cm}^2 \Rightarrow \begin{matrix} 4 \text{ H.A.G} \\ A = 1,13 \text{ cm}^2 \text{ espaces de } 25 \text{ cm} \end{matrix}$$

Verifications :

- non fragilité : $0,69 b \cdot h \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{\text{ten}}} = 0,78 < A = 1,13 \text{ cm}^2$

- fissuration :



$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = 0,28 \cdot 10^{-2}$$

-11-

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 726 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{q \cdot k \cdot \sigma_b}{\phi}} = 3010 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{cn} \\ \sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right\} = \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

- effort tranchant: $T + \frac{M}{z} = < 0$

l'armature n'est soumise à aucune traction \Rightarrow aucune vérification.

- Seisme: $\frac{F}{H} = \sigma \cdot W$

$$\sigma = 0,20 + 0,1 \cdot \kappa = 0,20 + 0,1 \cdot 1 = 0,3$$

$$W = G + P = G = 150 \text{ Kg}$$

$$F_H = \sigma \cdot W = 0,3 \cdot 150 = 45 \text{ Kg} < 1,2P = 120 \text{ Kg}$$

vérifié.

CALCUL DES POUTRELLES

Poutrelles du plancher terrasse et plancher courant

On a un plancher à corps creux (16+4)

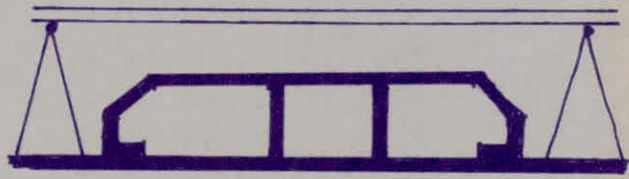
Les poutrelles utilisées sont préfabriquées sur chantier.

Elles sont calculées sous la sollicitation du 1^{er} genre G+1,2P

Le calcul se fera en 2 étapes.

1/- Avant coulage de la dalle

de compression, la poutrelle est considérée comme poutre simplement appuyée, supportant



son poids propre, le corps creux, et la surcharge due au maximum

2/- Après coulage, la poutrelle travaillera comme poutre sur 2 appuis

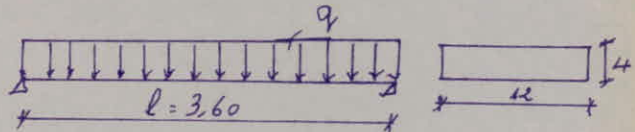
Première étape :

On a 2 types de poutrelles

- $l = 3,60 \text{ m}$

- $l = 830 \text{ m}$

On calcule avec $l = 3,60 \text{ m}$.



- poids propre $0,12 \times 0,04 \times 2,500 = 12 \text{ Kg/ml}$

- Corps creux $0,65 \times 1,25 = 81 \text{ Kg/ml}$

$q = 213 \text{ Kg/ml}$

Le moment maximum en travée $M_0 = q \frac{l^2}{8} = 213 \cdot \frac{3,60^2}{8} = 345 \text{ Kg.m}$

L'effort tranchant $T = q \frac{l}{2} = 213 \cdot \frac{3,60}{2} = 384 \text{ Kg}$

Détermination des armatures :

L'enrobage $d = 2 \text{ cm}$

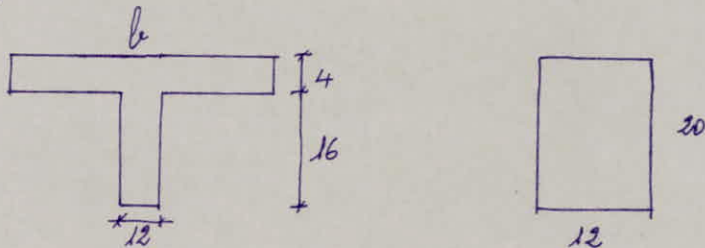
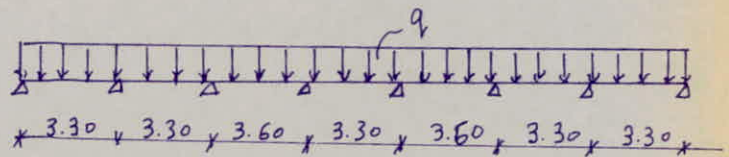
$$\mu = \frac{15 \cdot M_0}{\sigma_s \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 34500}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 3,84 \quad K=1,2$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137,6} = 20,34$$

$K = 1,2 < \bar{K} \Rightarrow$ Les armatures comprimées sont nécessaires ; mais comme la section du béton est faible, il est impossible de placer des armatures comprimées. Il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage, pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

Deuxième étape :

Les sections de calcul diffèrent selon leur position, à l'appui ou en travée.



Détermination de la largeur de la table de compression :

$$b \leq \frac{l}{2}$$

l : distance entre faces les plus proches de deux nervures voisines.

$$b_1 \leq \frac{L}{10}$$

L : portée libre de la nervure entre nus des appuis

$$b_1 \leq (6 \div 8) h_0$$

h_0 : hauteur de la table de compression.

$$l = 53$$

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

$$L = 3,30$$

$$b_1 \leq \frac{3,30}{10} = 33 \text{ cm.}$$

$$h_0 = 4$$

$$b \leq 6 \cdot 4 = 24$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60 \text{ cm.}$$

Calcul des efforts agissant sur la poutelle:

- plancher courant:

$$\left. \begin{array}{l} G = 436 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 175 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow q = G + 1,2P = 646 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 0,65 \times 646 = 420 \text{ Kg/ml}$$

- planchers terrasses:

- accessible :

$$\left. \begin{array}{l} G = 674 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 175 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow q = G + 1,2P = 884 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 0,65 \times 884 = 575 \text{ Kg/ml}$$

- inaccessible :

$$\left. \begin{array}{l} G = 766 \text{ Kg/m}^2 \\ P = 100 \text{ Kg/m}^2 \end{array} \right\} \rightarrow q = G + 1,2P = 886 \text{ Kg/m}^2$$

$$q = 0,65 \times 886 = 576 \text{ Kg/ml}$$

Vu que les 2 planchers terrasses ont des charges q voisines
On va faire un seul calcul avec $q = 576 \text{ Kg/ml}$.

- plancher sur vide sanitaire:

$$G = 436 + 50 = 486 \text{ Kg/m}^2$$

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

$$q = (G + 1,2P) \times 0,65 = 696 \text{ Kg/m}^2 \times 0,65 = 452,4 \text{ Kg/ml}$$

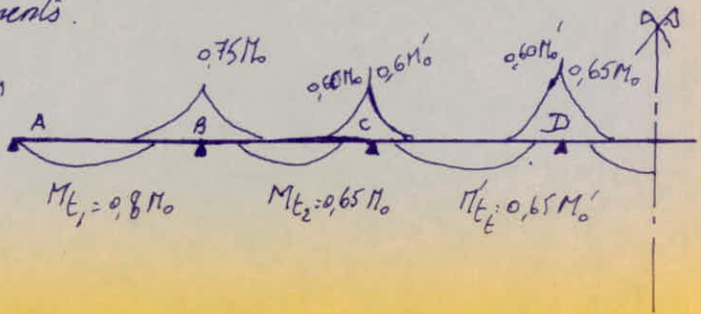
A/. Plancher courant:

- moments et efforts tranchants:

On a les rapport des travées compris entre 1,25 et 0,8
Donc on peut appliquer la methode forfaitaire pour
determiner les moments.

- $l_0 = 3,30 \text{ m} \rightarrow M_0 = q \frac{l_0^2}{8} = 572 \text{ Kg.m}$

- $l_0 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_0 = 681 \text{ Kg.m}$



Sur appui

-15-

en travée

$$M_B = 0,75 M_0 = 429 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{L_1} = 0,8 M_0 = 458 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{D_1} = M_{C_1} = 0,6 M_0 = 342 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{L_2} = 0,65 M_0 = 372 \text{ Kg.m.}$$

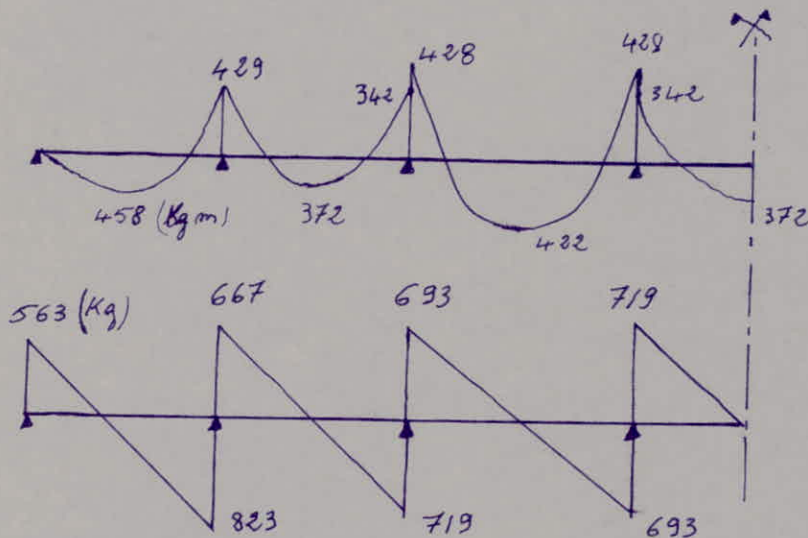
$$M_{C_2} = M_{D_2} = 0,6 M_0' = 408 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{L_3} = 0,65 M_0' = 442$$

* $T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow$ pour $T(x) = 0 \quad x = \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{q l}$

* $T(x=0) \rightarrow q \frac{l}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l}$; $T(x=l) = -q \frac{l}{2} - \frac{M_i - M_{i-1}}{l}$

d'où les diagrammes de M et T :



Ainsi la poutelle sera calculée : le moment maximum
l'effort tranchant maximum.

- $M_a = 429 \text{ Kg.m}$

- $M_L = 458 \text{ Kg.m.}$

- $T = 823 \text{ Kg.}$

Calcul des armatures longitudinales :

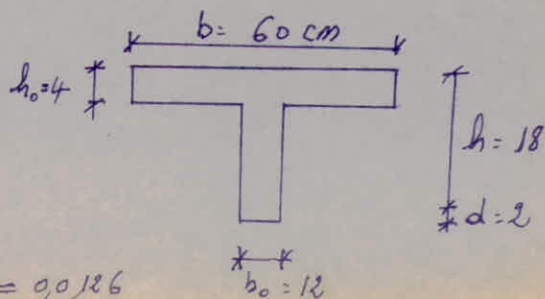
* en travée :

$$M = 458 \text{ Kg.m}$$

$$\bar{\sigma}_b' = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\rho = \frac{15,17}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15,45800}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0126$$



$$\Rightarrow \begin{cases} \alpha = 0,1500 \\ \varepsilon = 0,9500 \\ K = 85 \end{cases}$$

$$\rightarrow y = \alpha \cdot h = 0,1500 \times 18 = 2,7 < 4 \text{ cm.}$$

\Rightarrow L'axe neutre tombe dans la table de compression, le calcul se fera comme dans le cas d'une section rectangulaire.

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{85}$$

$$= 32,94 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

\Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot b} = \frac{45800}{2800 \times 0,95 \times 18} = 0,96 \text{ cm}^2.$$

Soit 2 HA 10
A = 1,57 cm².

* Aux appuis :

$$M = - 429 \text{ Kg.m.}$$

Le moment est négatif, la table sera tendue donc le calcul se fera pour une section rectangulaire (12 x 20)

$$\rho = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 42900}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0580$$

$$\rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,8994 \\ K = 34,7 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{34,7} = 80,69 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{42900}{2800 \cdot 0,8994 \cdot 18} = 0,95 \text{ cm}^2$$

Soit 1 HA 14
A = 1,54 cm².

Verifications:

✓ - Condition de non fragilité:

* en travée : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 60 \cdot 18 \frac{5,9}{4200} = 1,05 \text{ cm}^2$

* sur appui : $A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 12 \cdot 18 \frac{5,9}{4200} = 0,21$

./- Contraintes :

* en travée $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,54}{60 \cdot 18} = 0,1453 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9373 \\ K = 64,7 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{45800}{1,57 \cdot 0,9373 \cdot 18} = 1729 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_b' = \frac{15 \cdot \sigma_a}{15 \cdot K} = \frac{1729}{64,7} = 26,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$

* sur appuis

$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 1,54}{12 \cdot 18} = 0,7129 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8770 \\ K = 25,6 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{42900}{1,54 \cdot 0,877 \cdot 18} = 1764,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_b' = \frac{1764,7}{25,6} = 68,9 \text{ Kg/cm}^2$

./- Flèches :

On vérifie la flèche pour la travée la plus défavorable.

① $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{20}{330} = 0,06 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{458}{572} = 0,053$

② $\bar{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{en}} \rightarrow \bar{\omega}_0 = \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,007 < \frac{36}{4200} = 0,008$

③ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{28,5} \rightarrow \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{1}{28,5} = 0,044$

Les 3 conditions sont vérifiées \Rightarrow on peut se dispenser de vérifier une justification de rigidité.

./- Fissuration :

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,57}{4 \cdot 12} = 0,0327$

$\eta = 1,6$ acier HA
 $K = 1,5 \cdot 10^6$
 $\phi = 10 \text{ mm}$
 $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0327}{1 + 10 \cdot 0,0327} = 5914 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K \cdot \bar{\sigma}_b \cdot \eta}{\phi}} = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9 \cdot 1,6}{10}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_2, \sigma_1) = 5914 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left[\frac{2}{3} \cdot \sigma_{en}, \sigma_f\right] = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \sigma_f$$

% Adherence :

$$\bar{\tau}_d = \frac{T}{p \cdot z}$$

T : effort tranchant
p : perimetre util des armatures

$$T = 823 \text{ Kg}$$

$$p = \frac{2}{3} \cdot \pi \cdot \phi = 2 \cdot \pi \cdot 1,0 = 6,28 \text{ cm}$$

$$z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 18 = 15,75 \text{ cm}$$

$$\bar{\tau}_d = \frac{823}{6,28 \cdot 15,75} = 8,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_d = 8,32 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$T_{max} = 823 \text{ Kg}$$

$$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b_0 \cdot z} = \frac{823}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 4,35 \text{ Kg/cm}^2$$

Aux appuis : $\bar{\sigma}'_{b_0} = 68,8 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma'_b = 68,9 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$

donc $\bar{\tau}_b$ est donnée par :

$$\bar{\tau}_b = \left[4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}}\right] \bar{\sigma}_b = \left[4,5 - \frac{68,9}{68,8}\right] 5,9 = 20,64 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 4,35 < \bar{\tau}_b = 20,64 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{Les}$$

armatures droites suffisent \rightarrow On choisit des cadres

$$\phi 6 \quad [A_t = 0,565 \text{ cm}^2]$$

Contrainte admissible des armatures transversales:

On suppose qu'il n'y a pas de reprise de Bétonnage

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \sigma_{en} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\epsilon}_b}{9\bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{4,35}{9 \cdot 5,9} = 0,92$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,92 \times 2400 = 2203 \text{ Kg/cm}^2$$

L'espacement admissible $\bar{t} = \max \left\{ \begin{array}{l} t_1 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14,1 \text{ cm} \\ t_2 = 0,2 h = 3,6 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\bar{t} = 14,1 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_t \times \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T_{max}} = \frac{0,568 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 2203}{823} = 23,8 \text{ cm}$$

$t = 23,8 \text{ cm} > \bar{t} = 14 \text{ cm} \Rightarrow$ On adoptera un espacement: $t = 14 \text{ cm}$.

Ferraillage de la table de compression:

La table est armée par un quadrillage de barres pour:

- limiter les risques de fissuration par retrait.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites
- réaliser un effet de répartition entre nervures voisines des charges localisées, notamment de celles correspondant aux cloisons

Les dimensions des mailles du treillis ne doivent pas

dépasser : 20 cm pour les armatures \perp aux nervures

33 cm pour les armatures \parallel aux nervures

Nous prendrons un treillis soudé de $\phi 4$ à maille 20x30

c'est à dire 5 par mètre pour les 2 sens.

Nous devons en outre vérifier les sections d'armatures, sachant que le (écartement entre les nervures) est compris entre 50 et 80 cm

On doit vérifier que $A_{\perp} \geq \frac{43 P_n}{\sigma_{en}} \quad l_n = 65 \text{ cm}$

$$A_{\perp} = \frac{43 \cdot 65}{5 \cdot 200} = 0,537 \text{ cm}^2 < A_{\perp} = 5 \phi 4 = 0,628 \text{ cm}^2$$

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,628}{2} = 0,314$$

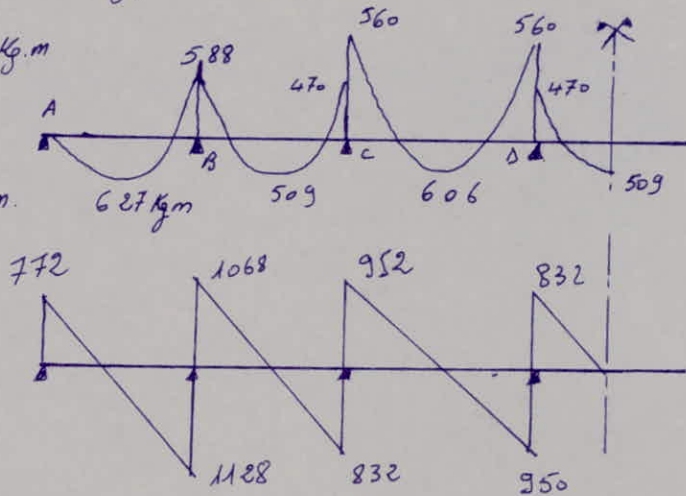
$\sigma_{en} = 5200 \text{ bars}$

B)-CALCUL Des Poutrelles Du Plancher Terrasse :

$q = 576 \text{ Kg/ml}$

$l = 3,3 \rightarrow M_0 = \frac{576 \cdot 3,3^2}{8} = 784 \text{ Kg.m}$

$l = 3,6 \rightarrow M'_0 = \frac{576 \cdot 3,6^2}{8} = 933 \text{ Kg.m}$



sur appuis

$M_A = 0$
 $M_B = 0,75 M_0 = 588 \text{ Kg.m}$
 $M_{Cq} = M_{Dd} = 0,6 M_0 = 470 \text{ Kg.m}$
 $M_{Cd} = M_{Dq} = 0,6 M'_0 = 560 \text{ Kg.m}$

au travée'

$M_{t1} = 0,8 M_0 = 627 \text{ Kg.m}$
 $M_{t2} = 0,65 M_0 = 509 \text{ Kg.m}$
 $M'_t = 0,65 M'_0 = 606 \text{ Kg.m}$

La poutrelle sera calculée avec

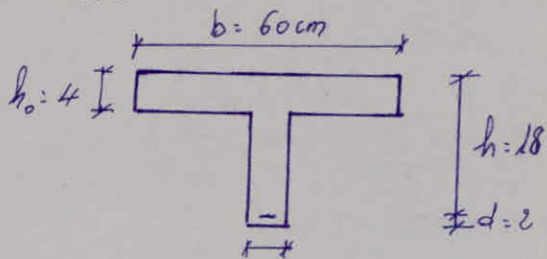
M_{max} en travée $M_t = 627 \text{ Kg.m}$
 M_{max} sur appui $M_a = 588 \text{ Kg.m}$
 T_{max} $T = 1128 \text{ Kg}$

Calcul des armatures longitudinales:

* entravée

$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 62700}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,0172$

$\alpha = 0,1734$
 $E = 0,9422$
 $K = 74,5$



$y = \alpha \cdot h = 0,1734 \times 18 = 3,12 \leq h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$ L'axe neutre tombe dans la table de compression. \Rightarrow Calcul d'une section \square .

- 21 -

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{7,5} = 373,33 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,6 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{62700}{2800 \cdot 0,9422 \cdot 18} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit 2 HA 10 -
A = 1,57 cm²

Surappuis : M = - 588 Kg.m

$$\mu = \frac{15 \times 58800}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,081 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,8845 \\ K = 28,3 \end{matrix}$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{28,3} = 98,93 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$\Rightarrow A' = 0$

$$A = \frac{58800}{2800 \cdot 0,8845 \cdot 18} = 1,32 \text{ cm}^2$$

Soit 1 HA
A = 1,54 cm²

Verifications :

/- mon Fragilité :

même Resultat que pour planchet courant.

/- Contraintes : $\tilde{\omega}_f = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 1,57}{60 \cdot 18} = 0,1207 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9422 \\ K = 7,5 \end{matrix}$

$$\sigma_a = \frac{62700}{1,57 \times 0,9422 \cdot 18} = 2354 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2354}{7,5} = 313,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Surappuis : $\tilde{\omega} = \frac{100 \times 1,54}{12 \cdot 18} = 0,7127 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,8770 \\ K = 25,6 \end{matrix}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{58800}{1,54 \cdot 0,877 \cdot 18} = 2418 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2418}{25,6} = 94,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

/- Flèche : ① $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_b} \Leftrightarrow \frac{0,20}{3,30} = 0,0606 > \frac{1}{15} \frac{627}{784} = 0,0533$

② $\tilde{\omega}_0 = \frac{A}{b_0 h} \geq \frac{36}{\sigma_{ten}} \Leftrightarrow \frac{1,57}{12 \times 18} = 0,007 > \frac{36}{4200} = 0,0087$

$$\textcircled{3} \quad \frac{ht}{l} \geq \frac{1}{22,5} \quad \longleftrightarrow \quad \frac{20}{330} = 0,06 > \frac{1}{22,5} = 0,04$$

∴ Fissuration : même calcul que pour le plancher courant

∴ adhérence :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{P \cdot \gamma} = \frac{1128 \times 1}{6,28 \cdot 15,75} = 11,40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_d = 11,40 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul des armatures transversales :

$$T_{\max} = 1128 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b_0 \cdot \gamma} = \frac{1128}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,97 \text{ Kg/cm}^2$$

Aux appuis :

$$\bar{\sigma}_{b_0} < \sigma'_b = 94,45 \text{ Kg/cm}^2 < 2 \bar{\sigma}_{b_0}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = \left[4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_{b_0}} \right] \bar{\sigma}_b = \left[4,5 - \frac{94,45}{68,8} \right] 5,9 = 18,45 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Les armatures droites suffisent

On choisit une cadre $\phi 6$ ($A_t = 0,565$).

Contrainte admissible des armatures transversale.

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cn} \quad \text{avec} \quad \rho_{at} = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,88$$

$$\sigma_{at} = 0,88 \times 4200 = 2112 \text{ Kg/cm}^2$$

L'espacement admiss.

$$t \leq \frac{A_t \cdot \sigma_{at}}{T_{\max}} = \frac{0,565 \times \frac{7}{8} \cdot 2112 \cdot 18}{1128} = 16,66 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \quad t_1 = h \left[1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma'_b} \right] = 18 \left[1 - 0,3 \frac{5,97}{59} \right] = 12,53 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2 h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm}$$

Soit $t = 12 \text{ cm}$.

Ferraillage de la table de Compression :

De la même façon on adopte une treillis soudé $\phi 4$ à mailles $20 \times 20 \text{ cm}$ pour la table de Compression.

C/- Plancher Sur vide Sanitaire :

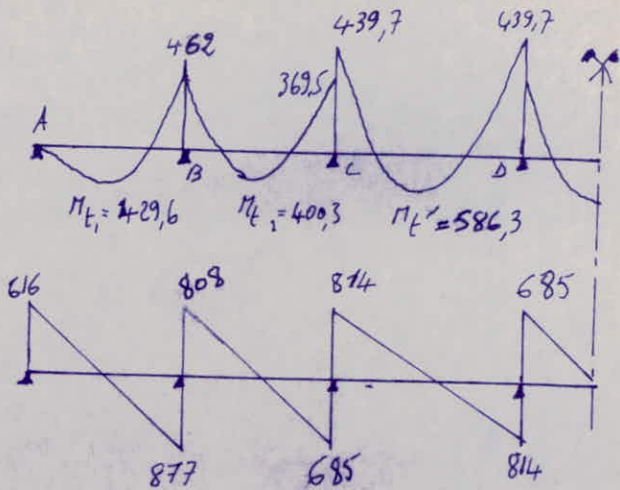
$$q = 452,4 \text{ Kg/ml}$$

$$l_0 = 3,30 \text{ m} \rightarrow M_0 = \frac{452,4 \cdot 3,3^2}{8} =$$

$$= 615,8 \text{ Kg.m}$$

$$l_0 = 3,60 \text{ m} \rightarrow M_0' = \frac{452,4 \cdot 3,6^2}{8} =$$

$$= 732,9 \text{ Kg.m}$$



Sur appuis

$$M_A = 0$$

$$M_B = 462 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{Cg} = M_{Dd} = 369,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{cd} = M_{Dg} = 439,7 \text{ Kg.m.}$$

en travée

$$M_{L1} = 429,6 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{L2} = 400,3 \text{ Kg.m.}$$

$$M_{L3} = 586,3 \text{ Kg.m.}$$

La poutrelle sera calculée avec

$$M_t = 586,3 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = 462 \text{ Kg.m.}$$

$$T = 877 \text{ Kg.}$$

Calcul des armatures longitudinales :

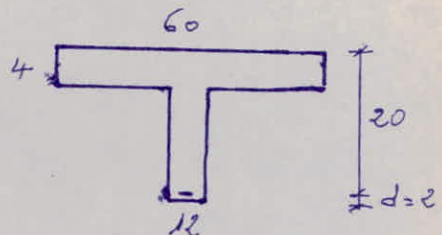
* entravée :

$$\nu = \frac{15 \times M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 58630}{2800 \cdot 60 \cdot 20^2} = 0,0131$$

$$\rightarrow \epsilon = 0,9492$$

$$\alpha = 0,1523$$

$$K = 83,5$$



$$y = \alpha \cdot h = 0,1523 \times 20 = 3,046 < h_0 = 4 \Rightarrow \text{l'axe neutre}$$

tombe dans la table de compression. \Rightarrow Calcul d'une section \square

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{83,5} = 33,53 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{58630}{2800 \cdot 0,9492 \cdot 20} = 1,1 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Soit 2 HA 10}$$
$$A = 1,57 \text{ cm}^2.$$

* Sur appuis :

$$\nu = \frac{15 \times 51300}{2800 \cdot 12 \cdot 20^2} = 0,0572 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9004 \\ K = 35,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{35,2} = 79,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0$$

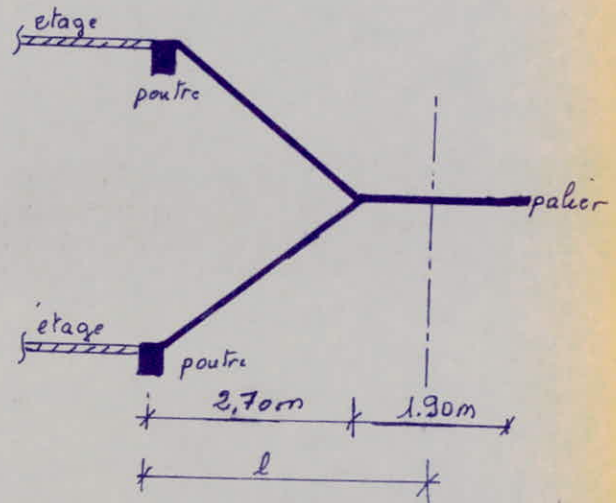
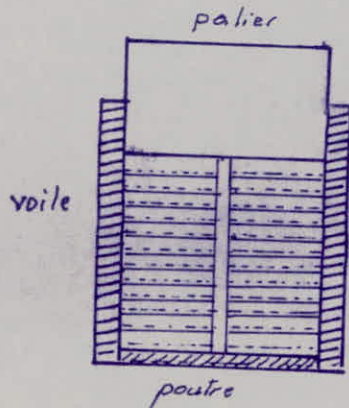
$$A = \frac{51300}{2800 \cdot 0,9004 \cdot 20} = 1,02 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit 1 HA 10}$$
$$A = 1,54 \text{ cm}^2.$$

Remarque :

Les mêmes vérifications seront adoptées pour cette poutrelle vu qu'on a le même ferrailage et des efforts voisins, ainsi que le même ferrailage de la table de compression et les armatures transversales des poutrelles des autres niveaux.

CALCUL DES ESCALIERS

Les escaliers de notre bâtiment sont situés entre 2 voiles transversaux. La paillasse est pleine. Le palier intermédiaire est encasté dans les voiles. La volée est encastée dans le palier d'une part et dans la poutre d'étage d'autre part. Ils sont coulés sur place.



- Largeur d'une marche $g = 30\text{cm}$
- hauteur d'une contre-marche $h = 17\text{cm}$
- nombre de marches $R = 9$

Afin de faciliter la montée des escaliers g et h doivent vérifier la condition suivante :

$$0,60 < 2g + h \leq 0,64 \text{ m.}$$

$$0,60 < 0,64 \leq 0,64$$

1/ Coffrage : L'épaisseur de la paillasse 10 cm au minimum pour éviter une très grande flexibilité.

2/ Prédimensionnement :

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

$$l = 2,70 + \frac{0,9}{2} = 3,15\text{m}$$

$$0,105 \leq e \leq 0,157 \text{ m.}$$

$$\text{Si } e = 12 \text{ cm.}$$

l: distance entre le milieu du palier et la poutre de l'étage. Ceci est dû au fait que la plus grande flèche a lieu au milieu du palier.

3) Calcul de la paille :

D'après le C.T.C La paille est calculée en flexion Simple Comme une poutre de portée L s'appuyant sur le palier intermédiaire et la poutre de l'étage. vu que l'effort tranchant est faible.

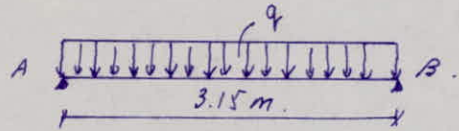
* charges permanente	poide propre	$\frac{2500 \times 0,12}{\cos \alpha} = 345 \text{ Kg/ml}$
	poide des marches	$\frac{2200 \cdot 0,17}{2} = 187 \text{ Kg/ml}$
	revêl-ement (3cm)	$2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/ml}$
	gande corps	$\frac{100 \text{ Kg/ml}}{G = 698 \text{ Kg/ml}}$

* Surcharges : $P = 100 \text{ Kg/ml}$ (bande de 1m)

$q = G + 1,2P = 1178 \text{ Kg/ml}$

on doit calculer ceci avec la portée l

$R_A = R_B = \frac{q \cdot l}{2} = 1855 \text{ Kg}$



$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1178 \cdot 3,15^2}{8} = 1461 \text{ Kg} \cdot \text{ml}$

on suppose que la paille est semi encastree.

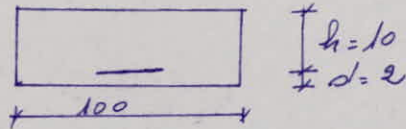
$M_f = 0,85 M_{max} = 1242 \text{ Kg} \cdot \text{ml}$

$M_a = 0,5 M_f = 730,5 \text{ Kg} \cdot \text{ml}$

Ferraillage de la paille :

* en travée :

$h_f = 12 \text{ cm}$ $h = 10 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$



$\rho = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 124200}{2800 \times 100 \times 10^2} = 0,066 \rightarrow K = 32,2$
 $E = 0,8941$

$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{124200}{2800 \cdot 0,8941 \cdot 10} = 4,96 \text{ cm}^2$

On adopte $7 \phi 10 / \text{ml} \rightarrow A = 5,49 \text{ cm}^2$

* Surappuis : $\mu = \frac{15 \times 73050}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0391 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9158 \\ K = 44,4 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{73050}{2800 \cdot 0,9158 \cdot 10} = 2,85 \text{ cm}^2$

Soit ST10
 $A = 3,92 \text{ cm}^2$

Verification :

- Fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{bh} = \frac{5,49}{4 \cdot 100} = 0,0137$

$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \times \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 2896,46 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2913 \text{ Kg/cm}^2$ } $\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2913 \text{ Kg/cm}^2$
 $\bar{\sigma}_a < \sigma_f$

- Contrainte :

* en travée $\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = \frac{100 \cdot 5,49}{100 \cdot 10} = 0,549 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9071 \\ K = 38,8 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{124200}{5,49 \cdot 0,9071 \cdot 10} = 2494 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2494}{38,8} = 64,3 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

* sur appui $\bar{\omega} = \frac{100 \times 3,92}{100 \cdot 10} = 0,392 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9036 \\ K = 37 \end{cases}$

$\sigma_a = \frac{73050}{2800 \cdot 3,92 \cdot 10} = 2062,33 < \bar{\sigma}_a$

$\sigma_b' = \frac{2062,33}{37} = 55,74 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$

- Effort tranchant :

$\bar{C}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1855}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 10} = 2,12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{C}_b = 1,1 \times 5,9 = 6,8 \text{ Kg/cm}^2$

- non fragilité :

$A \geq 0,96 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{10 \cdot 5,9}{4200} = 0,966 \text{ cm}^2$

- flèche :

$\frac{A}{bh} = \frac{5,49}{100 \cdot 10} = 0,0055 < \frac{36}{4200} = \frac{36}{4200} = 0,0086$

- Armature de répartition :

$$\left. \begin{aligned} \frac{A_l}{4} \leq A_r \leq \frac{A_l}{2} \\ 1,37 \leq A_r \leq 2,74 \quad (\text{en travée}) \\ 0,98 \leq A_r \leq 1,96 \quad (\text{sur appui}) \end{aligned} \right\}$$

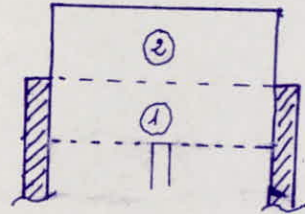
Soit 6T6/m l
 $A_r = 1,69 \text{ cm}^2$
 espacement $t = 16,5 \text{ cm}$

4/- Calcul du palier intermédiaire :

La dalle du palier est calculée en prévoyant 2 parties; une dalle ① encastree dans les voiles et une dalle ② qui port en console.

* dalle ①

poids propre $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/m}^2$
 mortier de pose $2000 \times 0,03 = 60 \text{ Kg/m}^2$
 Carlage $2000 \times 0,02 = 40 \text{ Kg/m}^2$
 $G = 475 \text{ Kg/m}^2$



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

$q = G + 1,2P = 955 \text{ Kg/m}^2 = 955 \text{ Kg/ml}^2$ (pour une bande de 1m)

- Calcul des efforts :

$M_t = q \frac{l^2}{24} = \frac{955 \cdot 3^2}{24} = 358 \text{ Kg.m}$

$M_a = q \frac{l^2}{12} = \frac{955 \cdot 3^2}{12} = 716,25 \text{ Kg.m}$

D'après le CBA68, les moments seront multipliés par $\frac{3}{2}$ en travée et $\frac{2}{3}$ sur appui.

$M_t = 358 \times \frac{3}{2} = 537 \text{ Kg.m}$

$M_a = 716,25 \times \frac{2}{3} = 477,5 \text{ Kg.m}$

- Ferrailage :

en travée : $\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b h^2} = \frac{15 \times 53700}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,017 \rightarrow \begin{aligned} E &= 0,9422 \\ K &= 7,5 \end{aligned}$

$A = \frac{53700}{2800 \times 0,9422 \cdot 13} = 1,57 \text{ cm}^2$

Soit 5T8/ml
 $A = 2,51 \text{ cm}^2$
 espacés de 20 cm.

Armatures de répartition $\frac{A}{4} \leq A_r \leq \frac{A}{2} \iff 0,63 \leq A_r \leq 1,2$

Soit 2T8/mP
A = 1 cm².

Sur appui :

$$\mu = \frac{15 \times 47550}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0151 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9457 \\ K = 77 \end{matrix}$$

$$A = \frac{47550}{2800 \cdot 0,9457 \cdot 13} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8
A = 2,01 cm²
t = 25 cm.

Verification :

1- Fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{f \cdot b \cdot h} = \frac{2,51}{100 \times 4} = 0,00627 \rightarrow$

$$\sigma_1 = \frac{K_1}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{8} \cdot \frac{0,00627}{1 + 10 \cdot 0,00627} = 1771,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3256,85 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3256,85 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

1- Contrainte :

en travée : $\bar{\omega}_f = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,51}{100 \cdot 13} = 0,192 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9291 \\ K = 55,5 \end{matrix}$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} = \frac{53700}{251 \cdot 0,9291 \cdot 13} = 1771 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1771}{55,5} = 32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Sur appui :

$$\bar{\omega}_f = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \times 13} = 0,154 \rightarrow \begin{matrix} E = 0,9359 \\ K = 63 \end{matrix}$$

$$\sigma_a = 1944 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 30,86 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

1- Cisaillement : $T = q \frac{l}{2} = \frac{955 \times 3}{2} = 1432 \text{ Kg}$

$$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1432}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 1,23 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.
On dispose des armatures constructives.

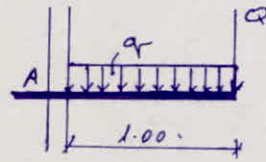
/ Flèche : $\frac{A}{b \cdot h} \geq \frac{2,51}{100 \cdot 13} = 0,00193 < \frac{36}{\sqrt{E_n}} = 0,0086$.

/ non fragilité :

- en travée : $A = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,295 \text{ cm}^2$.
- sur appui : $A = 2,01 > 1,295 \text{ cm}^2$.

* dalle (2). (Console)

poide propre : $2500 \times 0,15 = 375 \text{ Kg/ml}$.
revêtement : $2000 \times 0,05 = 100 \text{ ''}$



$G = 475 \text{ Kg/ml}$.

$q = G + 1,2P = 955 \text{ Kg/ml}$.

- Q (du au mur) - poids propre : $240 \times 3,06 = 734 \text{ Kg/ml}$
- poutre de contour : $2500 \times 0,3 \times 0,3 = 225 \text{ ''}$

$Q = 959 \text{ Kg/ml}$.

moment en A .

$M_{tq} = q \frac{l^2}{2} = \frac{955 \times 1^2}{2} = 477 \text{ Kg.m}$.

$M_{t(Q)} = Q \cdot l = 959 \times 1 = 959 \text{ Kg.m}$.

$M_t = M_{tq} + M_{tQ} = 1914 \text{ Kg.m}$.

Ferraillage :

$\mu = \frac{15 \times 191400}{2800 \cdot 100 \cdot 13} = 0,0394 \rightarrow E = 0,9155$
 $K = 44,2$

$A = \frac{191400}{2800 \cdot 0,9155 \cdot 13} = 4,32 \text{ cm}^2$, Soit 6T10
 $A = 4,71 \text{ cm}^2$.

armature de repartition : $A_r = 6\phi 8/\text{ml}$ $A_r = 3,01 \text{ cm}^2$.

Verification :

/- fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{b \cdot h} = \frac{4,71}{4 \times 100} = 0,00117$

$\sigma_1 = \frac{K \cdot q}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = 2528 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot 2 \cdot \sigma_b}{\phi}} = 2856 \text{ Kg/cm}^2$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2856 \text{ Kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

∴ cisaillement: $T = 1914 \text{ Kg}$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1914}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 1,68 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ fleche:

$$\frac{A}{b \cdot h} = 0,0036 > \frac{36}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,0086$$

∴ non fragilité:

$$0,69 \times 100 \times \frac{13 \cdot 5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2 < A = 4,71 \text{ cm}^2$$

∴ Contraintes:

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 4,71}{100 \cdot 13} = 0,36 \quad E = 0,9067$$

$$K = 38,6$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = 2586,58 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 67 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Remarque: On adopte pour la poutre de contour sur laquelle repose le mur 4 $\phi 8$.

5/ Calcul des poutres palieres:

Les poutres palieres sont incorporées dans le palier. Elles servent à supporter les sollicitations dues à la pailleasse d'une part et de la partie console du palier d'autre part, et de transmettre ces effets au palier.

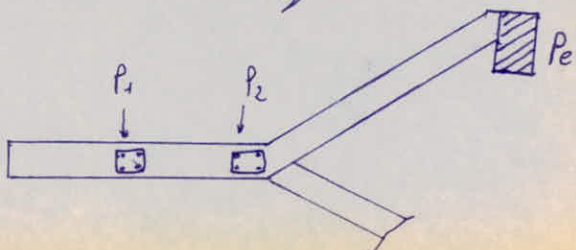
Les poutres palieres incorporées seront calculées pour une charge $Q = 0,7 P_i$ où P_i : poids total des $\frac{1}{2}$ volés aboutissant au palier
 P_2 : poids de la partie console du palier.

Ferraillage des poutres:

* Poutre P_1

$$q = 1914 \text{ Kg/ml} \times 0,7 =$$

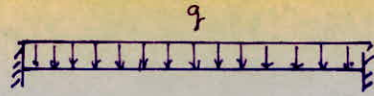
$$= 1340 \text{ Kg/ml}$$



$$M_t = q \frac{l^2}{24} = \frac{1340 \cdot 3^2}{24} = 502,5 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = q \frac{l^2}{12} = \frac{1340 \cdot 3^2}{12} = 1005 \text{ Kg.m.}$$

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{1340 \cdot 3}{2} = 2010 \text{ Kg.}$$



* Poutre P₂ : $q = 1178 \cdot 0,7 = 824,6 \text{ Kg/ml.}$

$$M_t = q \frac{l^2}{24} = 309,22 \text{ Kg.m.}$$

$$M_a = q \frac{l^2}{12} = 618,45 \text{ Kg.m.}$$

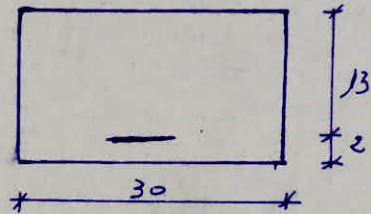
$$T = q \frac{l}{2} = 1237 \text{ Kg.}$$

- Poutre P₁.

- en travée : $\nu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a \cdot b h^2} = \frac{15 \cdot 50250}{2800 \cdot 30 \cdot 13^2} = 0,053 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9038 \\ K = 37 \end{cases}$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot E \cdot h} = \frac{50250}{2800 \cdot 0,9038 \cdot 13} = 1,54 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8
A = 2,01 cm²



- sur appui :

$$\nu = \frac{15 \times 100500}{2800 \cdot 30 \cdot 13^2} = 0,106 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9539 \\ K = 93,5 \end{cases}$$

$$A = \frac{100500}{2800 \cdot 0,9539 \cdot 13} = 2,9 \text{ cm}^2$$

Soit 4T10
A = 3,14 cm²

verification à l'effort tranchant :

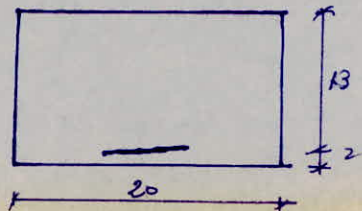
$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2010}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 13} = 5,89 \text{ Kg/cm}^2 < \tau_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$$

- Poutre P₂ :

- en travée $\nu = \frac{15 \times 30922}{2800 \cdot 30 \cdot 13^2} = 0,049 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9064 \\ K = 38,4 \end{cases}$

$$A = \frac{309220}{2800 \cdot 0,9064 \cdot 13} = 0,94 \text{ cm}^2$$

Soit 4T8
A = 2,01 cm²



- sur appui: $\mu = \frac{15 \times 61845}{2800 \cdot 20 \cdot 13^2} = 0,098 \rightarrow \begin{cases} E = 0,8753 \\ K = 25,1 \text{ cm}^2 \end{cases}$

$A = \frac{61845}{2800 \cdot 0,8753 \cdot 13} = 1,94 \text{ cm}^2$

Soit 4 T8
A = 2,01 cm².

Calcul de la poutre Pe (poutre de l'étage.)

q =
 - réaction des poutres : 1178 Kg/ml.
 - poids propre : 2,5 × 0,3 × 0,4 = 0,3 Kg/ml

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = \frac{1478 \cdot 3^2}{8} = 1662,75 \text{ Kg.m}$ $q = 1478 \text{ Kg/ml}$

$M_f = 0,85 M_0 = 1413,4 \text{ Kg.m}$

$M_a = 0,3 M_0 = 499 \text{ Kg.m}$

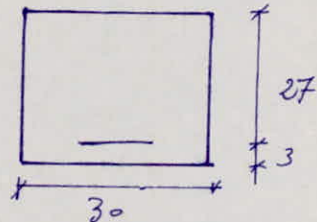
$T = q \frac{l}{2} = 2217 \text{ Kg}$

Ferraillage:

- en travée: $\mu = \frac{15 \cdot 1413,4 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,035 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9199 \\ K = 47,4 \end{cases}$

$A = \frac{141340}{2800 \cdot 0,9199 \cdot 27} = 2,03 \text{ cm}^2$

Soit 3 T12
A = 3,39 cm².



- sur appui:

$\mu = \frac{15 \times 49900}{2800 \cdot 30 \cdot 27^2} = 0,0122 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9507 \\ K = 86,5 \end{cases}$

$A = \frac{49900}{2800 \cdot 0,9507 \cdot 27} = 0,69 \text{ cm}^2$

Soit 3 T10
A = 2,35 cm².

Verification:

✓ non fragilité: $0,69 \times b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 27 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,78 \text{ cm}^2$
 $A \geq 0,78 \text{ cm}^2$

✓ Contraintes: - en travée: $\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,39}{30 \cdot 27} = 0,418$

$\rightarrow \begin{cases} E = 0,9012 \\ K = 35,6 \end{cases}$

$$\sigma_a = \frac{1413,4 \cdot 10^2}{3,39 \cdot 0,9012 \cdot 27} = 1713,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{35,6} = 78,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

- sur appui : $w' = \frac{100 \cdot 235}{30 \cdot 27} = 0,29 \rightarrow \begin{cases} E = 0,9150 \\ K = 43,8 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{49900}{2,35 \cdot 0,9150 \cdot 27} = 859,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 19,62 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b'$$

/ effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{3}$$

$$A \bar{\sigma}_a = 3,39 \times 2800 = 94922 > 2217 + \frac{49900}{3} = 4329 \text{ Kg}$$

donc la section d'acier peut équilibrer l'effort tranchant

$$T + \frac{M}{3}$$

/ Flèche : $-\frac{ht}{l} = 0,1 > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = 0,085$

$$-\frac{ht}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow 0,1 > 0,062$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{3,39}{30 \cdot 27} = 0,004 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102$$

Armatures transversales : $\bar{\sigma}_{max} = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2217}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27} = 313 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

Soit (un cadre + 1 epingle) $\phi 8 \quad A_t = 1,5 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} \quad \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right\} = 0,94$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2356 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot z}{T} = 36 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} 0,2 h = 5,4 \text{ cm} \\ h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 12,67 \text{ cm} \end{cases}$$

$\bar{t} = 12,67 \text{ cm} \Rightarrow$ Soit $t = 12 \text{ cm}$ le long de la poutre

EFFORTS'

HORIZONTALIX

-37- Analyse sismique

Etude des valeurs et modes propres

préambule :

Le règlement parasismique Algérien impose un calcul de valeurs et modes propres si une des conditions de l'art. 3.2.11 du RPA n'est pas vérifiée.

Notre bâtiment présente des irrégularités en plan car dans une direction donnée nous avons un décrochement qui dépasse 25% de la longueur de ce sens, d'autre part nous avons aussi un décrochement en hauteur d'où l'analyse sismique est nécessaire.

Introduction :

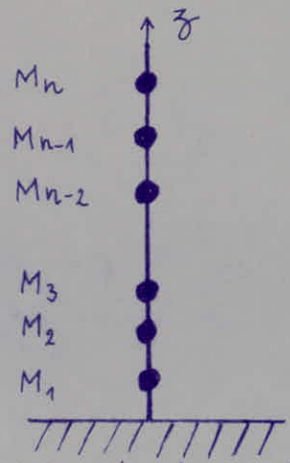
Lors d'une analyse sismique, l'essentiel est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier aussi ce modèle mathématique doit refléter aussi fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure, après le choix du modèle mathématique il est à bien de mener les calculs avec une assez bonne précision.

a) Choix du modèle mathématique

Pour les ouvrages dont une dimension en plan est importante (dépasse 45 m), le modèle mathématique à considérer est un portique symétrique à deux travées

Pour les ouvrages élancés, le modèle mathématique retenu est une console encastrée à une de ses extrémités. Lors de la construction d'antennes, de pylônes, château d'eau, on pourra choisir un système à masse distribuée, autrement dit la console aura une masse uniformément répartie sur toute sa hauteur, le système présente une infinité de degré de liberté.

Par contre lors de la construction de bâtiment à étages le modèle mathématique à considérer est un système à masses concentrées M_1, M_2, \dots, M_n accrochés à une tige d'inertie variable ou constante et de masse négligeable. Il est à noter que ce support n'est autre que le contreventement de la structure M_1, M_2, \dots, M_n étant les masses aux différents planchers.



- le système présente autant de degrés de liberté que de masses concentrées
- Pour notre cas, c'est ce modèle mathématique que nous adopterons

b) Choix de la méthode de calcul

Pour le modèle mathématique choisi comme étant une console à masses concentrées il existe comme méthode de calcul une méthode exacte et des méthodes approchées.

des déformations en flexion planes, et nous admettons qu'il n'y a pas de rotation autour de l'axe vertical du système, donc pas d'oscillations couplées

c) Exposé de la méthode

Cette méthode est basée sur le principe de la conservation de l'énergie, elle n'est donc applicable qu'aux systèmes conservatifs ceci dit, si on admet que les frottements sont négligeables et que l'influence de l'amortissement sur les valeurs de forme propre est aussi négligeable.

Cette méthode peut-être applicable par le calcul des caractéristiques intrinsèques des structures réelles

La loi de conservation d'énergie pour un système conservatif s'écrit :

$$E_t = E_p + E_c$$

E_t : Energie totale

E_p : Energie potentielle

E_c : Energie cinétique

d'où on déduit que : lorsque $E_{p \max} \Rightarrow E_c \approx 0$

$E_{c \max} \Rightarrow E_p \approx 0$

On peut donc écrire : $E_{p \max} = E_{c \max} = K$ cette équation est fondamentale, la méthode RAYLEIGH découle de ce point

Pour un système à un degré de liberté à masses concentrées l'énergie cinétique s'écrit :

La méthode exacte à pour inconvénient de nécessiter un volume de calcul très important qui mené à la main est très long

En outre dans tout calcul de structure les ingénieurs font appel à un grand nombre d'approximation, la méthode exacte de calcul dynamique constituerait une précision presque inutile vu que les méthodes approchées numériques donnent des résultats avec une précision satisfaisante. les méthodes approchées servent à déterminer les périodes de la structure, ainsi que les modes de vibration respectifs et cela pour une série d'opérations et d'itérations à partir d'une déformée arbitraire

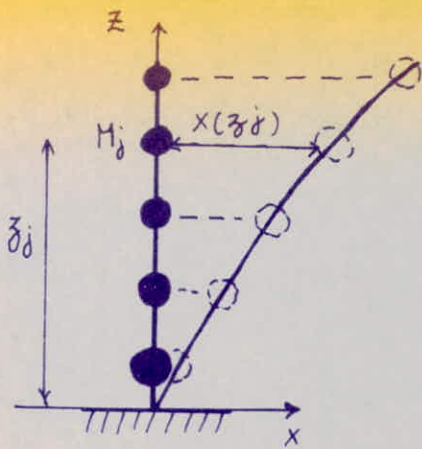
Les méthodes approchées les plus utilisées vu leur précision pour la détermination de la pulsation propre des modes fondamentals sont :

- Méthode de RAYLEIGH
- Méthode de VIANELLO - STODOLA
- Méthode de HOLZER

Pour notre cas nous appliquerons la Méthode de RAYLEIGH.

Hypothèses de calcul :

Nous supposons dans notre étude que le seul degré de liberté de chaque masse est une translation dans la direction de vibration nous ne tiendrons compte alors que



-41-

$$E_{c \max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j x^2(z_j)$$

ω = pulsation propre du système

$P_j = M_j g$, M_j masse à la cote z_j

$x(z_j)$ valeur de la déformée à la cote z_j

L'énergie potentielle s'écrit: $E_p = \frac{1}{2} \int_0^H EI(z) \frac{d^2 x}{dz^2} dz$

$x f(z)$ représente l'équation de la déformée pour

le calcul de ω , on choisit une déformée, de la déformée

On calcule $E_{p \max}$, on égale $E_{p \max} = E_{c \max}$ et on déduit ω , à partir de ω on calcule la période T .

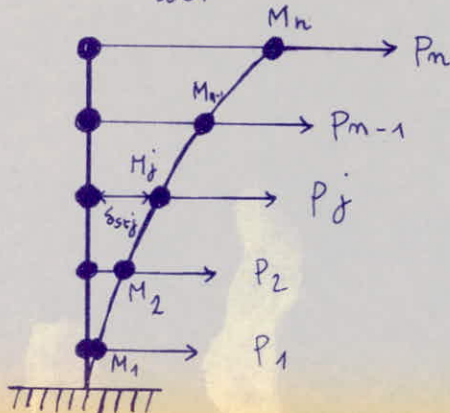
D'où le choix de la déformée dans l'approximation de cette méthode, le choix peut être éliminé et ceci en utilisant la méthode de la déformée statique.

Considérons que notre système est soumis à des forces

$P_j = M_j g$ agissant statiquement dans le sens du degré de

liberté j , soit δ_{stj} les déplacements statiques qui en résultent, on aura à écrire.

$$\delta_{stj} = \sum_{i=1}^n P_i \delta_{ij}$$



avec δ_{ij} : déplacement en j résultant de l'application de la force unitaire en i .

En appliquant cette formule on obtient les déplacements: $\delta_{st1}, \dots, \delta_{stm}$

En connaissant les déplacements statiques en chaque point on peut alors déterminer l'équation de la déformée statique, une fois les déplacements statiques calculés, on améliorera la précision de nos résultats de correction de la déformée statique.

d.) Exposé des différentes étapes de calcul:

L'énergie potentielle maximale qui est le travail de la force d'inertie sera : $E_{p \max} = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n F_i X_i$

L'énergie cinétique maximale sera :

$$E_c = \frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2$$

D'après l'équation fondamentale $E_{p \max} = E_{c \max}$

$$\frac{1}{2} \frac{w^2}{g} \sum_{j=1}^n P_j X_j^2 = \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n F_i X_i \Rightarrow \text{d'où } w^2 = g \frac{\sum_{i=1}^n F_i X_i}{\sum_{j=1}^n P_j X_j^2}$$

En admettant que $F_j = P_j$, on calcule la déformée statique du système et la première approximation des déplacements

$$x_{0j} = \delta_{st j}$$

On détermine ensuite les coefficients adimensionnels

$$\beta_{1j} = \frac{x_{0j}}{x_{0n}} \quad (x_{0n} : \text{étant la flèche de la console})$$

$$x_{0n} = \delta_{st n}$$

La première correction à faire consiste à calculer une nouvelle force notée F_j^1 tel que $F_j^1 = \beta_{1j} P_j$

l'indice 1 : première correction, l'indice j : côte

Avec la nouvelle force F_j^1 on calcule en 2^{ème} approximation

$$x_{ij} \quad x_{ij} = \sum_{i=1}^n F_i \delta_{ij}$$

on calcule ensuite $f_{2j} = \frac{x_{0j}}{x_{1n}}$

La 2^{eme} correction consiste à calculer

$$F_j^2 = f_{2j} P_j$$

Les calculs s'étaleront pour le processus itératif jusqu'à

$$f_{mj} \approx f^{(m-1)}_j$$

REMARQUE : Ce processus itératif est rapidement convergent et au bout de 3 ou 4 itérations, on obtient

une précision, on aura alors : $F_j^m = f_{mj} P_j$ et

$$f_{mj} = f^{(m-1)}_j = \frac{x_{mj}}{x_{mn}}$$

l'équation donnant w^2 devient :

$$w^2 = g \frac{\sum_{j=1}^n F_j^m x_{mj}}{\sum_{j=1}^n P_j x_{mj}^2} = g \frac{\sum_{j=1}^n (f_{mj}^2 P_j x_{mn})}{\sum_{j=1}^n (f_{mj}^2 P_j x_{mn}^2)} = g \frac{x_{mn} \sum_{j=1}^n f_{mj}^2 P_j}{x_{mn}^2 \sum_{j=1}^n f_{mj}^2 P_j}$$

$$w^2 = \frac{g}{x_{mn}} \quad , \quad w = \sqrt{\frac{g}{x_{mn}}} \quad \text{or} \quad T = \frac{2\pi}{w}$$

d'où on aura

$$T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{x_{mn}} \quad \text{①}$$

x_{mn} : déplacement au

sommet à la nième et dernière itération

Cette période correspond à la période du mode fondamentale

(propre), d'après le R.P.A si la période du mode fond-

amental dépasse 0,5s il ya lieu de tenir compte de

l'incidence du 2^{eme} mode, si la période du mode fonda-

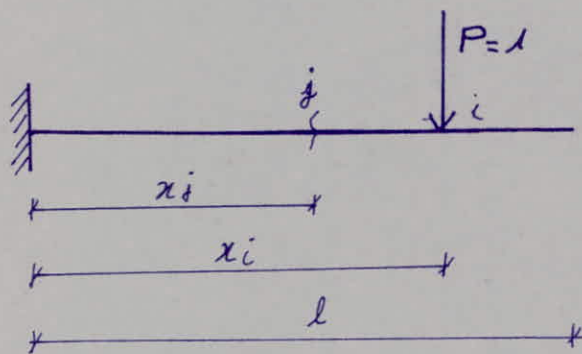
mental dépasse 0,7s il ya lieu de tenir compte du

2^{eme} et 3^{eme} mode de vibration.

e) Détermination des formules donnant les déplacements unitaires :

Définition :

Un déplacement unitaire δ_{ij} est le déplacement d'une section j provoqué par une force unitaire en section i .



P : force unitaire appliquée en i .

$$\delta_{ij} = \int_0^{x_j} \frac{m_i m_j}{EI} dx$$

pour une console

$$\left. \begin{aligned} m_i &= (x_i - x) \\ m_j &= x_j - x \end{aligned} \right\} \text{ pour } i \geq j$$

m_i : moment en j du à la force unitaire i

m_j : moment en j du à la force unitaire j .

N.B Pour le calcul des δ_{ij} , il faudra lors de l'intégration tenir compte des changements d'inserte le long de la console.

Les calculs sont facilités par l'existence du théorème de MAXWELL-BETTI d'après lequel $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

1). Pas de changement d'inertie entre 0 et x_j :

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} m_i \cdot m_j \, dx = \frac{1}{EI} \int_0^{x_j} (x_i - x)(x_j - x) \, dx \quad (1)$$

d'où

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

2). Changement d'inertie entre x_{j-3} , x_{j-2} , x_j .

$$0 \rightarrow x_{j-3} \quad I = I_1 = \text{cste}$$

$$x_{j-3} \rightarrow x_{j-2} \quad I = I_4 = \gamma I_1 \quad \gamma = 0,9918$$

$$x_{j-2} \rightarrow x_j \quad I = I_5 = \delta I_1 \quad \delta = 0,9843$$

$$\begin{aligned} \delta_{ij} = & \left(\frac{\delta - \gamma}{\delta \cdot \gamma} \right) \frac{x_{j-2}}{EI_1} \left[x_i x_j - \frac{x_{j-2}}{2} (x_i + x_j) + \frac{x_{j-2}^2}{3} \right] \\ & + \left(\frac{\gamma - 1}{\gamma} \right) \frac{x_{j-3}}{EI_1} \left[x_i x_j - \frac{x_{j-3}}{2} (x_i + x_j) + \frac{x_{j-3}^2}{3} \right] \\ & + \frac{x_j^2}{\delta EI_1} \left[\frac{x_i}{2} - \frac{x_j}{6} \right] \rightarrow \quad \text{pour } i \geq j \quad (3) \end{aligned}$$

3) On peut établir les formules donnant δ_{ij} pour un changement d'inertie quelconque, et ceci en jouant sur l'indice j désignant le niveau dans l'intégrale donné par la formule (1).

Calcul des inerties équivalentes

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 sismiques, il suffit de remplacer chaque voile avec ouvertures par un voile plein fictif.

Par définition l'inertie équivalente I_e d'un voile est l'inertie d'un voile linéaire plein fictif qui soumis aux mêmes efforts horizontaux répartis sur la hauteur du bâtiment, présenterait une flèche à son sommet égale à celle du voile avec ouvertures.

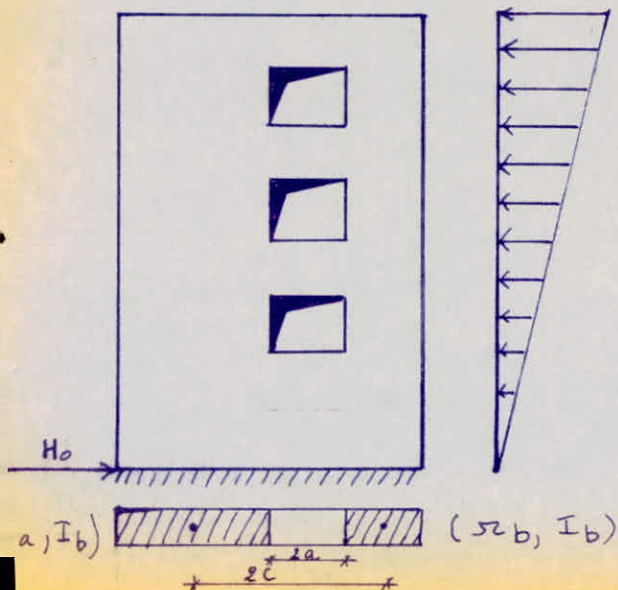
La flèche du refend fictif soumis aux charges triangulaires réparties sous l'effet des forces sismiques:

$$f = \frac{11}{120} \cdot \frac{qZ^4}{EI}$$

q : charge triangulaire

Z : hauteur du bâtiment

1.) Refend à une file d'ouvertures.



H_0 : effort tranchant = $q \frac{Z}{2}$
 flèche du refend fictif est:

$$Z \quad f = \frac{11}{60} H_0 \frac{Z^3}{EI_e} \quad \textcircled{1}$$

$$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_a + I_b)} \cdot \frac{2mc}{I} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + \frac{11 H_0 Z^3}{60 EI}$$

Les flèches étant égales, on aura pour un refend à une file d'ouvertures une inertie équivalente de:

$$I_e = \frac{I}{\frac{120 m c}{11(I_a + I_b)} \cdot \frac{\Psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec : $I = I_a + I_b + 2 m c$

$\Psi = \Psi_0$ à la cote "0" tiré de l'abaque de "Marius Diver"

m , moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble A et B

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{r_a} + \frac{1}{r_b}}$$

r_a : aire du refend A

r_b : aire du refend B

I_a, I_b : inerties des éléments du refend A et B

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

Calcul du refend à une seule file d'ouvertures

hauteur d'étage 3,06 m

hauteur du bâtiment 19,58 m

$$r_1 = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ m}^2$$

$$r_2 = 1,35 \times 0,2 = 0,27 \text{ m}^2$$

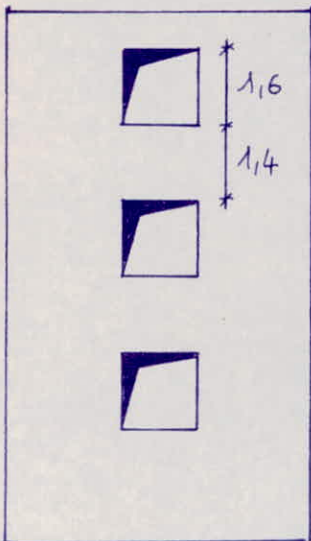
$$2 a_1 = 1,2 \text{ m} \Rightarrow a = 0,6 \text{ m}$$

$$2 c = 2,55 \text{ m} \Rightarrow c = 1,275 \text{ m}$$

$$I_1 = I_2 = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 1,35^3}{12} = 0,041 \text{ m}^4$$

$$i = \frac{b h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 1,4^3}{12} = 0,0457$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} = \frac{2c}{\frac{2}{r}} = \frac{2 \times 1,275}{\frac{2}{0,27}} = 0,344 \text{ m}^4$$



-483-

$$I = 2 \bar{I}_1 + 2 m c = 2 \times 0,041 + 2 \cdot 0,344 \cdot 1,2 = 0,9896 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 i E'}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 l} = \frac{3 \cdot 0,9457}{2 \cdot 0,041} \cdot \frac{0,9896}{0,344} \cdot \frac{1,275}{0,6^3 \cdot 3,06}$$

$$\omega^2 = 9,278 \Rightarrow \omega = 3,05$$

$$\alpha = \omega Z = 3,05 \times 19,58 = 59,71 \Rightarrow \psi_0 = 0,66$$

et cela d'après l'abaque de Marius Diver.

$$I_e = \frac{I}{\frac{120 m c}{11(I_1 + I_2)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{0,7488}{\frac{120 \cdot 0,344 \cdot 1,275}{22 \cdot 0,041} \cdot \frac{0,66}{(59,71)^2} + 1}$$

$$I_e = 0,7400 \text{ m}^4$$

- les autres inerties des voiles ne comportant pas d'ouvertures seront calculées par la formule suivante : $I_v = \frac{b h^3}{12}$
- inertie des poteaux est donnée par : $I_p = \frac{b h^3}{12}$

niveau	I longi (m ⁴)	I trans (m ⁴)	W = G + $\frac{P}{B}$ (t)
5	3,268	5,154	259,00
4	3,268	5,154	259,40
3	3,293	5,156	259,40
2	3,320	5,160	263,78
1	3,320	5,160	263,78
0	3,320	5,160	280,00

Calcul des périodes :

- Dans le sens longitudinal.

On a des changements d'inertie et cela pour les valeurs 4 et 5 de j qui varie de 0 à 6 donc on appliquera les formules établies auparavant.

- Dans le sens transversal

on a de faibles changements d'inertie, alors on peut appliquer la formule 2 établie auparavant.
sens longitudinal.

$$0 \longrightarrow x_{j-3} \quad I = I_1 = \text{cte}$$

$$x_{j-3} \longrightarrow x_{j-2} \quad I = I_4 = 8 I_1 \quad \delta = 0,9912$$

$$x_{j-2} \longrightarrow x_j \quad I = I_5 = 6 I_1 \quad \delta = 0,9843$$

$$\begin{aligned} \delta_{ij} = & \left(\frac{6-8}{8 \cdot 6} \right) \frac{x_{j-2}}{E I_1} \left[x_i x_j - \frac{x_{j-2}}{2} (x_i + x_j) + \frac{x_{j-2}^2}{3} \right] \\ & + \left(\frac{8-1}{8} \right) \frac{x_{j-3}}{E I_1} \left[x_i x_j - \frac{x_{j-3}}{2} (x_i + x_j) + \frac{x_{j-3}^2}{3} \right] \\ & + \frac{x_j^2}{6 E I_1} \left[\frac{x_i}{2} - \frac{x_j}{6} \right] \quad \text{pour } i \geq j \end{aligned}$$

sens transversal.

$$\delta_{ij} = \frac{x_j^2}{E I_1} \left[\frac{x_i}{2} - \frac{x_j}{6} \right] \quad \text{pour } i \geq j$$

valeurs de $K \delta_{stj}$ dans le sens longitudinal $K = EI_e$

$j \backslash i$	1	2	3	4	5	6	$x_{i,j}$ (m)
1	1,1493	4,6661	8,1830	11,6998	15,2167	18,7336	1,50
2	//	32,2889	64,7904	97,2917	129,7931	162,294	4,56
3	//	//	149,909	240,349	330,784	422,9415	7,62
4	//	//	//	409,743	586,275	762,8236	10,68
5	//	//	//	//	883,323	1178,4076	13,74
6	//	//	//	//	//	1584,239	16,80

$\delta_{ij} = \delta_{ji}$ théorème de Maxwell - Betti.

confection de la déformée statique.

iteration	$i \backslash j$	1 10^3	2 10^3	3 10^3	4 10^3	5 10^3	6 10^3
1 ^{ere}	F_{0j}	280	263,78	263,78	259,4	259,4	259
	δ_{stj}	15,8745	127,9189	316,7875	548,5823	812,6443	1074,1257
	ρ_{1j}	0,01477	0,119	0,2949	0,5107	0,7565	1
2 ^{eme}	F_{1j}	4,135	31,389	77,788	132,475	196,236	259
	δ_{stj}	10,1832	86,5305	220,1916	389,2217	587,7381	781,324
	ρ_{2j}	0,01303	0,1107	0,2818	0,4981	0,7522	1
3 ^{eme}	F_{2j}	3,648	29,200	74,333	129,207	195,12	259
	δ_{stj}	10,088	85,772	218,463	385,961	582,217	775,106
	ρ_{3j}	0,0130	0,1106	0,2818	0,4979	0,7511	1

Valeurs de $K \delta_{stj}$ dans le sens transversal

$K = EI_t$

$j \backslash i$	1	2	3	4	5	6	$x_{i,j}(m)$
1	1,125	4,567	8,01	11,452	14,895	18,337	1,50
2	//	31,606	63,420	95,234	127,048	158,863	4,56
3	//	//	147,483	236,322	325,16	413,999	7,62
4	//	//	//	406,062	580,577	755,093	10,68
5	//	//	//	//	864,647	1153,492	13,74
6	//	//	//	//	//	1580,544	16,80

$\delta_{ij} = \delta_{ji}$ théorème de Maxwell - Betti.

correction de la déformée statique

itération	$i \backslash j$	1		2		3		4		5		6	
		10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3	10^3
1 ^{ere}	F_{0j}	280	263,78	263,78	259,4	259,4	259						
	δ_{stj}	15,216	125,15	310,748	552,168	797,099	1060,689						
	β_{1j}	0,01434	0,1179	0,2929	0,5205	0,7514	1						
2 ^{eme}	F_{1j}	4,0152	31,0996	77,2611	135,0177	194,913	259						
	δ_{stj}	9,960	84,6545	215,9105	384,8228	574,8067	769,1692						
	β_{2j}	0,0129	0,1100	0,2807	0,5003	0,7473	1						
3 ^{eme}	F_{2j}	3,612	29,0158	74,043	129,778	193,8496	259						
	δ_{stj}	9,8525	83,7623	213,716	381,1141	569,527	766,2886						
	β_{3j}	0,0128	0,1093	0,2788	0,4973	0,7432	1						

Calcul des périodes.

$$E = 21000 \sqrt{270 \cdot 1,02 \cdot 1,2} \cdot 10 = 21000 \sqrt{270 \cdot 1,02 \cdot 1,2} \cdot 10$$

$$E = 3,81 \cdot 10^6$$

$$I_L = 3,32 \text{ m}^4 \quad , \quad I_t = 5,160 \text{ m}^4$$

$$EI_L = 12,674 \cdot 10^6 \quad , \quad EI_t = 19,69 \cdot 10^6 \text{ m}^4$$

Déplacements :

	Longitudinal	transversal
1	0,00079	0,00059
2	0,0067	0,0042
3	0,0172	0,0109
4	0,0304	0,019
5	0,0459	0,028
6	0,0611	0,038

$$T_L = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{x_{mnL}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{0,06}$$

$$T_L = 0,49 \text{ s}$$

$$T_T = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{x_{mnt}} = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{0,038}$$

$$T_t = 0,38 \text{ s}$$

REMARQUE :

Puisque les deux périodes trouvées sont inférieures à 0,5 s, on considèrera uniquement le premier mode

- 3- facteur de contribution de chaque mode
- 4- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode.
- 5- Évaluation des forces sismiques de calcul pour chaque mode
- 6- Évaluation de la résultante maximale de la sollicitation.

1°) période propres déjà déterminées dans l'analyse sismique

$$T_L^I = 0,49 \text{ s} \quad , \quad T_t^I = 0,38 \text{ s}$$

2°) Détermination des formes propres déjà déterminées dans l'analyse sismique

3°) Facteur de contribution du premier mode I

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \delta_{k1}}{\sum_{k=1}^n W_k \delta_{k1}^2}$$

1 : premier mode

k : indice de l'étage

n : nombre total d'étage

K	$W_k (t)$	$\delta_k \text{ cmg}$	$\delta_k^2 \text{ cmg}$	$\delta_k \text{ trans}$	$\delta_k^2 \text{ trans}$
1	280	0,00079	$6,24 \cdot 10^{-7}$	0,00059	$0,348 \cdot 10^{-6}$
2	263,78	0,0067	$4,489 \cdot 10^{-5}$	0,0042	$0,17 \cdot 10^{-4}$
3	263,78	0,0172	$2,96 \cdot 10^{-4}$	0,0109	$1,166 \cdot 10^{-4}$
4	259,4	0,0304	$9,241 \cdot 10^{-4}$	0,0190	$3,61 \cdot 10^{-4}$
5	259,4	0,0459	$21,068 \cdot 10^{-4}$	0,0280	$7,84 \cdot 10^{-4}$
6	259	0,0611	$37,332 \cdot 10^{-4}$	0,038	$14,44 \cdot 10^{-4}$

$$T_{1L} = 22,864 \quad , \quad T_{1E} = 41,24$$

4) Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen

A chaque période T_i correspond un facteur d'amplification D_i donné en fonction de la nature et cela par le spectre de réponse figure 4 RPA page 17

$$T_{1L} = 0,49 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_{1L} = 1,75$$

$$T_{1E} = 0,38 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad D_{1E} = 1,60$$

5) Évaluation des forces sismiques

$$F_k = \Gamma W_k (A D B Q) \delta_k$$

* où A est le coefficient d'accélération de zone lu sur le tableau de l'annexe 1 du RPA : zone II, groupe 2 $\Rightarrow A = 0,15$

* où B est le facteur de comportement de la structure, dépend du type de structure et de la nature des ses contreventements lu sur le tableau 2 page 22 RPA

ossature contreventée par voiles $B = \frac{1}{5}$

* où Q est le facteur de qualité, dépend de la qualité du système de contreventement la structure

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

- | | | | |
|-----------|---|----------|-------------|
| - P_1 : | condition minimale de files portenses , | observée | $P_1 = 0$ |
| - P_2 : | surabondance en plan | " " | $P_2 = 0$ |
| - P_3 : | symétrie en plan | , non " | $P_3 = 0,1$ |
| - P_4 : | régularité en élévation | " " | $P_4 = 0,1$ |
| - P_5 : | contrôle des matériaux | observée | $P_5 = 0$ |
| - P_6 : | contrôle de la qualité de la construction | " " | $P_6 = 0$ |

$$Q = 1,2$$

a) Valeurs de F_k sens longitudinal.

K	Γ	W_k (t)	ABDQ	δ_k	F_k (t)
1	22,864	280	0,063	0,00079	0,308
2	"	263,78	"	0,0067	2,48
3	"	263,78	"	0,0172	6,32
4	"	259,4	"	0,0304	11,008
5	"	259,4	"	0,0459	16,624
6	"	259	"	0,0611	21,76

b) Valeurs de F_k sens transversal.

k	Γ	W_k (t)	ABDQ	δ_k	F_k (t)
1	41,24	280	0,0576	0,00059	0,392
2	"	263,78	"	0,005	3,184
3	"	263,78	"	0,0129	8,084
4	"	259,4	"	0,023	14,16
5	"	259,4	"	0,034	20,954
6	"	259	"	0,046	28,296

Etude Au Vent

Les règles NV65 supposent que la direction du vent est horizontale. L'action exercée par le vent sur une des faces d'un élément de parois est considérée comme normale à cet élément.

elle fonction :

- de la vitesse du vent
- de la catégorie de la construction et de ses proportions d'ensemble.
- de l'emplacement de l'élément considéré dans la construction et son orientation par rapport au vent.
- des dimensions de l'élément considéré.
- de la forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

Pression dynamique: L'action élémentaire unitaire p du vent sur une face est donnée par l'expression.

$$p = c \cdot q$$

c : coefficient de pression en fonction des dispositions de la construction.

q : pression dynamique en fonction de la vitesse du vent.

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$$

q_H : pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

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

q_{10} : pression dynamique de base qui s'exerce à une hauteur de 10 m au dessus du sol pour un site normal, sans effet de masque sur un élément dont la plus grande dimension est de 0,5 m.

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

$$H = 17,54 \text{ m}$$

$$q_H = 2,5 \cdot \frac{17,54 + 18}{17,54 + 60} \cdot 70 = 80,5 \text{ Kg/m}^2$$

K_s : coefficient de site $K_s = 1$

K_m : coefficient qui tient compte de l'effet de masque pour construction non masquée:

$$K_m = 1$$

δ : effet des directions, il tient en compte la plus grande dimension offerte au vent, horizontale ou verticale.

$$l = 12,85 \text{ m}$$

$$\delta_T = 0,80 \rightarrow \text{seus transversal}$$

$$L = 24 \text{ m}$$

$$\delta_l = 0,775 \rightarrow \text{seus longitudinal}$$

Action dynamique exercée par le vent :

pour tenir compte de l'effet des actions parallèles à la direction du vent, les pressions dynamiques normales servant au calcul de l'action d'ensemble sont multipliées à chaque niveau par un coefficient de majoration β au moins égal à l'unité.

Le coefficient β est donné par la formule :

$$\beta = \theta (1 + \xi \zeta)$$

ξ : coefficient de réponse en fonction de la période T du mode fondamental d'oscillation.

Les périodes ont déjà été calculées par la méthode de Rayleigh.

$$T_l = 0,49 \text{ s.}$$

$$T_T = 0,38 \text{ s.}$$

$$\xi_l = 0,50$$

$$\xi_T = 0,4$$

ζ : coefficient de pulsation déterminé à chaque niveau considéré en fonction de sa cote au dessus du sol.

par une échelle fonctionnelle on prend $\zeta = 0,36$

θ : coefficient global dépendant du type de construction

$$\theta = 1$$

$$\beta_l = \theta (1 + \xi_l \cdot \zeta) = 1,14$$

$$\beta_T = \theta (1 + \xi_T \cdot \zeta) = 1,18$$

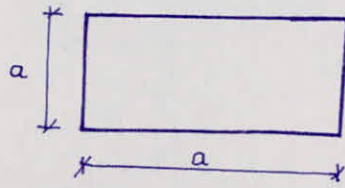
$$\beta_l = 1,14 \quad \text{et} \quad \beta_T = 1,18$$

Calcul du coefficient de Pression :

Le rapport des dimensions λ

$$\lambda_a = \frac{h}{a}$$

$$\lambda_b = \frac{h}{b}$$



$$\lambda_a = \frac{17,54}{24} = 0,74$$

$$0,5 \leq \lambda_a \leq 2,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1.$$

$$\lambda_b = \frac{17,54}{12,85} = 1,37$$

$$0,5 \leq \lambda \leq 2,5 \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

Action extrême : * face au vent $C_e = +0,8$ ($\forall \gamma_0$)

* face sous le vent $C_e = -(1,3 \gamma_0 - 0,8) = -(1,3 \cdot 1 - 0,8) = -0,5$

* pression + succion = $0,8 - (-0,5) = 1,3$.

Charge du vent : $P_R = K_s \cdot K_m \cdot \delta_L \cdot q_H \cdot C \cdot \beta_R = 1 \cdot 1 \cdot 0,775 \cdot 80,5 \cdot 1,3 \cdot 1,14 = 92,46$

$P_T = K_s \cdot K_m \cdot \delta_T \cdot q_H \cdot C \cdot \beta_T = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 80,5 \cdot 1,3 \cdot 1,18 = 98,79 \text{ Kg/m}^2$

La charge par mètre linéaire : $Q_R = 92,46 \times 12,85 = 1188 \text{ Kg/ml}$

$Q_T = 98,79 \times 24 = 2371 \text{ Kg/ml}$

niveau	$F_p(t)$	$\Sigma F_p(t)$	$F_T(t)$	$\Sigma F_T(t)$
V	3,267	3,267	6,520	6,520
IV	3,635	6,902	7,255	13,775
III	3,635	10,537	7,255	21,03
II	3,635	14,172	7,255	28,285
I	3,029	17,201	6,046	34,33

Etude de la torsion

L'ossature de notre bâtiment présente une dissymétrie dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

Le centre de torsion à un niveau donné ne coïncide pas avec le centre géométrique du plancher situé à ce niveau, donc il est nécessaire de prendre les efforts de torsion correspondants

Centre de gravité : C_g

Les coordonnées du centre de gravité C_g pour les différents planchers est donné par :

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

x_i : distance entre l'axe x et le centre de gravité de la surface considérée

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

y_i : distance entre l'axe y et le centre de gravité de la surface considérée

M_i : masse de la surface considérée

Centre de Torsion : C_t

Le centre de torsion est défini par la propriété caractéristique suivante :

La résultante des actions horizontales exercées sur les supports des planchers passe par le centre de torsion pour toute translation de ceux-ci.

Les coordonnées du centre de torsion sont données par la formule suivante :

$$x_t = \frac{\sum R_{jy} x_j}{\sum R_{jy}}, \quad y_t = \frac{\sum R_{jx} y_j}{\sum R_{jx}}$$

- R_j : rigidité relative de l'élément j
- x_j : distance entre l'axe x et l'élément j
- y_j : distance entre l'axe y et l'élément j

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit.

niveau	x_g (m)	x_t (m)	y_g (m)	y_t (m)	e_x	e_y
RDC	12	11,91	7,17	6,03	0,09	1,14
1 ^{er} étage	12	11,91	7,17	6,03	0,09	1,14
2 nd étage	12,17	11,91	7,16	5,99	0,26	1,17
3 rd étage	12	11,98	7,08	5,95	0,02	1,13
4 th étage	12	11,91	7,08	5,95	0,09	1,13
Terrasse	12	11,91	6,77	5,95	0,09	1,13

L'excentricité théorique maximale entre c_t et c_g est de 1,17m soit un pourcentage 4,8% de la longueur du bâtiment ($L=24$ m)

Effet de la torsion due au séisme.

Pour le cas du séisme le CTC impose de considérer une torsion d'ensemble pour toutes les structures comportant des planchers rigides dans leurs plans en supposant qu'à chaque niveau et dans chaque direction la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs.

- 5% de la dimension la plus grande du bâtiment

$$L = 24 \text{ m.}$$

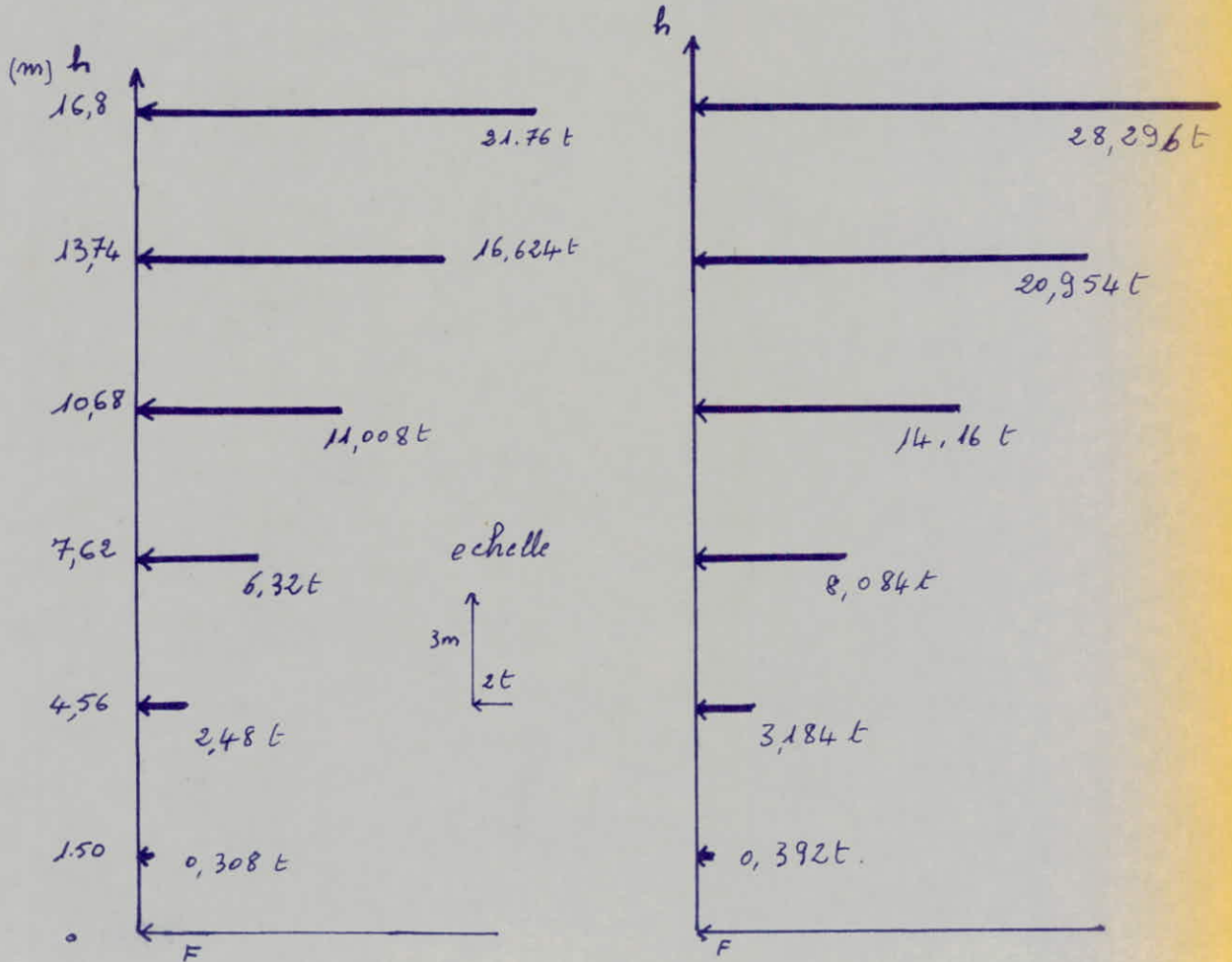
- excentricité théorique résultant du plan.

$$e_{th} = 4,8\% < 5\%$$

on prend donc $e = 5\% L = \frac{5}{100} \cdot 24 = 1,2 \text{ m.}$ $e = 1,20 \text{ m}$

Remarque: Vu que les forces sismiques sont plus défavorables que celles du vent, on va calculer notre bâtiment avec les forces sismiques pour les efforts horizontaux.

Diagrammes des forces sismiques:



sens longitudinal

sens transversal.

**REPARTITION
DES
EFFORTS**

Etude Contreventement.

1. Introduction :

L'étude du contreventement d'un bâtiment consiste à distribuer les forces horizontales entre les éléments résistants capables s'ils étaient isolés de véhiculer les forces jusqu'aux fondations.

La distribution des forces horizontales entre les éléments résistants s'effectue avec l'hypothèse de l'Indéformabilité de tous les planchers. Seulement les méthodes élastiques ne réalisent cette condition que pour l'étage le plus élevé. Ce qui veut dire en d'autres termes qu'il est à admettre que la variation en fonction de l'altitude des forces extérieures agissant sur un élément se doit peu affaiblir de celle de la force extérieure globale.

Etant donné que notre structure comporte des portiques et des voiles, nous sommes amenés à vérifier l'existence ou non de l'interaction "voiles-portiques" et cela en se référant à condition du R.P.A qui donne dans l'article survenu dans le rectificatif du R.P.A 81 version 83 dans la partie "Règle de Conception et de Calcul des ouvrages résistants aux séismes". A la page "6" paragraphe "ossature" ditant :

" Il faut vérifier l'ossature pour une déformation horizontale égale à $\frac{1}{8}$ fois la déformation supposée linéaire du système de contreventement pour l'action des forces statiques spécifiques.

" Un moyen pratique de vérifier s'il est nécessaire ou non de tenir compte de l'interaction "voiles-portiques" est d'utiliser la condition de Fixité des nœuds du code modèle C.E.B. F.I.P. pour un nombre d'étages ≥ 4 :

$$h_{tot} \sqrt{\frac{F_v}{E \cdot J}} \leq 0,6$$

- h_{tot} : hauteur du dessus de la base.
- F_v : Σ charges verticales en services (G+F)
- E : béton $3 \cdot 10^6 T/m^2$.
- J : Inertie des voiles de contreventement dont la rigidité est la plus faible. (A réduire en multipliant par β).
- β réduit est dû au fait qu'il faut tenir compte des déformations non linéaires en cas de séisme.

Pour notre structure

$$J = 0,071 \text{ m}^4$$

$$h_{tot} = 17,54 \text{ m}$$

$$F_v = 1586 \text{ t}$$

$$\beta = \frac{1}{5} \Rightarrow h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E \cdot J}} = 3,48 > 0,6.$$

\Rightarrow "Interaction" voiles - portiques existe.

Etant donné l'existence de l'interaction "voiles - portiques", notre système de contreventement pour notre ossature sera "un système de contreventement mixte". Les portiques seront étudiés non seulement sous les charges verticales mais aussi sous les charges horizontales. Il suffit alors de trouver une méthode de répartition des efforts globaux horizontaux dans un système de contreventement mixte.

2. Méthodes de répartition des efforts globaux horizontaux dans un système de contreventement mixte :

a) Méthode Approchée :

C'est la méthode de Bigalov et Marius Divers. Elle est applicable pour les structures comportant des hauteurs à étages constants, des ouvertures dans les voiles identiques, c.à.d une structure présentant des caractéristiques géométriques constantes au niveau des systèmes de contreventements.

b) Méthode Exacte : b₁ : Méthode passant par les matrices de rigidité / des matrices de flexibilité.

b₂ : Méthode de Fuentes : elle consiste à utiliser les itérations

successives amenant à corriger les déplacements au niveaux dans chaque direction du système du système de contreventement. Elle essaie de rapprocher les calculs aux comportements réels de la structure.

c/ Méthode des 120% : c'est une méthode qui consiste à répartir l'effort global entre les voiles et elle ajoute 20% de l'effort global que répartira entre les portiques.

Elle entraîne alors un léger surdimensionnement des portiques "Poutres et poteaux" qui est le prix de l'ignorance du comportement réel de la structure et surtout du "Problème sismique".

C'est cette méthode que l'on utilisera pour la répartition de l'effort global horizontal dans le système de contreventement de notre structure. Une fois les efforts distribués, chaque élément reprendra l'effort qui lui revient.

Dans cette partie "Etude de contreventement" nous étudierons les refends qui assurent le contreventement. Pour les portiques, ils seront étudiés dans la partie qui suit "Etude des portiques". En conclusion, dans la suite de cette partie sera présentée l'étude des refends et le calcul de leurs ferrailage.

3. Hypothèses de Calcul Pour la distribution des efforts d'ensemble sur les Refends.

- Les refends ont une inertie constante sur toute la hauteur ou suivant une même loi de variation.

- Dans le cas de l'existence d'une ou plusieurs files d'ouvertures. On fera appel à la notion de l'énergie d'équivalence.
 - Les refends sont parfaitement encastés à leurs bords.
 - Les planchers sont indéformables dans le plan horizontale.
- Les hypothèses sont vérifiées pour notre bâtiment, on peut appliquer cette méthode.

IV. Distribution des efforts d'ensemble dans les refends :

Dans cette méthode nous supposons que la raideur à la torsion est nulle pour chaque refend.

- L'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide pouvant présenter une raideur à la torsion. On admet pour cela qu'au niveau de la jonction de deux refends perpendiculaires il y a création des fissures et qu'il n'existe pas d'armature de couture réalisant une parfaite jonction, donc les efforts ne se transmettent d'un refend à l'autre, en d'autres termes l'étude sera menée tout comme s'il s'agissait de plusieurs refends juxtaposés sans liaison.
- Si la résultante des forces extérieures ne passe pas par le centre de torsion l'effort sur chaque refend est proportionnel à son inertie notée H^2 effectivement supposant les planchers indéformables, tous les refends subiront le même déplacement.
- Si au contraire la résultante des forces extérieures ne passe pas par le centre d'inertie, il y a addition des effets supplémentaires notés H^2 dus à l'existence d'un moment de torsion engendré par le décalage du centre élastique et du centre de masse.
- Il est à remarquer que pour certains refends et ceci à cause de leur position sur le centre des inerties, la rotation aura pour effet de soulager la translation. Tandis que pour d'autres à l'accroître.
- La somme des effets ainsi distribués sur les voiles est égale à la résultante des forces extérieures appliquées au niveau, mais étant donné que le règlement stipule que l'excentricité e doit être considérée une fois à droite et une fois à gauche du centre de torsion, la somme des effets de la load dans les voiles sera évidemment supérieur à l'effort total appliqué. à noter que l'effort de calcul pour une voile donnée est l'effort le plus défavorable qui peut lui être appliqué.

Notation : $\bar{H} = T$

H'_{xj} = effort de translation sur l'élément j suivant $x-x$

$$H'_{xj} = \frac{\bar{H}_x \cdot I_j^{yy}}{\sum I_j^{yy}}$$

H'_{yj} = effort de translation sur l'élément j suivant $y-y$

$$H'_{yj} = \frac{H_y \cdot I_j^{xx}}{\sum I_j^{xx}}$$

H''_{jx} = effort supplémentaire dû à la rotation sur l'élément j suivant $x-x$

$$H''_{jx} = \frac{\bar{M} \cdot y_j \cdot I_j^{yy}}{J}$$

H''_{jy} = effort supplémentaire dû à la rotation sur l'élément j suivant $y-y$

$$H''_{jy} = \frac{\bar{M} \cdot x_j \cdot I_j^{xx}}{J}$$

Avec $\bar{M} = H \cdot e$ e : excentricité.

et $J = \sum I_j^{yy} + \sum I_j^{xx}$

x_j } distance du C.G. de
 y_j } l'élément j au centre de
 Torsion

Pour le moment \bar{M} , on fait intervenir l'effort de forces horizontales dans un sens et dans l'autre.

L'effort total sur l'élément j sera

$$H_j = H'_j + H''_j$$

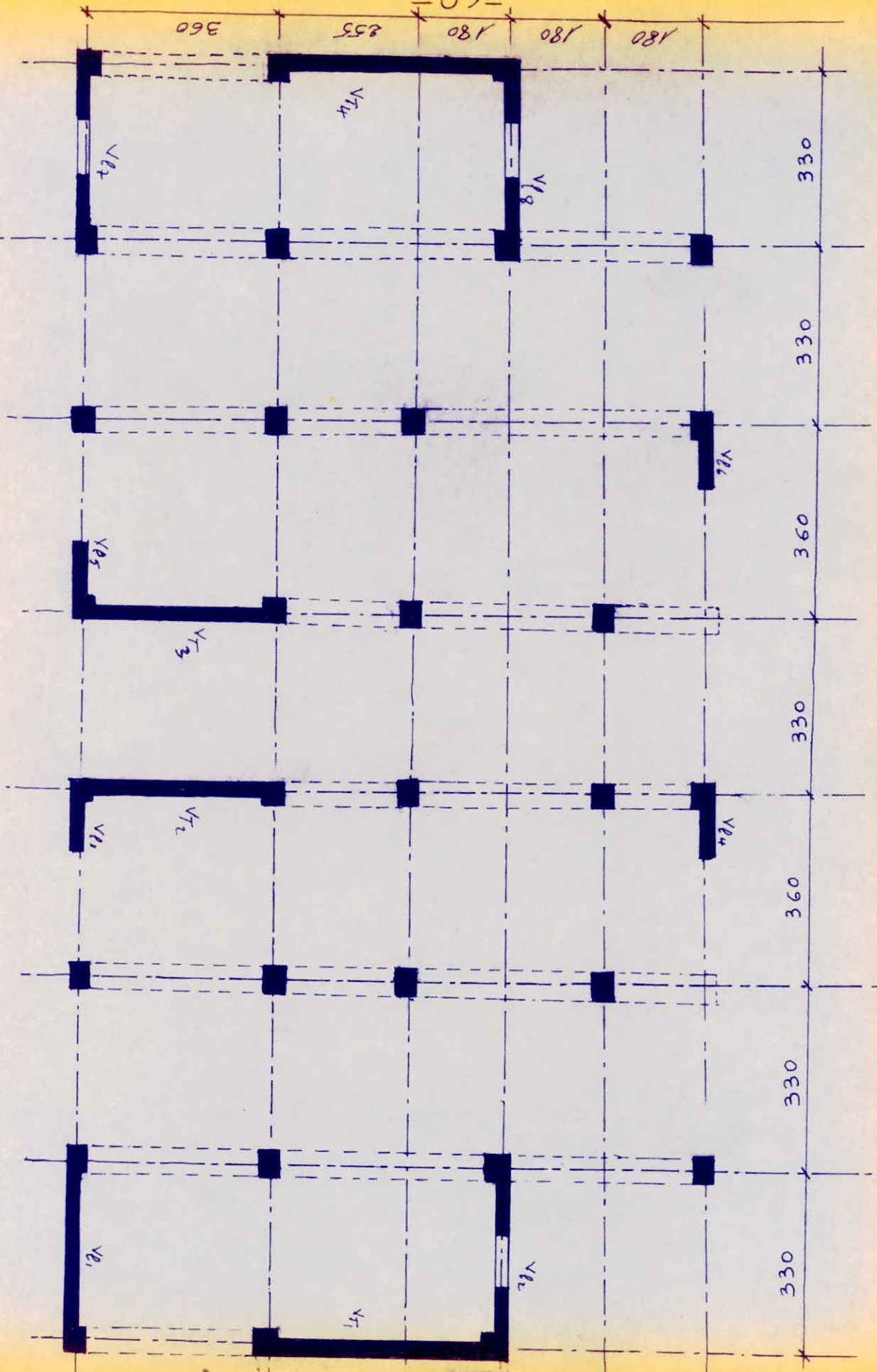
Distribution de l'effort tranchant :

Vu le volume important des calculs et leurs caractères répétitifs, nous avons préféré présenter tous les résultats sous forme de tableaux. Les tableaux qui suivront cette étude représenteront le % de la distribution d'une force extérieure de 100 t que reprend chaque nef et ceci une fois suivant $x-x$ avec $H_x = 100$ t et $H_y = 0$ et une autre suivant $y-y$ avec $H_y = 100$ t et $H_x = 0$.

La force globale de niveau sera distribuée suivant % sur chaque voile. Pour une section de voile cette force ou cet effort représentera l'effort tranchant en chaque niveau pour chaque voile cette étude sera menée pour les différents plateaux

$$H = H \cdot e = 100 \times 1,2 = 120 \text{ t.m.}$$

69



360

855

180

180

180

330

330

360

330

360

330

330

V9

V8

V7

V6

V5

V4

V3

V2

V1

V1

V2

V3

Niveau R.D.C. of 1^{er} étage :

Valeurs	I _x	I _y	x	y	I _x ²	I _y ²	I _{xy}	x'	y'	I _x ' ²	I _y ' ²	Translation		Rotation		Total	
												H _x	H _y	H _x	H _y		
V ₁	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₂	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₃	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₄	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₅	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₆	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₇	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₈	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₉	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₀	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₁₁	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₂	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₃	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₁₄	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₅	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₆	1,676	0,15	0,78	2,15	1,673	-6,22	1,673	10,1	10,1	10,1	10,1	1,676	1,676	0,74	0,74	24,542	35,32
V ₁₇	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65
V ₁₈	0,989	10,35	0,74	10,1	7,474	1,73	7,474	10,65	10,65	10,65	10,65	1,676	1,676	0,74	0,74	31,445	18,65

Niveau : 2^e étage :

Vois	Ix	Iy	x	y	I _x ²	I _y ²	x'	y'	I _x ' ²	I _y ' ²	Translation		Rotation		Total	
											H _x '	H _y '	H _x ''	H _y ''	H _x	H _y
V ₁	1,676	/	0,15	/	0,352	/	-13,32	/	292,912	/	/	31,445	/	-4,792	/	31,445
V ₂	0,989	/	10,35	/	10,236	/	-3,02	/	9,02	/	/	18,555	/	-0,646	/	18,555
V ₃	0,989	/	13,65	/	10,533	/	0,28	/	0,075	/	/	18,555	/	0,06	/	18,615
V ₄	1,676	/	23,85	/	39,973	/	10,48	/	184,076	/	/	31,445	/	3,8	/	35,245
V ₁	/	0,778	/	2,15	/	1,678	/	-6,28	/	30,003	/	24,542	/	-0,45	/	24,542
V ₂	/	0,74	/	10,1	/	7,474	/	1,74	/	2,241	/	23,343	/	0,278	/	23,621
V ₃	/	0,045	/	2,15	/	0,0925	/	-6,21	/	1,658	/	1,356	/	-0,057	/	1,356
V ₄	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,34	/	1,226	/	1,356	/	0,049	/	1,403
V ₅	/	0,045	/	2,15	/	0,925	/	-6,21	/	1,658	/	1,356	/	-0,054	/	1,356
V ₆	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,34	/	1,226	/	1,356	/	0,049	/	1,405
V ₇	/	0,74	/	2,15	/	1,591	/	-6,21	/	28,537	/	23,343	/	-0,994	/	23,343
V ₈	/	0,74	/	10,1	/	7,474	/	1,74	/	2,241	/	23,343	/	0,278	/	23,621

niveau 3^e et 4^e étage :

Voiles	I_x	I_y	x	y	$I_x \cdot x$	$I_y \cdot y$	x'	y'	$I_x \cdot x'^2$	$I_y \cdot y'^2$	Translation		Rotation		Total	
											H_x	H_y	H_x''	H_y''	H_x	H_y
V_{T1}	1,676	/	0,15	/	0,251	/	-12,95	/	281,07	/	/	31,444	/	-4,71	/	31,444
V_{T2}	0,989	/	10,35	/	0,236	/	-2,85	/	8,033	/	/	18,55	/	-0,612	/	18,55
V_{T3}	0,989	/	13,65	/	13,499	/	0,45	/	0,200	/	/	18,55	/	0,096	/	18,646
V_{T4}	1,676	/	23,85	/	39,972	/	10,65	/	184,07	/	/	31,444	/	3,875	/	35,319
V_{L1}	/	0,778	/	2,15	/	1,673	/	-6,13	/	29,92	24,54	/	-1,035	/	24,54	/
V_{L2}	/	0,74	/	10,1	/	7,474	/	1,82	/	2,45	23,34	/	0,29	/	23,63	/
V_{L3}	/	0,045	/	2,15	/	0,092	/	-6,13	/	1,62	1,36	/	-0,57	/	1,36	/
V_{L4}	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,42	/	1,26	1,36	/	0,051	/	1,411	/
V_{L5}	/	0,045	/	2,15	/	0,092	/	-6,13	/	1,62	1,36	/	-0,57	/	1,36	/
V_{L6}	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,42	/	1,26	1,36	/	0,051	/	1,411	/
V_{L7}	/	0,74	/	2,15	/	1,591	/	-6,13	/	27,8	23,34	/	-0,985	/	23,34	/
V_{L8}	/	0,74	/	10,1	/	7,474	/	1,82	/	2,45	23,34	/	0,29	/	23,63	/

niveau Terrasse:

Voies	Ix	Iy	x	y	Ix·x	Iy·y	x'	y'	Ix·x' ²	Iy·y' ²	translation		Rotation		Total	
											Hx	Hy	Hx'	Hy'	Hx	Hy
V _{T1}	1,676	/	0,15	/	0,251	/	-12,95	/	281,07	/	/	31,444	/	-4,794	/	31,444
V _{T2}	0,989	/	10,35	/	10,236	/	-285	/	8,033	/	/	18,55	/	-0,622	/	18,55
V _{T3}	0,989	/	13,65	/	13,499	/	0,45	/	0,200	/	/	18,55	/	0,098	/	18,648
V _{T4}	1,676	/	23,85	/	39,972	/	10,65	/	190,09	/	/	31,54	/	3,942	/	35,386
V _{L1}	/	0,778	/	2,15	/	1,673	/	-5,82	/	26,353	24,54	/	-1,000	/	24,54	/
V _{L2}	/	0,74	/	10,11	/	7,474	/	2,13	/	3,357	23,34	/	0,348	/	23,688	/
V _{L3}	/	0,045	/	2,15	/	0,092	/	-5,82	/	1,457	1,36	/	-0,055	/	1,36	/
V _{L4}	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,73	/	1,412	1,36	/	0,054	/	1,414	/
V _{L5}	/	0,045	/	2,15	/	0,092	/	-5,82	/	1,457	1,36	/	-0,055	/	1,36	/
V _{L6}	/	0,045	/	13,7	/	0,589	/	5,73	/	1,412	1,36	/	0,054	/	1,414	/
V _{L7}	/	0,74	/	2,15	/	1,591	/	-5,82	/	25,065	23,34	/	-0,95	/	23,34	/
V _{L8}	/	0,74	/	10,1	/	7,474	/	2,13	/	3,357	23,34	/	0,348	/	23,688	/

Efforts Horizontaux en chaque refend à
chaque niveau. (t)

Vailes Niveau	V_{T1}	V_{T2}	V_{T3}	V_{T4}	V_{P1}	V_{P2}	V_{P3}	V_{P4}	V_{P5}	V_{P6}	V_{P7}	V_{P8}
16,80	8,887	5,245	5,276	10,013	5,340	5,155	0,30	0,308	0,30	0,308	5,085	5,155
13,74	6,589	3,887	3,907	7,401	4,08	3,928	0,226	0,235	0,226	0,235	3,88	3,928
10,68	4,452	2,627	2,640	5,001	2,701	2,601	0,15	0,155	0,15	0,155	2,569	2,601
7,62	2,542	1,499	1,505	2,849	1,551	1,493	0,086	0,089	0,086	0,089	1,475	1,493
4,56	1,001	0,590	0,594	1,124	0,608	0,584	0,034	0,035	0,034	0,035	0,379	0,584
1,50	0,123	0,073	0,073	1,138	0,075	0,072	0,004	0,004	0,004	0,004	0,072	0,072

Efforts tranchants
(t.1)

Voiles niveau	VT1	VT2	VT3	VT4	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7	VL8
16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13,74	8,89	5,24	5,28	10,01	5,34	5,155	0,30	0,308	0,30	0,308	5,08	5,155
10,68	15,48	9,132	9,18	17,41	9,42	9,08	0,53	0,54	0,53	0,54	8,97	9,08
7,62	19,93	11,759	11,82	22,42	12,12	11,68	0,68	0,70	0,68	0,70	11,53	11,68
4,56	22,47	13,26	13,33	25,26	13,67	13,18	0,76	0,79	0,76	0,79	13,01	13,18
1,50	23,47	13,85	13,92	26,39	14,28	13,76	0,80	0,82	0,80	0,82	13,59	13,76
0,00	23,59	13,92	13,99	26,53	14,36	13,83	0,8	0,83	0,8	0,83	13,66	13,83

Moments flechissants
(t.m)

Voiles niveau	VT1	VT2	VT3	VT4	VL1	VL2	VL3	VL4	VL5	VL6	VL7	VL8
16,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
13,74	27,2	16,03	16,77	30,63	16,34	15,77	0,92	0,94	0,92	0,94	15,54	15,37
10,68	74,57	43,67	44,25	83,91	45,17	43,56	2,54	2,88	2,54	2,88	42,99	43,56
7,62	135,53	79,65	80,42	152,51	82,25	79,30	4,62	5,03	4,62	5,03	78,27	79,30
4,56	204,29	120,23	121,21	229,81	124,08	119,63	6,95	7,44	6,95	7,44	118,09	119,63
1,50	276,11	162,65	163,80	310,56	167,78	161,74	9,39	9,95	9,39	9,95	159,67	161,74
0,00	311,50	183,49	184,79	350,36	189,32	182,48	10,59	11,20	10,59	11,20	180,16	182,48

-76-
Efforts Verticaux Dans les Voiles

niveau (m)	VT ₁		VT ₂		VT ₃		VT ₄		VT ₅		VT ₆	
	G	P	G	P	G	P	G	P	G	P	G	P
16,80	6,512	1,14	20,24	1,43	20,24	1,43	6,51	1,14	8,96	2,58	6,47	0,69
13,74	21,69	2,99	31,96	3,75	31,96	3,75	21,69	2,92	25,99	5,73	19,86	2,08
10,68	34,84	4,49	43,69	6,08	43,69	6,08	34,88	4,49	42,81	8,85	33,34	2,84
7,62	47,98	5,99	55,41	8,41	55,41	8,41	47,98	5,99	59,74	11,99	46,77	4,28
4,56	61,11	7,48	67,14	10,73	67,14	10,73	61,11	7,48	76,66	15,12	59,42	5,86
1,50	74,09	8,98	83,79	16,71	83,79	16,71	74,09	8,98	93,59	18,22	72,85	7,15
0,00	77,58	8,98	86,76	16,71	86,72	16,71	77,58	8,98	96,52	18,22	75,76	7,15

niveau (m)	VT ₃		VT ₄		VT ₅		VT ₆		VT ₇		VT ₈	
	G	P	G	P	G	P	G	P	G	P	G	P
16,80	1,58	0,21	2,23	0,39	1,58	0,27	4,78	0,58	8,96	2,58	6,47	0,69
13,74	7,30	0,99	6,66	0,78	7,30	0,99	15,63	1,63	25,99	5,73	19,86	2,08
10,68	13,02	1,59	11,09	1,17	13,02	1,59	26,48	2,68	42,81	8,85	33,34	2,84
7,62	18,74	2,19	15,52	1,56	18,74	2,19	39,74	4,34	59,74	11,99	46,77	4,28
4,56	24,46	2,79	19,95	1,95	24,46	2,79	53,00	6,00	76,66	15,12	59,42	5,86
1,50	30,18	3,39	24,37	4,63	30,18	3,39	66,66	7,66	93,59	18,22	72,85	7,15
0,00	31,53	3,39	25,27	4,63	31,53	3,39	67,6	7,66	96,52	18,22	75,76	7,15

Combinaison Des Efforts Dans les Voiles

Les voiles à étudier sont les suivants :

$(VT_1 ; VT_4)$	$0,20 \times 4,65$	sans ouvertures
$(VT_2 ; VT_3)$	$0,20 \times 3,90$	sans ouvertures
(VL_1)	$0,20 \times 3,90$	sans ouvertures.
(VL_2, VL_7, VL_8)	$0,20 \times 3,90$	avec 1 file d'ouvertures.
$(VL_3 ; VL_4 ; VL_5 ; VL_6)$	$0,20 \times 1,40$	sans ouvertures.

Les combinaisons prises en compte sont du premier genre et du deuxième genre.

$$NS_1 = G + 1,2P \quad 1^{er} \text{ genre.}$$

$$\left. \begin{aligned} NS_2 &= G + P + E \\ NS_3 &= 0,8G + E \\ NS_4 &= 0,8G - E \end{aligned} \right\} 2^{er} \text{ genre}$$

Combinaisons des efforts normaux.

voies niveau	VT1				VT2				V21				V27				V26			
	NS1	NS2	NS3	NS4	NS1	NS2	NS3	NS4	NS1	NS2	NS3	NS4	NS1	NS2	NS3	NS4	NS1	NS2	NS3	NS4
16.80	7.88	7.65	5.21	5.21	21.95	21.66	16.19	16.19	12.05	11.54	7.17	7.17	12.05	11.54	7.17	7.17	5.47	5.36	3.82	3.82
13.74	25.28	24.68	17.35	17.35	36.46	35.71	25.57	25.57	32.86	31.72	20.79	20.79	32.86	31.72	20.79	20.79	17.58	17.26	12.5	12.5
10.68	40.23	39.33	27.87	27.87	50.98	49.77	34.95	34.95	53.49	51.72	34.9	34.9	53.43	51.66	34.29	34.29	29.69	29.16	21.18	21.18
7.62	55.17	53.97	38.38	38.38	65.50	63.82	44.33	44.33	74.13	71.73	47.79	47.79	74.13	71.73	47.73	47.73	44.95	44.08	31.79	31.79
4.65	70.08	68.59	48.89	48.89	80.02	77.87	53.71	53.71	94.8	91.78	61.33	61.33	94.8	91.78	61.33	61.33	60.2	59.00	42.4	42.4
1.50	84.86	83.07	59.27	59.27	103.84	100.5	67.03	67.03	115.45	111.81	74.84	74.84	115.45	111.81	74.87	74.87	75.45	73.92	53.01	53.01
0.00	89.35	86.56	62.06	62.06	106.83	103.49	69.42	69.42	118.38	114.74	77.21	77.21	118.38	114.74	77.21	77.21	76.79	75.26	54.01	54.01

**CALCUL
DU
FERRAILLAGE**

Calcul Des Refends.

Les refends assurant le contreventement de notre bâtiment sont dans le sens longitudinal au nombre de 8 et dans le sens transversal au nombre de 4 dont trois à une file d'ouvertures.

Pour le calcul, nous utilisons la méthode élaborée par M.M. ALBIGES et GOULET, se rapportant à une file d'ouvertures.

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

Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme repartis le long de la fibre moyenne de chaque trumeau.

Les trumeaux subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.

Nous exposons dans chaque partie l'étude théorique donnant

- Sollicitation dans les linteaux
- Sollicitation dans les trumeaux
- Ferrailage des linteaux
- Ferrailage des trumeaux.

Calcul des refends à une file d'ouvertures (V_{12}, V_{17}, V_{18}):

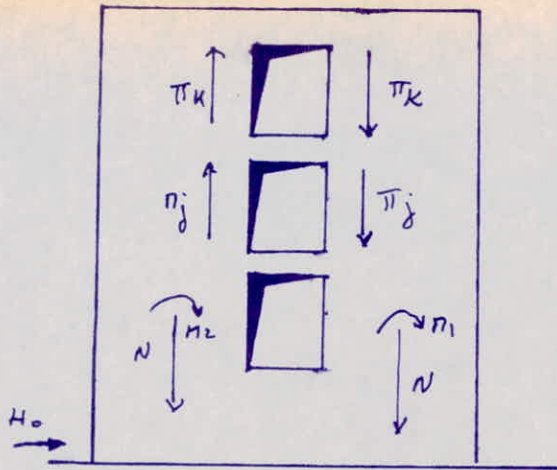
Les refends étant à une file d'ouvertures lors de la détermination de leurs inerties équivalentes, nous avons calculé un coefficient α appelé degré de concordance. Pour chaque voûte est supérieur à 10. Selon la définition Marius ($\alpha > 10$)

Les refends ont de petites ouvertures comme pratiquement monolithique.

Dans ce cas les refends seront calculés comme des refends pleins, mis à part bien sûr le calcul des linteaux qui pour les petites ouvertures sont très sollicités par les forces extérieures.

1) Sollicitation dans linteaux:

Les sollicitations dans les linteaux sont provoquées par les charges et les surcharges verticales transmises par les planchers qui reposent sur les refends, et d'autre part les forces prismiques horizontales.



L'action des efforts horizontaux provoque au niveau, des linteaux un effort tranchant π

$$\pi_j = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot \phi_j$$

pour $\alpha > 10$: refend à petites ouvertures.

$$\phi_j = 1 - \xi \quad \text{ou} \quad \xi = \frac{z}{Z}$$

d'après Marius Divers

$$\pi_j = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} (1 - \xi)$$

$$M_1 = M_2 = 0$$

H_0 : effort tranchant à la base du refend considéré

m : moment statique des 2 éléments du refend.

l : hauteur d'étage

I : moment d'inertie du refend (inertie équivalente)

Cette effort tranchant engendre un moment d'encastement

$$M = \pi \frac{a}{2} \quad \text{ou} \quad a = \frac{1}{2} \text{ la longueur d'ouverture.}$$

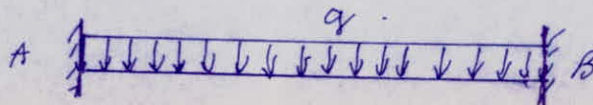
Sous les charges et surcharges (G, P), les linteaux sont calculés comme des poutres encastées à leur extrémités soumises à des charges uniformément réparties.

$$q = N_G + N_P$$

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

$$M_A = M_B = - \frac{q l^2}{12}$$

$$M_t = \frac{q l^2}{24}$$



Remarque : Pour les calculs, les valeurs des efforts engendrés par les forces horizontales et ceux engendrés par les charges verticales figureront sous forme de tableau ainsi que les sollicitations résultantes au niveau de chaque linteau, ceci est dû au caractère répétitif et au volume de calcul non important.

b). Sollicitation dans les trumeaux : Les refends étant considérés

comme monolithiques c.à.d "pleins" ils seront comme tels. Nous ne distribuerons pas les efforts à chaque trumeau mais nous calculerons chaque refend avec son effort tranchant et son moment à la base en plus de l'effort tranchant et l'effort normal supposés agir au centre du refend, donc ne créant pas de moments supplémentaires.

c) Ferrailage des linteaux : Les linteaux sous l'action des moments

fléchissants et l'effort tranchant seront calculés au flexion simple (pierre Charon).

Le sens pouvant changer de sens, il conviendra de ferriller symétriquement les linteaux.

La section d'acier sera évaluée d'après les contraintes résultantes de la combinaison du second genre

$$S_e = G + P + E.$$

Contraintes admissibles:

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5 \times 68,8 = 103,27 \text{ Kg/cm}^2. \quad \text{on prendra } d = 4 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b_0} = 206,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

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

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

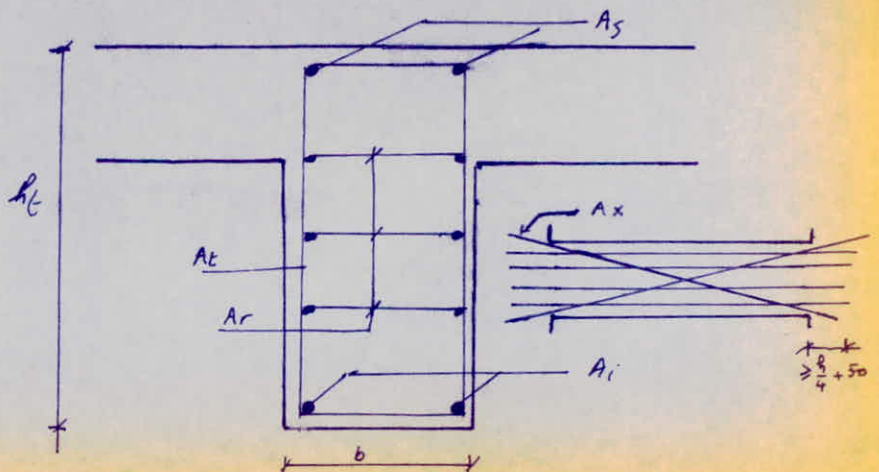
Le R.P.A stipule un ferrailage minimum pour les linteaux tels que :

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

$$A_r \geq 0,002 b \cdot h$$

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

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



d). Ferrailage des refends monolithiques :

Sollicitation : Le refend considéré comme monolithique est sollicité par un moment flechissant et un effort tranchant à la base. A ce moment est associés 2 efforts normaux N_{max} et N_{min} . D'où on calculera le refend avec les sollicitations dues à M et N_{min} car il y a risque de soulèvement et plus grande section d'acier, et on vérifiera la contrainte avec les sollicitations dues à M et N_{max} .

Différents types d'armatures : D'après le R.P.A les voiles doivent comporter des aciers verticaux disposés en 2 nappes et réparties sur toute la longueur du voile. Ils doivent comporter également des aciers horizontaux et des épingles et étriers reliant les deux nappes d'aciers.

- Aciers verticaux et horizontaux : d'après le R.P.A le % minimal :

* $w\% = 0,15\%$ dans chaque direction et chaque nappe si $\sigma_b \leq 0,025 \sigma_{28}$

* $w\% = 0,25\%$ dans chaque direction et chaque nappe si $0,025 \sigma_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma_{28}$

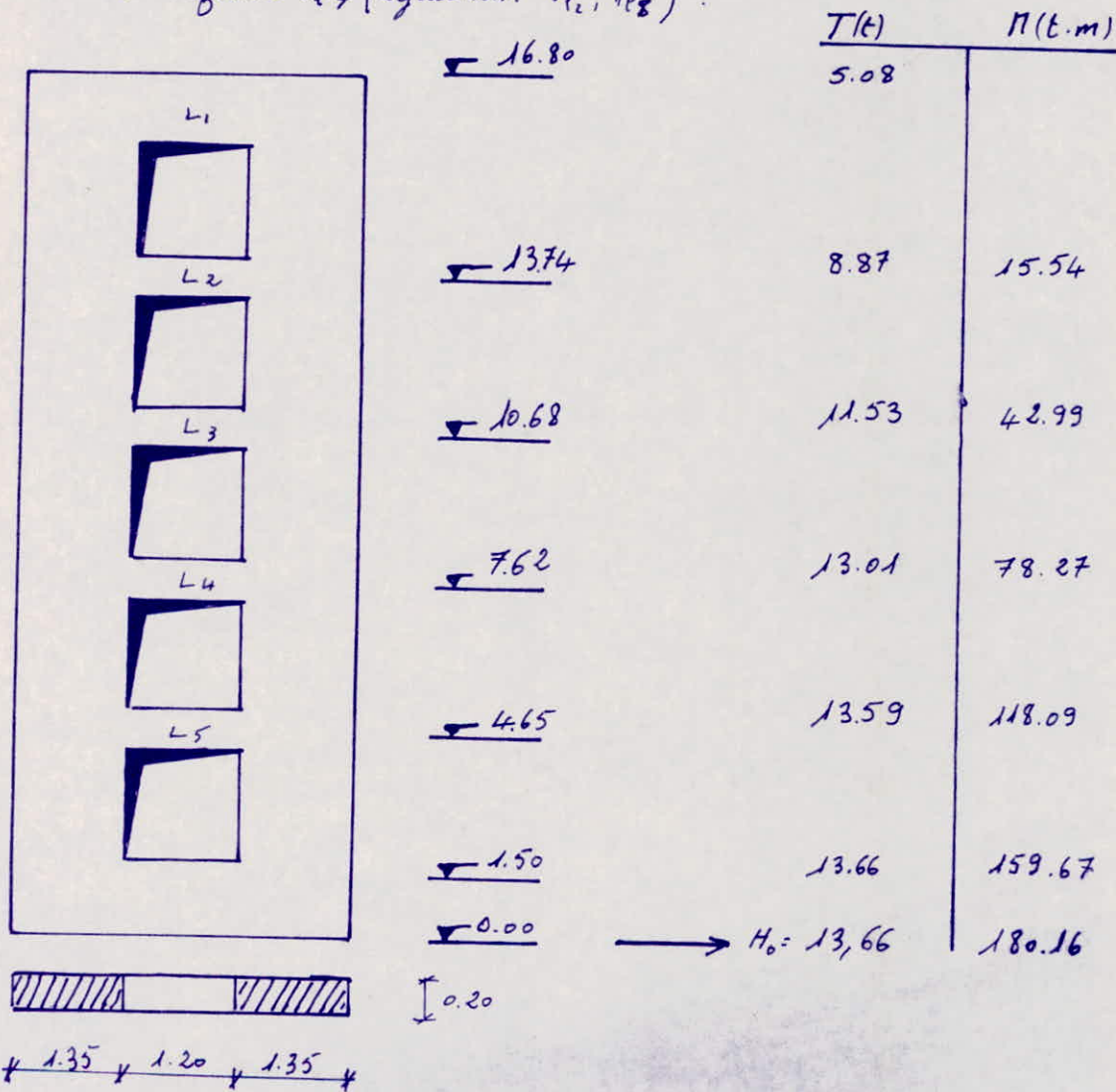
- espacement maximal admissible pour les aciers est pris égal au minimum de $\begin{cases} - 1,5b \\ - 30 \text{ cm} \end{cases}$ b : épaisseur du voile.

- épingles ou étriers : Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles (étriers) au m^2 . De plus les extrémités des voiles doivent être renforcées par des armatures verticales sous forme potelets de $b \times 1,5b$.

Méthode de calcul du Ferrailage : Les voiles seront calculés en flexion composée et d'après les efforts qui sollicitent chaque élément du refend ; nous devons vérifier l'état de contrainte et ferrailler en conséquence. d'après le R.P.A il est possible de

les armatures de traction aux extrémités du voile ou des trumeaux; section minimal du potelet est $4T10$. Vu que le séisme change de sens il est à ferrailer les refends ou les trumeaux symétriquement du fait que les 2 extrémités du voile sont supposées résister à des efforts de traction.
Remarque: Nous ferons un calcul détaillé pour un refend et nous donnerons les résultats et les schémas de ferrailage pour les autres refends.

Etude du Refend V_{P7} (également V_{P2}, V_{P8}):



Caracteristiques:

$H_0 = 13.66 t$
 $m = 0.344 m^3$
 $l = 3.06 m$
 $I = 0.74 m^4$

$\alpha = 59.64$
 $a = 0.6 m$

- efforts Horizontaux :

$$\pi_1 = \pi_i = \frac{H_0 \cdot m \cdot l}{I} \cdot (1 - \xi)$$

$$M_A = \pi_i \times \frac{l}{2}$$

- efforts verticaux :

$$T_2 = q \frac{l}{2} \text{ et}$$

$$M_2 = q \frac{l^2}{12}$$

- efforts totaux :

$$T = T_1 + T_2 \quad \text{et} \quad M_A = M_1 + M_2$$

$$M_B = M_1 - M_2$$

Sollitation dans les Linteaux :

évaluation des efforts engendrés par les forces horizontales :

Linteaux	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅
ξ	1	0.82	0.64	0.45	0.28
$\frac{m \cdot l \cdot H_0}{I}$	19.43	19.43	19.43	19.43	19.43
$\pi (t)$	0.00	3.50	6.99	10.69	12.99
$M (t \cdot m)$	0.00	2.1	4.19	6.41	8.39

évaluation des efforts engendrés par les forces verticales :

Linteaux	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅
$q = G + P$	0,962	0,913	0,913	0,913	0,913
$q \frac{l}{2}$	0.577	0.548	0.548	0.548	0.548
$q \frac{l^2}{12}$	0,115	0,11	0,11	0,11	0,11

Efforts Resultants :

Linteaux	L ₁	L ₂	L ₃	L ₄	L ₅
T	0.577	4.048	7.538	11.238	14.538
M _A	0,115	2,21	4,3	6,52	8,5
M _B	-0,115	1,99	4,08	6,3	8.28

Sollicitations dans les trumeaux

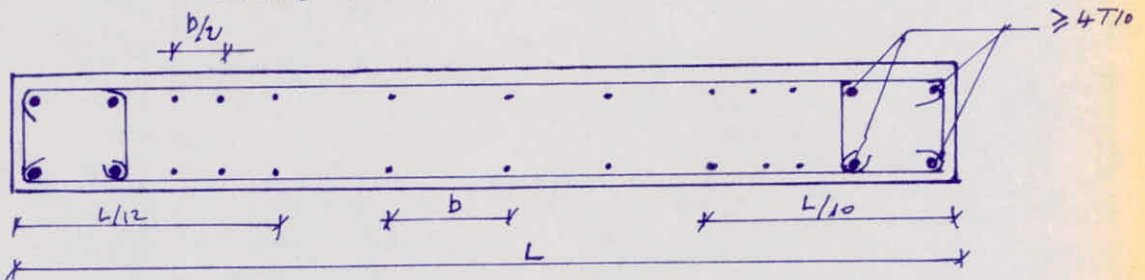
Le voile ayant $\alpha > 10$, il est considéré comme pratiquement un voile plein, on ferraille le refend en entier comme un voile plein qui est sollicité par le moment flechissant global du refend à chaque niveau, son effort tranchant correspondant ainsi que l'effet normal maximal et minimal.

efforts dans le refend V_{R7} plein

niveau efforts	0	1	2	3	4	5	6
N_{max} (t)	118,38	115,45	94,8	74,13	53,43	32,86	12,05
N_{min} (t)	114,74	111,81	91,78	71,13	51,66	31,72	7,17
M (t.m)	180,16	159,67	118,09	78,27	42,99	15,54	1554
T (t)	13,66	13,59	13,01	11,53	8,97	7,08	7,08

Remarque: Pour ce qui du ferrailage des refends, on ferrillera d'abord les linteaux et ensuite les refends pleins (trumeaux).

Prescriptions du RPA pour le ferrailage des refends (voile) article 4.3.3.



Ferrailage des linteaux: Les linteaux ont les caractéristiques géométriques suivantes pour le voile

$$h_t = 146 \text{ cm} \quad d = 4 \text{ cm}$$

$$h = 142 \text{ cm} \quad b = 20 \text{ cm}$$

15M	b	h	h^2 10^3	N^{10}	E	K	σ_b'	σ_a	Adop	Amin	Adop
L1	1,285	20	142	20,164	0,1	0,9951	1000	4,2	0,019	4,26	4,62
L2	3,15	20	142	20,164	1,9	0,9800	235	17,87	0,38	4,26	4,62
L3	6,45	20	142	20,164	3,8	0,9718	162	25,92	0,74	4,26	4,62
L4	9,78	20	142	20,164	5,8	0,9650	128	32,8	1,13	4,26	4,62
L5	12,75	20	142	20,164	7,5	0,9609	37,17	37,17	1,48	4,26	4,62

le tableau a été établi avec $N = \frac{15M}{\sigma_b' \cdot b \cdot h^2}$ $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K}$

$$A = \frac{\sigma_a \cdot E \cdot h}{H} \quad A_{min} \geq 0,0015 b \cdot h = 4,26 \text{ cm}^2$$

niveau 4,64 (L5) : $M_A = 8,5 \text{ t.m}$ $M_B = 8,28 \text{ t.m}$ } en ferraille avec $M = 8,56 \text{ t.m}$

Calcul de A_s : $M_A = 850000 \text{ Kg.cm}$ $\mu = \frac{15 \times 850000}{42000 \cdot 20 \cdot 142} = 7,10^{-3}$

$$E = 0,9621 \quad K = 1,17 > K = 20,34 \rightarrow A' = 0$$

$$A_s = H = \frac{850000}{4200 \cdot 0,9621 \cdot 142} = 1,48 \text{ cm}^2 < A_{min} = 4,26 \text{ cm}^2$$

on prendra 3T14 : $A = 4,62 \text{ cm}^2$

Etait donné que les moments M_A et M_B sont assez proches et qui provient à cause des acier supérieurs, on calcule les aciers avec $M_A > M_B$ et on ferraille réellement car la pèsième peut changer de sens.

$$A' = A_s = 4,62 \text{ cm}^2 \quad (3T14)$$

Armatures de répartition : $A_r \geq 0,002 b \cdot h = 0,002 \cdot 20 \cdot 142 = 5,68 \text{ cm}^2$

on adopte 8T10 : $A = 6,28 \text{ cm}^2$

$$\omega_f = \frac{100 \times A}{100 \times 4,62} = \frac{b \cdot h}{100 \times 4,62} = 0,16$$

$$\left\{ \begin{array}{l} E = 0,9346 \\ K = 61,5 \end{array} \right. \rightarrow$$

Verifications :
- Contraintes :

$$\bar{z} = \varepsilon \cdot h = 0,9346 \times 142 = 132,71 \text{ cm.}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{\bar{z} \cdot A} = \frac{850000}{132,71 \cdot 4,62} = 1385,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 22,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{1,4T}{b \cdot \bar{z}} = \frac{1,4 \times 14,538 \cdot 10^3}{20 \cdot 132,71} = 7,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28}' = 32,4 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b = 7,67 \text{ Kg/cm}^2.$$

- Espacement :

$$\lambda \leq \begin{cases} \bar{E}_1 = 30 \text{ cm.} \\ \bar{E}_2 = 12 \phi = 16,8 \text{ cm} \\ \bar{E}_3 = \frac{h_b}{4} = \frac{146}{4} = 36,5 \text{ cm} \end{cases}$$

On adopte $\lambda = 16 \text{ cm.}$

- Calcul de A_t :

$$\frac{A_t}{\lambda} = \frac{T}{\bar{z} \cdot \sigma_{en}} = \frac{14538}{132,71 \cdot 4200} = 0,026 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0,42 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{t \min} = 0,8 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

On adopte un cadre + un étrier.

- Calcul de A_x : Ces barres sont nécessaires si $\tau_b \geq 0,06 \sigma_{28}'$

$$\tau_b = 7,67 < 0,06 \times \sigma_{28}' = 16,2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\Rightarrow A_x = 0$$

- Condition de non entraînement :

$$\bar{\tau}_d = 2,4 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 2,4 \cdot 1,5 \times 8,85 = 26,55 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\tau_d = \frac{T}{P \cdot \bar{z}} = \frac{14538}{3 \times 1,4 \times \pi \times 132,71} = 8,31 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d.$$

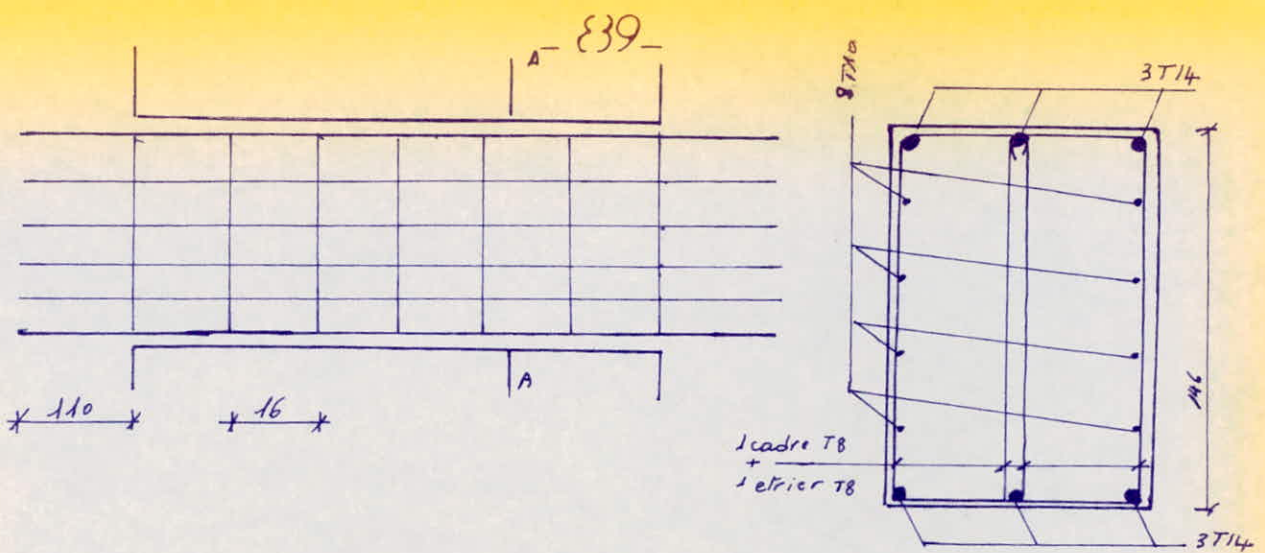
- Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 20 \times 142 \cdot \frac{8,85}{4200} = 4,129 \text{ cm}^2$$

$$A = 4,62 \text{ cm}^2 > 4,129 \text{ cm}^2.$$

- Longueur de scellement droit :

$$l_{d \min} = \frac{h_t}{4} + 50 \phi = \frac{146}{4} + 50 \times 1,4 = 106 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } l_{d1} = 1,10 \text{ m.}$$



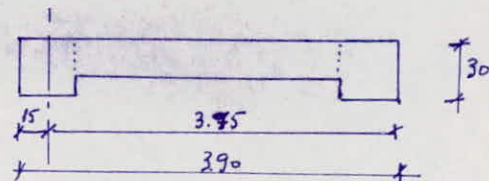
Coupe A-A.

Remarque: On adoptera le même ferrailage pour tout les autres linteaux, car A calculé pour linteau est inférieure à A_{min} donné par le règlement d'où le calcul est identique à celui du linteau L1.

Ferrailage des refends

Le ferrailage minimal sera calculé tel que $A_{min} = 0,5\%$ de la zone tendue. La zone tendue sera calculé selon la méthode de Pierre charon. Les refends seront calculés selon les prescriptions du RPA Art. 4.3.3.

$$\begin{aligned} h_t &= 390 \text{ cm.} \\ h &= 375 \text{ cm.} \\ d &= 15 \text{ cm.} \\ b &= 20 \text{ cm.} \\ 1,5b &= 30 \text{ cm.} \end{aligned}$$



niveau 0.0 :

$$\begin{aligned} M &= 180,16 \text{ t.m.} \\ N_{max} &= 118,38 \text{ t} \\ N_{min} &= 77,21 \text{ t} \\ T &= 13,66 \text{ t.} \end{aligned}$$

1/ état de la section :

$$e_o = \frac{M}{N_{min}} = \frac{180,16}{77,21} = 2,333 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{390}{6} = 0,65 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad e_o > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$eM = M + N \left(\frac{h}{2} - d \right) = 180,16 + 77,21 \left(\frac{3,90}{2} - 0,15 \right) = 319,14 \text{ t.m.}$$

✓ Calcul de M_{rb} : $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b' = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\bar{\sigma}_b \\ \bar{\sigma}_b' \left(1 + \frac{e \cdot \sigma_c}{3e_1} \right) \end{array} \right. = \min \left\{ \begin{array}{l} 206,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ 225,68 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right. = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 206,5}{15 \times 206,5 + 4200} = 0,4244$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,4244}{3} = 0,8585$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} = \frac{206,5}{2} \cdot 0,4244 \cdot 0,8585 = 37,62$$

$$M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 37,62 \cdot 20 \cdot 37,5^2 = 1058 \text{ t.m.} > eM \Rightarrow A' = 0$$

Calcul des aciers : $A_1 = \frac{eM}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\gamma}} = \frac{319,14 \cdot 10^5}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 23,15 \text{ cm}^2$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 23,15 - \frac{77,21 \cdot 10^3}{4200} = 4,76 \text{ cm}^2$$

Soit 4T14
A = 6,16 cm²

Armatures transversales :

✓ Vu que le potelet sera ferrailé avec 4T14 on mettra un cadre $\phi 8$ pour relier ces ca 4 poteaux.

✓ espacement

Article : 4.23.8

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

$$s \leq 1,5b = 1,5 \cdot 20 = 30 \text{ cm}$$

On adopte $s = 20 \text{ cm}$.

Armatures de la zone courante.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot \bar{\gamma}} = \frac{1,4 \cdot 13,66 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 2,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,025 \bar{\sigma}_{28} = 0,025 \times 270 \times 1,02 = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où on prendra $0,15\% \cdot b \times 100 = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$

d'où 1,5 cm² par face : on adopte $\left. \begin{array}{l} T8/20 \text{ cm sur } L \\ T8/10 \text{ cm sur } \frac{L}{10} \end{array} \right\} \text{ par face}$

✓ épingle de liaison : Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées par au moins 4 épingles au m² → On adopte 4 épingles $\phi 8/\text{m}^2$.

Calcul du ferrailage minimal :

$M = 180,16 \text{ t.m.}$
 $N_{min} = 77,21 \text{ t}$

$\delta' = \frac{d'}{h} = \frac{15}{375} = 0,04$

$e = \frac{M}{N_{min}} = \frac{180,16}{77,21} = 2,33 \text{ m.}$

$c = -e_0 + \frac{h_t}{2} = -2,33 + \frac{3,90}{2} = -0,383 \text{ m.}$

$\omega = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 6,16}{20 \cdot 375} = 0,0823$

$\rho = \frac{c}{h} = \frac{-0,383}{3,75} = -0,102$

$P = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 [\omega'(\rho - \delta') - \omega(1 - \rho)] \right\} \rightarrow \rho = -0,050$

$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 [\omega'(\rho - \delta')^2 - \omega(1 - \rho)^2] \right\} \rightarrow q = 0,088$

$\alpha_1^3 - \rho \alpha_1 - q = 0$

Utilisation d'un processus convergent

$\alpha_1 = \sqrt[3]{q + \rho \alpha_1} = \sqrt[3]{0,088 - 0,05 \alpha_1} \Rightarrow \alpha_1 = 0,407$

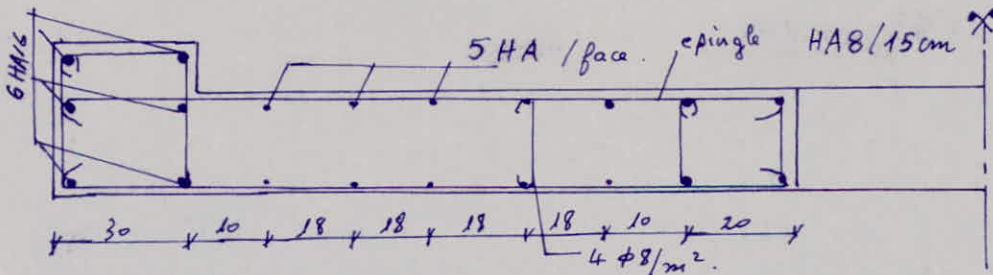
$y_2 = \alpha_1 h = 0,407 \cdot 375 = 152,63 \text{ cm.}$

$y_1 = y_2 + c = 152,63 - 38,3 = 114,33 \text{ cm.}$

$y = h_t - y_1 = 390 - 114,33 = 275,67 \text{ cm.}$

$A_{min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot y = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 275,67 = 27,58 \text{ cm}^2.$

étant donné que le ferrailage calculé est $<$ au ferrailage imposé par le règlement, on adoptera le ferrailage minimum.



Verification des contraintes :

$$A_1 = 12,06 \text{ cm}^2$$

$$d_1 = 15 \text{ cm.}$$

$$A_2 = 8,04 \text{ cm}^2$$

$$d_2 = 125 \text{ cm.}$$

$$A_3 = 7,85$$

$$d_3 = 67 \text{ cm.}$$

$$\Sigma A_i = 27,99 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{\Sigma A_i d_i}{\Sigma A_i} = 61 \text{ cm.}$$

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 \left[y_1 - d' \right] - A (h - y_1) \quad \text{avec } h = 329 \text{ cm.}$$

et $y_1 = 156 \text{ cm.}$

$$S = \frac{20 \cdot 156^2}{2} + 15 \left[27,99 (329 - 156) \right] = 170726 \text{ cm}^3.$$

$$K = \frac{N}{S} = \frac{77200}{170726} = 0,452 \quad \Rightarrow \quad \sigma_b' = K y_1 = 0,452 \times 156 = 70,51 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K \cdot [h - y_1] = 15 \cdot 0,452 \cdot [329 - 156] = 1172 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

Remarque: Les resultats des niveaux superieurs seront presentes sous forme de tableaux.

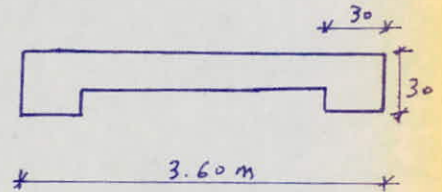
niveaux	M (t.m)	Nmin (t)	Nmax (t)	e (m)	Acalculée cm ² .
0	180,16	77,21	118,38	2,333	4T14 6,16
1	159,67	74,87	115,45	2,130	4T12 4,52
2	118,09	61,33	94,8	1,920	4T10 3,14
3	78,27	47,79	74,13	1,640	4T10 3,14
4	42,99	34,29	53,43	1,250	4T10 3,14
5	15,54	20,29	32,86	0,750	4T10 3,14
6	0,00	7,17	12,05	0,00	4T10 3,14

Calcul de A_{min} à chaque niveau pour le
Voile V_{L7} .

niveau	$c = -e + \frac{h_c}{2}$ (cm)	δ'	$f = \frac{c}{h}$	w	P	q	α_1	y_2	y_1	y	A_{min} (cm^2)	$A_{adapté}$ (cm^2)	σ_b' (kg/cm^2)	σ_a (kg/cm^2)
0	-38,3	0,04	-0,102	0,082	-0,050	0,088	0,407	152,63	114,33	275,67	27,58	$10T16 + 10T10$ 28 cm^2	70,54	1172
1	-18	0,04	-0,048	0,060	-0,050	0,059	0,347	130,13	110,13	277,87	27,79	$10T16 + 10T10$	38,73	1122,3
2	3	0,04	0,008	0,042	-0,038	0,058	0,354	132,75	135,75	254,25	25,43	$10T16 + 10T10$	31,38	669,6
3	31	0,04	0,082	0,042	-0,015	0,033	0,305	114,38	145,38	244,62	24,46	$10T16 + 10T10$	24,08	454,46
4	70	0,04	0,186	0,042	0,073	0,038	0,407	152,63	222,63	167,37	16,74	$10T10 + 12T10$	14,85	106,47
5	120	0,04	0,319	0,042	0,279	0,082	0,638	239,25	359,25	30,75	3,08	$10T10 + 2T10$	5,75	7,26
6	0,00	0,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Calcul du voile V₀₁

niveau (m)	N _{min} (t)	N _{max} (t)	M (t.m)	T (t)
16,80	7,17	11,54	0,00	0,00
13,74	20,79	31,72	16,34	5,15
10,68	34,9	51,72	45,17	9,08
7,62	47,79	71,73	82,25	11,68
4,65	61,33	91,78	124,08	13,18
1,50	74,87	111,81	167,78	13,76
0,00	77,21	114,74	189,32	13,83



niveau 0.0 : $M = 189,32 \text{ t.m}$
 $T = 13,83 \text{ t}$
 $N_{min} = 77,21 \text{ t}$
 $N_{max} = 114,74 \text{ t}$

✓ état de la section :
$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N} = \frac{189,32}{77,21} = 2,45 \text{ cm} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{3,60}{6} = 0,6 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

✓ Calcul du moment fictif :

$$e_t b = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 189,32 + 77,21 \left(\frac{3,6}{2} - 0,15 \right) = 316,72 \text{ t.m}$$

✓ Calcul du moment M_{rb} :

$$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = \min \left\{ \begin{aligned} 2\bar{\sigma}'_b &= 206,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) &= 242,6 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \cdot \bar{\sigma}'_b}{15 \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 206,5}{15 \cdot 206,5 + 4200} = 0,4244$$

$$\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8585 \quad \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \bar{\alpha} \bar{\gamma} = 37,62$$

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 895,55 \text{ t.m} > e_t b \Rightarrow A' = 0$$

✓ Calcul des aciers :
$$A_1 = \frac{e_t b}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma} = \frac{316,72 \cdot 10^5}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 345} = 24,98 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 34,98 - \frac{77,21 \cdot 10^3}{4200} = 6,59 \text{ cm}^2.$$

on adopte 4T16
 $A = 8,04 \text{ cm}^2.$

Armatures transversales du potelet:

on adopte un cadre $\phi 8$ pour relier les 4 T16.
 espacement $\lambda \leq 30 \text{ cm}$
 $\lambda \leq 1,5b = 30 \text{ cm} \Rightarrow$ soit $\lambda = 20 \text{ cm}.$

Armatures de la zone courante:

$$\bar{C}_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 13830}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 345} = 3,21 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{C}_b = 0,025 \bar{\sigma}_{28}' = 0,025 \times 270 \cdot 1,02 = 6,28 \text{ Kg/cm}^2.$$

d'où on peut prendre 0,15 % de $b \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}.$

d'où $1,5 \text{ cm}^2$ par face. on adopte - T8/20cm sur L
 - T8/10cm sur $\frac{L}{10}$ } par face.

Épingle de liaison:

Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées par des épingle.

On adopte 4 épingle par m^2 ($4 \phi 8/\text{m}^2$)

Calcul du ferrailage minimal:

$$e_0 = 2,45 \quad c = -e_0 + \frac{h_c}{2} = -2,45 + \frac{3,60}{2} = -0,65$$

$$\rho = \frac{c}{h} = \frac{-0,65}{3,45} = -0,188. \quad w = \frac{100 \times 8,04}{20 \cdot 345} = 0,116.$$

$$P = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 [w'(\rho - \delta') - w(1 - \rho)] \right\} = -0,0179$$

$$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 [w'(\rho - \delta')^2 + w(1 - \rho)^2] \right\} = 0,134$$

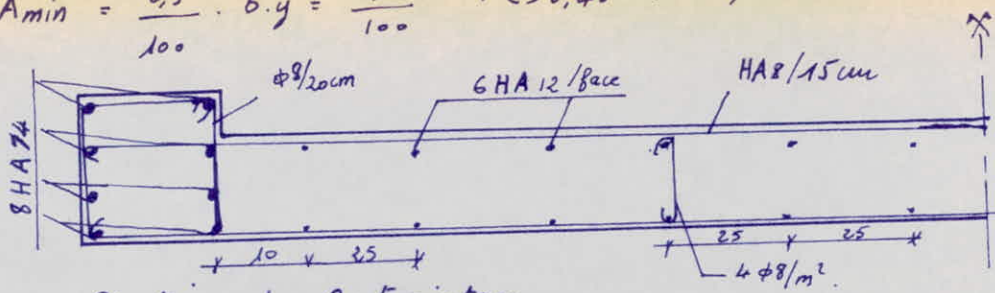
$$\alpha_1 = \sqrt[3]{q + \alpha_1 \rho} = \sqrt[3]{0,0134 - 0,0179 \alpha_1} \Rightarrow \alpha_1 = 0,500$$

$$y_2 = \alpha_1 \cdot h = 0,500 \cdot 345 = 172,5 \text{ cm}.$$

$$y_1 = y_2 + c = -65 + 172,5 = 107,5 \text{ cm}.$$

$$y = h_c - y_1 = 252,480 \text{ cm}.$$

$$A_{min} = \frac{0,5}{100} \cdot b \cdot y = \frac{0,5}{100} \cdot 20 \cdot 252,48 = 25,24 \text{ cm}^2$$



verification des Contraintes:

$$d_1 = 15 \text{ cm} \quad A_1 = 12,31 \text{ cm}^2$$

$$d_2 = 105 \text{ cm} \quad A_2 = 13,56 \quad \sum A_i = 25,87 \text{ cm}^2$$

$$d = 66 \text{ cm} \quad h = 294 \text{ cm} \rightarrow y_1 = 138,46 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b y_1^2}{2} + 15 \cdot [A' (y_1 - d') - A (h - y_1)] = 131937,7 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N}{S'} = \frac{77210}{131937,7} = 0,585$$

$$\sigma_b' = 81 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 15 \cdot K \cdot (h - y_1) = 15 \cdot 0,585 \cdot (294 - 138,46) = 1364 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

niveau	M (t.m)	Nmin (t)	Nmax (t)	σ_m (m)	A calculé (cm ²)
0	189,32	77,21	114,74	2,45	4T16 + 8,06
1	137,78	74,21	111,74	2,26	4T14 6,16
2	124,08	61,33	91,78	2,02	4T14 6,16
3	82,25	44,79	71,73	1,72	4T10 3,14
4	45,17	34,90	51,72	1,29	4T10 3,14
5	16,34	20,79	31,72	0,78	4T10 3,14
6	0,00	7,17	11,54	0,00	4T10 3,14

Calcul de Amin à chaque niveau pour
le voile VL1

Niveau	$c = \frac{e_0 + \frac{h}{2}}{z}$ (cm)	$\rho = \frac{c}{h}$	w	δ'	P	q	α_1	y_2 (cm)	y_1 (cm)	y (cm)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)	σ_b'	σ_a
0	-65	-0,188	0,116	0,042	-0,0179	0,134	0,500	179,52	107,52	252,48	252,48	6T16 + 12T12	81	1364
1	-33	-0,095	0,089	0,042	-0,061	0,090	0,404	139,38	106,38	253,62	25,36	6T16 + 12T12	77	1279,4
2	-12	-0,035	0,089	0,042	-0,079	0,086	0,382	131,79	119,79	240,21	24,02	6T16 + 12T12	54,27	777,6
3	16	0,046	0,045	0,042	-0,032	0,037	0,301	103,85	119,85	240,15	24,01	6T16 + 12T12	57,5	374,4
4	55	0,159	0,045	0,042	0,042	0,029	0,352	121,44	176,44	183,56	18,35	6T16 + 10T10	20,35	171,7
5	105	0,304	0,045	0,042	0,849	0,076	0,611	210,79	315,79	44,21	4,42	6T10 + 10T10	8,77	27,54
6	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	6T10 10T10	-	-

Calcul du voile V_{T1}

niveau (m)	N _{max} (t)	N _{min} (t)	M _{max} (t.m)	T (t)
16,80	7,88	5,21	0,00	0,00
13,74	25,28	17,35	27,2	8,89
10,68	40,23	27,87	74,57	15,48
7,62	55,17	38,38	135,53	19,93
4,56	70,08	48,89	204,29	23,47
1,50	81,86	59,27	276,11	23,47
0,00	88,35	62,06	311,50	23,59

$$h_t = 465 \text{ cm}$$

$$h = 450 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

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

niveau 0-0 :

$$M = 311,50 \text{ t.m}$$

$$N_{min} = 62,06 \text{ t}$$

$$N_{max} = 88,85 \text{ t}$$

$$T = 23,59 \text{ t}$$

✓ état de la section :

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = \frac{311,50 \cdot 10^5}{62,06 \cdot 10^3} = 5,02 \text{ m}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{465}{6} = 0,775 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_0 \\ e_1 \end{array} \right\} e_0 > e_0 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

✓ moment fictif :

$$e'k_b = M + N \left[\frac{h_t}{2} - d \right] = 311,5 + 62,06 \left[\frac{4,65}{2} - 0,15 \right] = 446,48 \text{ t.m}$$

✓ calcul du moment M_{rb}.

$$\sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\bar{\sigma}_b' \\ \bar{\sigma}_a \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{array} \right\} = \min \left\{ \begin{array}{l} 206,5 \\ 324,6 \end{array} \right\} = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \bar{\sigma}_b'}{15 \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0,4244 \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8585$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot \bar{\gamma} \cdot \bar{\alpha} = 37,62$$

$$M_{rb} = \bar{K} \cdot b \cdot h^2 = 1583,67 \text{ t.m} > e'k_b \Rightarrow A' = 0$$

✓ calcul des aciers :

$$A_1 = \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{446,48 \cdot 10^5}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 450} = 26,998 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 26,998 - \frac{62,06 \cdot 10^3}{4200} = 12,22 \text{ cm}^2$$

on adopte 4T20
A = 12,56 cm²

Armatures transversales de potelet:

On mettra un cadre $\phi 8$ pour relier ces 4 barres.

espacement: $\lambda \leq 30 \text{ cm}$ soit $\lambda = 20 \text{ cm}$

$$\lambda \leq 1,5b = 30 \text{ cm}$$

Armatures de la zone courante:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4T}{\sigma_a \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 23,59 \cdot 10^3}{4200 \cdot 450 \cdot 20} = 4,19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,025 \sigma_{28}' = 6,88 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{d'où on prendra}$$

$$0,15\% b \cdot 100 = \frac{0,15}{100} \cdot 20 \cdot 100 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{d'où } 1,5 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

on adopte du T10/20cm par L

- T10/10cm sur L/10 } par face

épingles de liaison:

on adopte 4 épingles $\phi 8$ / m².

Calcul de A minimale:

$$e_0 = 502 \text{ cm}$$

$$c = -e_0 + \frac{h_t}{2} = -2,695 \text{ m}$$

$$p = c/h = -0,595$$

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,139$$

$$p = 3 \left\{ p^2 + 0,3 \left[w'(p-5') - w(1-p) \right] \right\} = 0,873$$

$$q = 2 \left\{ p^3 + 0,45 \left[w'(p-5')^2 + w(1-p)^2 \right] \right\} = -0,108$$

$$\alpha_1^3 - p\alpha_1 - q = 0 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 0,864$$

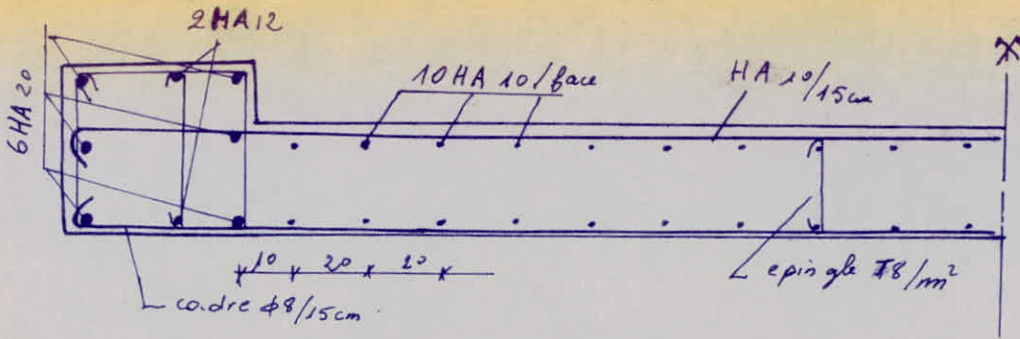
$$y_2 = \alpha_1 \cdot h = 0,864 \cdot 450 = 389 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 389 - 269,5 = 119,3 \text{ cm}$$

$$y = h_t - y_1 = 465 - 119,3 = 345,7 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot y = \frac{0,5 \cdot 20 \cdot 345,7}{100} = 34,57 \text{ cm}^2$$

étant donné que le ferrailage calculé est inférieure à celui imposé par le règlement. on doit ferrailer avec A_{min}



$$\begin{aligned}
 d_1 &= 15 \text{ cm} & A_1 &= 18,84 \text{ cm}^2 \\
 d_2 &= 18 \text{ cm} & A_2 &= 2,26 \text{ cm}^2 \\
 d_3 &= 131,25 & A_3 &= 15,7 \text{ cm}^2
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \end{aligned}} \right\} \begin{aligned}
 - d &= \frac{\sum A_i d_i}{\sum d_i} = 64,78 \text{ cm} \\
 - h &= 400,22 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$A = \sum A_i = 36,8 \text{ cm}^2$$

Verification des contraintes : $c = -2,695 \text{ cm}$ $\rho = \frac{c}{h} = -0,673$

$$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,46$$

$$\rho = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 \left[w'(\rho - \rho') - w(1 - \rho) \right] \right\} = -0,667$$

$$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 \left[w'(\rho - \rho')^2 + (1 - \rho)^2 \right] \right\} = 0,546$$

$$\alpha_1^3 - \rho \alpha_1 - q = 0 \quad \Rightarrow \quad \alpha_1 = 1,084$$

$$y_2 = \alpha_1 \cdot h = 1,084 \cdot 400,22 = 433,83 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 433,83 - 269,5 = 164,33 \text{ cm}$$

$$y = h_t - y_1 = 465 - 164,33 = 300,67 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b}{2} y_1^2 = 15 \cdot \left[A'(y_1 - d') - A(h - y_1) \right] = 139832 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N}{S'} = \frac{88350}{139832} = 0,632 \quad \Rightarrow \quad \sigma'_b = K y_1 = 103,82 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = K \cdot 15 \cdot (h - y_1) = 0,632 (400,22 - 164,33) = 2236,23 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_b = \frac{1,4 \cdot T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 23590}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 400,22} = 4,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$$

Calcul des aciers à chaque niveau
pour le voile V_{T1} et vérification des contraintes.

niveau	A calculé	A adop	c (cm)	ρ	w	P	q	α_1	y_2 cm	y_1 cm	y_{eq}	A_{min} cm ²	A adopté	σ_b'	σ_a	σ_b
16,80	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
13,74	2,0	4T10 A=314	74,83	0,166	0,035	0,012	0,027	0,314	140,99	215,82	249,17	24,91	28,01	9,66	55,49	1,85
10,68	1,52	4T10 3,14	-35	-0,073	0,035	-0,016	0,036	0,348	159,76	121,76	34,32	34,32	36,8	103,82	2236,2	4,45
7,62	4,10	4T14 6,16	-120,6	-0,268	0,068	0,137	0,059	0,504	226,91	106,21	35,878	35,87	36,8	103,82	2236,2	4,45
4,56	7,02	4T16 8,04	-185,3	-0,412	0,089		0,020	0,653	293,9	108,6	35,64	35,64	36,8	103,82	2236,2	4,45
1,50	10,37	4T20 12,56	-232,5	-0,516	0,139	0,609	0,013	0,790	355,8	123,3	34,177	34,17	36,8	103,82	2236,2	4,45
0,00	12,22	4T20 12,56	-269,5	-0,598	0,139	0,873	-0,108	0,864	319	119,5	34,57	34,57	36,8	103,82	2236,2	4,45

Calcul du Voile V6.

niveau (m)	N _{max} (t)	N _{min} (t)	M _{max} (t.m)	T (t)
16,80	5,47	3,82	0,00	0,00
13,74	17,58	12,5	0,94	0,30
10,68	29,69	21,18	2,88	0,53
7,62	44,95	31,79	5,03	0,68
4,56	60,20	42,4	7,44	0,79
1,50	75,45	53,01	9,95	0,82
0,00	76,79	54,01	11,20	0,83

$$h_t = 1,40 \text{ m}$$

$$h = 1,25 \text{ m}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

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

- Niveau 0-0

$$M_{\max} = 11,20 \text{ t.m}$$

$$N_{\min} = 54,01 \text{ t}$$

$$N_{\max} = 76,79 \text{ t}$$

$$T = 0,83 \text{ t.}$$

✓ état de la section:

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N_{\min}} = \frac{11,20}{54,01} = 0,207 \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{1,40}{6} = 0,233 \end{aligned} \right\} e_0 < e_1 \Rightarrow \text{S.E.C.}$$

✓ Détermination des aciers de le cas d'armatures symétriques:

$$\delta' = \frac{d'}{h_t} = \frac{d'}{h_t} = \frac{15}{140} = 0,1071.$$

$$e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}_b' = \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \bar{\sigma}_b \times 1,5 = 118,46 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\rho = \frac{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t}{N'} = \frac{118,46 \cdot 20 \cdot 140}{54,01 \cdot 10^3} = 6,141$$

$$\beta = \frac{6 M_G B}{N' \cdot h_t} = \frac{6 \cdot 11,20 \cdot 10^5}{54,01 \cdot 10^3 \cdot 140} = 0,8887.$$

$$c = 0,27 (1 - 2\delta')^2 \cdot \rho = 0,27 (1 - 2 \times 0,1071)^2 \cdot 6,141 = 1,0238$$

$$D = 0,3(\rho - \beta) - 0,90(1 - \rho)(1 - 3\delta')^2 = 0,3(6,141 - 0,8887) - 0,9(1 - 6,141)(1 - 2 \cdot 0,1071)^2$$

$$D = 4,75$$

$$E = -(1 + \beta - \rho) = -(1 + 0,8887 - 6,141) = 4,252$$

$$\bar{\omega}' = \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4CE}}{2C} = \frac{-4,75 + \sqrt{4,75^2 - 4 \times 1,0238 \times 4,252}}{2 \times 1,0238} < 0$$

donc on ferraille avec le ferrailage que stipule le R.P.A. potelet de 4 T10.

/ Calcul de σ_b :

$$\sigma_b = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 0,83 \cdot 10^3}{20 \cdot \frac{7 \cdot 125}{8}} = 0,531 \text{ Kg/cm}^2$$

/ zone courante :

$$\omega = \frac{\sigma - \sigma_{en}}{\sigma_{en}} \cdot 100 < 0 \quad \text{on adopte des T8}$$

/ espacement :

$$\begin{aligned} \Delta &\leq 30 \text{ cm} \\ \Delta &\leq 1,5b = 30 \text{ cm} \end{aligned} \Rightarrow \text{on prend des T8/20cm}$$

/ Ferrailage :

Potelet 4 T10
 zone courante T8/20cm → A. longitudinales
 T8/15 → A. transversales.

niveau 1.50 : $M = 9,95 \text{ t.m}$

$$N_{min} = 53,01 \text{ t}$$

$$N_{max} = 75,45 \text{ t}$$

$$T = 0,82 \text{ t}$$

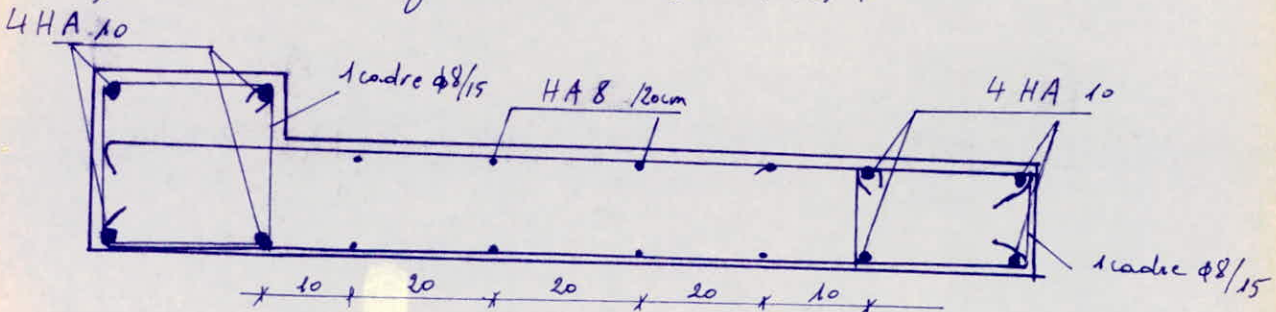
$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = \frac{9,95}{53,01} = 0,187 < \frac{h}{6} = 0,233$$

⇒ S.E.C

Remarque :

Etant donné que l'état de cette section est identique à celle du niveau (0-0) et elle moins sollicitée donc on lui adopte Amin (R.P.A).

Nous adopterons ce ferrailage, Amin, stipulé par le R.P.A pour tous les niveaux, puisque le niveau le plus sollicité a été ferrillé avec Amin.



-104-
Calcul du Voile VT2.

niveau (m)	Nmax (t)	Nmin (t)	Mmax (t.m)	T (t)
16.80	21.95	16.19	0.00	0.00
13.74	36.46	25.57	16.03	5.24
10.68	50.98	34.95	43.67	9.13
7.62	65.50	44.33	79.65	11.76
4.56	80.02	53.71	120.23	13.26
1.50	103.84	67.03	162.65	13.85
0.00	106.83	69.42	183.49	13.92

$$h_t = 390 \text{ cm}$$

$$h = 375 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm.}$$

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

niveau 0.00 : $M = 183,49 \text{ t.m}$
 $N_{min} = 69,42 \text{ t}$
 $N_{max} = 106,83 \text{ t}$
 $T = 13,92 \text{ t}$

✓ état de la section :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M}{N_{min}} = \frac{183,49}{69,42} = 2,643 \text{ m} \\ e_1 &= \frac{h_t}{6} = \frac{390}{6} = 0,65 \end{aligned} \right\} e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C}$$

✓ moment fictif :

$$e_t G = M + N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 183,49 \cdot 10^3 + 69,42 \cdot 10^3 \left[\frac{390}{2} - 15 \right] = 308,45 \text{ t.m}$$

✓ moment Mrb : $\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}'_b = \min \left\{ \begin{aligned} &2\bar{\sigma}'_{b0} \\ &\bar{\sigma}'_{b0} \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right) \end{aligned} \right. = \min \left\{ \begin{aligned} &206,5 \\ &243 \end{aligned} \right. = 206,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\alpha} = \frac{15 \times 206,5}{15 \times 206,5 + 4200} = 0,4244 \quad \bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,8585$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}'_b}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\gamma} = \frac{206,5}{2} \cdot 0,4244 \cdot 0,8585 = 37,62$$

$$M_{rb} = \bar{K} b h^2 = 37,62 \times 20 \cdot 375^2 = 1058 \text{ t.m}$$

$$M_{rb} > e_t G \Rightarrow A' = 0$$

Calcul des aciers: $A_1 = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{30845000}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 22,38 \text{ cm}^2$

$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 22,38 - \frac{69420}{4200} = 5,85 \text{ cm}^2$

on adopte 4 T14
A = 6,16 cm².

Armatures transversales du potelet:

On mettra un cadre $\phi 8$ pour relier ces 4 T14.

espacement: $s \leq 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit $s = 20 \text{ cm}$.

Armatures de la zone courante:

$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 13920}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 375} = 2,97 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 0,025 \sigma_{28} = 0,025 \times 270 \times 1,02 = 6,88 \text{ Kg/cm}^2$

d'où on prendra $0,15 \cdot b \times 100 = \frac{0,15 \cdot 20 \cdot 100}{100} = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

d'où $1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par face on adopte - T10/20 mm L
- T10/10cm mm $\frac{4}{10}$ } par face

épingles de liaison:

On adopte 4 épingles T 8/m².

Calcul de Amin :

$e_0 = 264,3 \text{ cm}$

$c = -e_0 + \frac{h}{2} = -264,3 + \frac{390}{2} = -69,3 \text{ cm}$

$\rho = \frac{c}{h} = -\frac{69,3}{375} = -0,1848$

$w = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,16}{20 \cdot 375} = 0,0821$

$\rho = 3 \left\{ \rho^2 + 0,3 [w(\rho - b') - w(1 - \rho)] \right\} = 0,0150$

$q = 2 \left\{ \rho^3 + 0,45 [w(\rho - b')^2 - w(1 - \rho)^2] \right\} = 0,091$

$\alpha_1^3 - \rho \alpha_1 - q = 0 \Rightarrow \alpha_1 = 0,461$

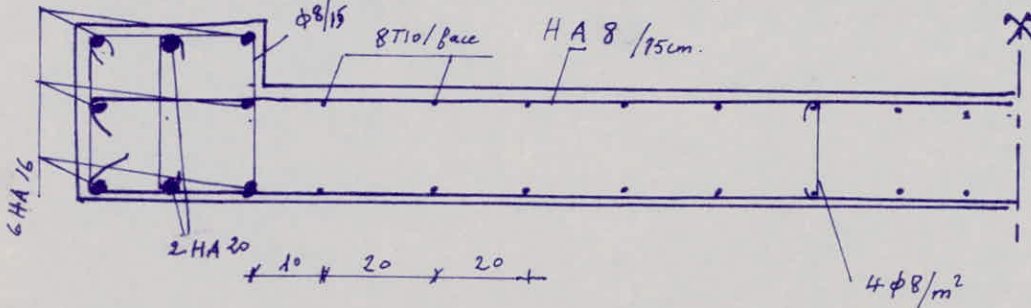
$y_2 = \alpha_1 \cdot h = 0,461 \cdot 375 = 172,875 \text{ cm}$

$y_1 = y_2 - c = 172,875 - 69,3 = 103,575 \text{ cm}$

$y = h_t - y_1 = 286,425 \text{ cm}$

$$A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot l_y = \frac{0,5 \times 20 \times 286,425}{100} = 28,64 \text{ cm}^2$$

Etant donné que le ferrailage calculé est inférieur à celui imposé par le Règlement, on doit ferrailer avec A_{min} .



$$\begin{aligned} 6T16 &\rightarrow d_1 = 15 \text{ cm} \rightarrow A_1 = 12,06 \text{ cm}^2 \\ 2T20 &\rightarrow d_2 = 18 \text{ cm} \rightarrow A_2 = 6,28 \text{ cm}^2 \\ 16T10 &\rightarrow d_3 = 10,5 \text{ cm} \rightarrow A_3 = 12,56 \text{ cm}^2 \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} \begin{aligned} d &= \frac{\sum A_i d_i}{\sum A_i} = 55,8 \text{ cm} \\ h &= 334,76 \end{aligned}$$

Vérification des contraintes:

$$c = -69,3 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{c}{h} = \frac{69,3}{334,76} = 0,207$$

$$P = 3 \left\{ (-0,207)^2 + 0,3 \left[-0,4615 (1 + 0,207) \right] \right\}$$

$$w = \frac{100A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 30,9}{20 \cdot 334,76} = 0,4615$$

$$P = -0,372$$

$$q = 2 \left\{ (-0,207)^3 + 0,45 \left[0,4615 (1 + 0,207)^2 \right] \right\} = 0,587$$

$$\alpha_1^3 - \rho \alpha_1 - q = 0 \Rightarrow \alpha_1 = 0,691$$

$$y_2 = \alpha_1 \cdot h = 0,691 \cdot 334,76 = 231,32 \text{ cm}$$

$$y_1 = y_2 + c = 231,32 - 69,3 = 162,02 \text{ cm}$$

$$S' = \frac{b y_1^2}{2} + 15 \left[-A (h - y_1) \right] \quad (A' = 0)$$

$$= \frac{20 \cdot 162,02^2}{2} + 15 \left[-30,9 \cdot (334,76 - 162,02) \right] = 182439,81 \text{ cm}^3$$

$$K = \frac{N}{S} = \frac{106830}{182439,81} = 0,5855 \Rightarrow \sigma'_b = K y_1 = 94,87 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma_a = 15 K (h - y_1) = 15 \cdot 0,5855 \cdot (334,76 - 162,02) = 1517 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

- cisaillement:

$$\tau_b = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 13920}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 334,76} = 3,32 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Calcul des aciers à chaque niveau

. Pour la voile VT2 et verification des contraintes

niveau (m)	état de la section	e_0 (m)	δ'	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)	ρ	β	C	D	E	$\bar{\omega}'$	A'	A adopté
16,80	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
13,74	S.EC	0,627	0,0384	103,5	31,57	0,9644	7,87	32,63	31,534	<0	<0	$\frac{4T10 + 16T10}{15,7}$

niveau (m)	état de la section	A calculé	A adopté	C (cm)	ρ	ω	p	q	α_1	y_2 (cm)	y_1 (cm)	y_3 (cm)	Amin (cm ²)	A adopté	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_a$ (Kg/cm ²)	$\bar{\sigma}'_b$ (Kg/cm ²)
10,68	S.P.C	<0	$\frac{4T10}{3,14}$	70,1	0,187	0,042	0,074	0,038	0,408	153	223,1	166,9	16,69	$\frac{8T10 + 16T10}{18,84}$	22,35	103,4	2,36
7,62	S.P.C	1,005	$\frac{4T10}{3,14}$	15,3	0,041	0,042	-0,031	0,035	0,295	110,6	125,9	264,1	26,41	$\frac{6T16 + 2T20 + 16T10}{30,9}$	94,87	1517	3,32
4,56	S.P.C	2,94	$\frac{4T10}{3,14}$	-28,8	-0,077	0,042	-0,023	0,043	0,328	123	94,2	295,8	29,58	30,9	94,87	1517	3,32
1,50	S.P.C	4,58	$\frac{6T10}{4,71}$	-47,6	-0,127	0,063	-0,015	0,068	0,396	148,5	100,9	289,1	28,91	30,9	94,87	1517	3,32
0,00	S.P.C	5,85	$\frac{4T14}{6,16}$	-69,3	-0,185	0,082	0,015	0,091	0,461	172,87	103,57	286,42	28,64	30,9	94,87	1517	3,32

-107-

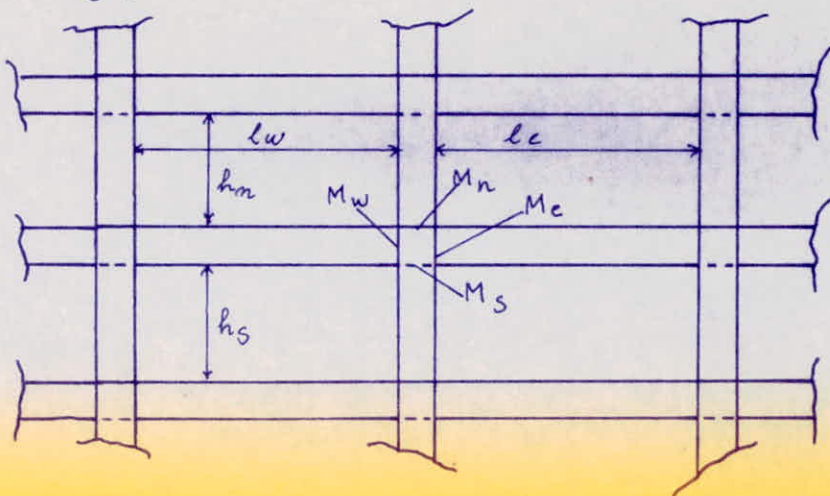
1083 calcul des portiques

I Charges verticales

Nous utiliserons pour cette tâche la méthode de Baquot, exposée dans l'annexe A du CCBA 68

Exposé de la méthode.

C'est une méthode applicable uniquement pour les poutres solidaires des poteaux qui les supportent. Les moments d'inertie des poteaux sont les moments de continuité agissant dans les sections des nus d'un appui, considérées comme dangereuses, sur les éléments qui se rencontrent en formant un nœud peuvent être évalués en ne tenant compte que des charges des travées encadrant l'appui considéré (travée de gauche "w" et travée de droite "e") et de la résistance offerte par les tronçons inférieurs et supérieurs d'indice "s" et "n" aboutissant au nœud considéré, On détache de chaque côté des appuis des travées fictives de longueurs l'_w et l'_e . De même on détache au dessus et au dessous de chaque appui des tronçons fictifs de poteaux de hauteurs h'_m et h'_s .



Définitions

* travées fictives

a) travées intermédiaires :

$$l'_e = 0,8 l_e \quad , \quad K_e = \frac{I_e}{l'_e}$$

$$l'_w = 0,8 l_w \quad , \quad K_w = \frac{I_w}{l'_w}$$

b) travées de rives :

mœud de rive gauche, $l'_w = 0,8 l_w$
 mœud de rive droite, $l'_e = 0,8 l_e$

c) Nœud voisin de rive gauche : $l'_w = X l_w$

$$X = 0,8 \quad \text{si} \quad K_s + K_m \geq 1,5 K_e$$

$$X = 1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 \cdot K_e} \quad \text{si} \quad K_s + K_m < 1,5 K_e$$

d) Nœud voisin de rive droite : $l'_e = X l_e$

$$X = 0,8 \quad \text{si} \quad K_m + K_s \geq 1,5 K_w$$

$$X = 1 - \frac{K_s + K_m}{7,5 K_w} \quad \text{si} \quad K_s + K_m < 1,5 K_w$$

* tronçons fictifs des poteaux

$$\left. \begin{array}{l} h'_m = 0,9 h_m \quad \text{pour l'avant dernier étage} \\ h'_m = 0,8 h_m \quad \text{pour les autres cas} \end{array} \right\} K_m = \frac{I_m}{h'_m}$$

$$\left. \begin{array}{l} h'_s = 0,8 h_s \quad \text{pour tout les cas} \end{array} \right\} K_s = \frac{I_s}{h'_s}$$

On définit $D = K_w + K_m + K_e + K_s$

On calcul ensuite les moments fictifs sur les poutres

$$M'_w = q_w \frac{l_w'^2}{8,5} \quad \text{et} \quad M'_e = q_e \frac{l_e'^2}{8,5}$$

q_e et q_w : charges uniformément réparties sur les travées gauche et droite du nœud.

Les moments aux nœuds des éléments sont donnés par :

1) Nœud non de rive :

- travée de gauche : $M_w = M'_e \frac{K_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{K_w}{D}\right)$

- travée de droite : $M_e = M'_w \frac{K_e}{D} + M'_e \left(1 - \frac{K_e}{D}\right)$

- poteau inferieur : $M_s = \frac{K_s}{D} (M_e' - M_w')$ -
 - poteau superieur : $M_n = \frac{K_n}{D} (M_e' - M_w')$

2) Nœud de rive.

nœud de rive gauche

nœud de rive droite

- $M_e = M_e' (1 - \frac{K_e}{D})$

- $M_w = M_w' (1 - \frac{K_w}{D})$

- $M_s = M_e' \frac{K_s}{D}$

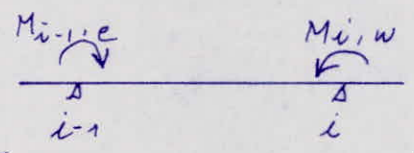
- $M_s = M_w' \frac{K_s}{D}$

- $M_n = M_e' \frac{K_n}{D}$

- $M_n = M_w' \frac{K_n}{D}$

3) Moment en travée :

$M_t = M_0 - \frac{M_{i-1,e} + M_{i,w}}{2}$



M_0 : moment isostatique de la travée indépendante chargée

La methode stipule que les points de moments nul se trouve à h'_m au dessus du plancher et h'_s au dessous du mu inferieur des poutres

4) Efforts tranchants dans les poutres

Les efforts tranchants sont calculés en tenant compte des moments de continuité pour la travée $(i-1, i)$

on aura :

$T_{i-1,e} = \frac{q\ell}{2} + \frac{M_{i-1,e} + M_{i,w}}{\ell}$, $T_{i,w} = -\frac{q\ell}{2} + \frac{M_{i-1,e} + M_{i,w}}{\ell}$

On aura le diagramme suivant pour les efforts tranchants dans une poutre.



5) Efforts normaux dans les poteaux

Ils sont obtenus à partir des efforts tranchants sur

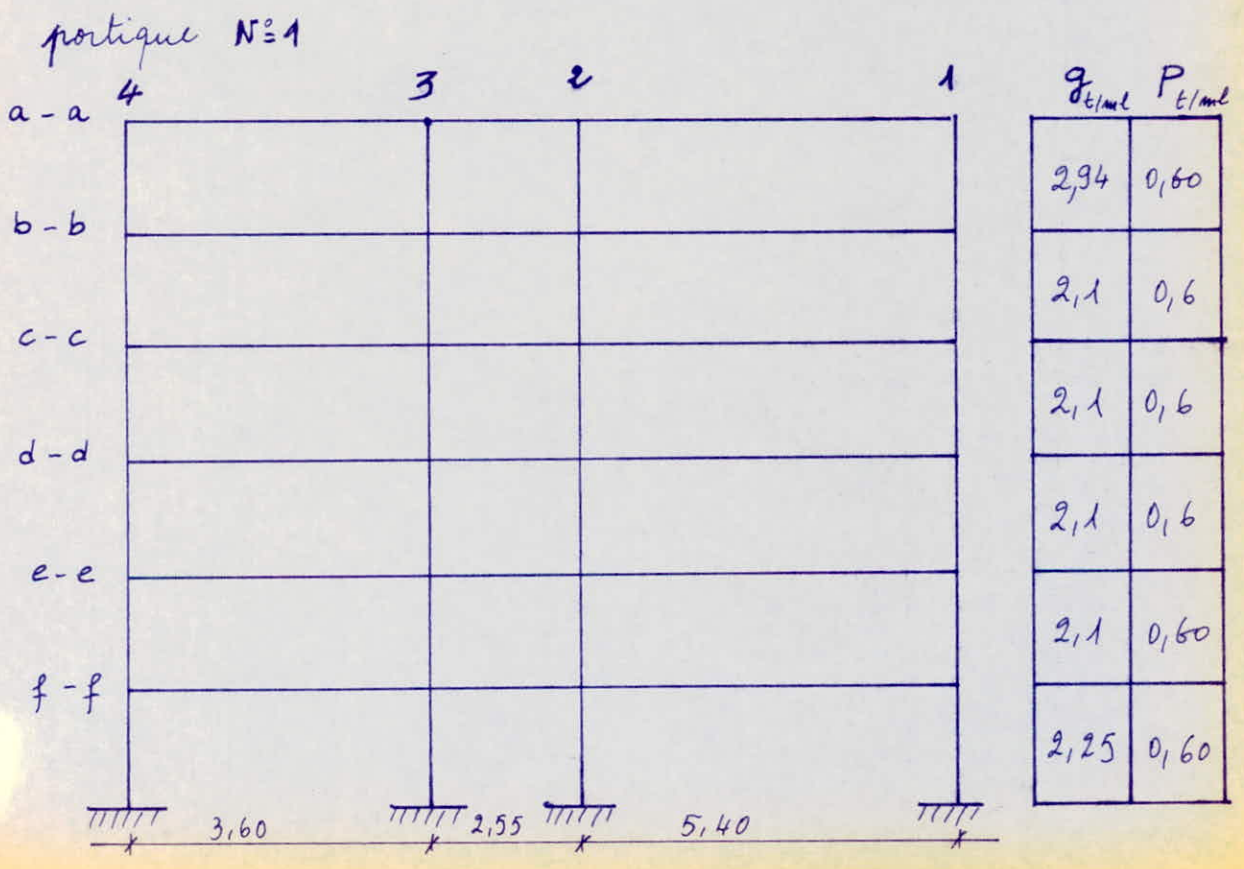
$$\text{appuis : } N_{i-1} = T_{i-1,e} - T_{i-1,w} \quad ; \quad N_i = T_{i,e} - T_{i,w}$$

les efforts tranchants sont en valeurs algébriques.

On néglige les efforts normaux dans les poutres et efforts tranchants dans les poteaux.

6) Convention des signes

Dans les poutres les moments seront du côté des fibres tendues, l'effort tranchant est positif quand il fait tourner la poutre dans le sens des aiguilles d'une montre. Les efforts normaux seront positifs pour la compression, les moments seront positifs à gauche des poteaux.



Caracteristiques geometriques du portique 1

niveau	meud	l_w m	l_e m	h_m m	h_s m	$I_w = I_e$ 10^{-3}	I_m 10^{-3}	I_s 10^{-3}	l'_w	l'_e	h'_m	h'_s	K_{ew} 10^3	K_e 10^3	K_m 10^3	K_s 10^3	D 10^{-3}
a-a	1	/	3,30	/	2,79	1,6	/	0,67	/	2,64	/	2,23	/	0,60	/	0,30	0,90
	2	3,30	2,25	/	2,79	1,6	/	0,67	2,64	1,80	/	2,23	0,60	0,88	/	0,30	1,78
	3	2,25	5,10	/	2,79	1,6	/	0,67	1,80	4,08	/	2,23	0,88	0,39	/	0,30	1,57
	4	5,10	/	/	2,79	1,6	/	0,67	4,08	/	/	2,23	0,39	/	/	0,30	0,69
b-b	1	/	3,30	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	/	2,64	2,51	2,23	/	0,60	0,26	0,30	1,16
	2	3,30	2,25	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	2,64	1,80	2,51	2,23	0,60	0,88	0,26	0,30	2,04
	3	2,25	5,10	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	1,80	4,08	2,51	2,23	0,88	0,39	0,26	0,30	1,83
	4	5,10	/	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	4,08	/	2,51	2,23	0,39	/	0,26	0,30	0,95
c-c d-d e-e	1	/	3,30	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	/	2,64	2,23	2,23	/	0,60	0,30	0,30	1,12
	2	3,30	2,25	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	2,64	1,80	2,23	2,23	0,60	0,88	0,30	0,30	2,00
	3	2,25	5,10	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	1,80	4,08	2,23	2,23	0,88	0,39	0,30	0,30	1,87
	4	5,10	/	2,79	2,79	1,6	0,67	0,67	4,08	/	2,23	2,23	0,39	/	0,30	0,30	0,99
f-f	1	/	3,30	2,79	1,23	1,6	0,67	0,67	/	2,64	2,23	0,98	/	0,60	0,30	0,68	1,58
	2	3,30	2,25	2,79	1,23	1,6	0,67	0,67	2,64	1,80	2,23	0,98	0,60	0,88	0,30	0,68	2,46
	3	2,25	5,10	2,79	1,23	1,6	0,67	0,67	1,80	4,08	2,23	0,98	0,88	0,39	0,30	0,68	2,25
	4	5,10	/	2,79	1,23	1,6	0,67	0,67	4,08	/	2,23	0,98	0,39	/	0,30	0,68	1,37

- 113 -
Moments dans les poutres

niveau	solicit	①			②			③			④
		M_e t_m	M_t t_m	M_w t_m	M_e t_m	M_t t_m	M_w t_m	M_e t_m	M_t t_m	M_w t_m	
a-a	G	-0,8	2,62	-1,96	-1,74	-0,44	-3,72	-4,6	6,01	-2,50	
	P	-0,16	0,53	-0,40	-0,36	-0,08	-0,75	-0,93	1,23	-0,51	
b-b	G	-0,83	1,72	-1,45	-1,19	-0,14	-2,38	-3,41	3,91	-2,42	
	P	-0,23	0,49	-0,41	-0,34	-0,03	-0,66	-0,97	1,11	-0,70	
c-c	G	-0,80	1,74	-1,44	-1,20	-0,13	-2,35	-3,41	3,88	-2,49	
d-d	P	-0,23	0,49	-0,41	-0,34	-0,03	-0,67	-0,97	1,11	-0,71	
e-e											
f-f	G	-1,14	1,69	-1,60	-1,21	-0,03	-2,24	-3,76	3,87	-3,14	
	P	-0,30	0,45	-0,43	-0,32	+0,01	-0,60	-1,00	1,03	-0,83	

Efforts tranchants dans les poutres

niveau	solicit	①		②		③		④
		T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	
a-a	G	5,20	-4,50	4,19	-2,43	7,08	-7,91	
	P	1,06	-0,90	0,85	-0,50	1,45	-1,61	
b-b	G	3,65	-3,28	2,85	-1,83	5,21	-5,49	
	P	1,04	-0,93	0,85	-0,53	1,47	-1,58	
c-c	G	3,66	-3,27	2,87	-1,85	5,23	-5,48	
d-d	P	1,04	-0,93	0,82	-0,53	1,48	-1,58	
e-e								
f-f	G	3,85	-3,57	2,99	-2,07	5,61	-5,85	
	P	1,03	-0,95	0,80	-0,55	1,49	-1,56	

Moments dans les Poteaux (portique)

niveau	Sollicit.	1		2		3		4	
		Mn t.m	Ms t.m	Mn t.m	Ms t.m	Mn t.m	Ms t.m	Mn t.m	Ms t.m
a-a	G	/	0.8	/	-0.22	/	0.88	/	-2.51
	P	/	0.16	/	-0.04	/	0.18	/	-0.51
b-b	G	0.38	0.41	-0.12	-0.13	0.47	0.54	-1.12	1.29
	P	0.11	0.12	-0.033	-0.04	0.13	0.15	-0.32	-0.37
c-c	G	0.46	0.40	-0.14	-0.14	0.53	0.53	-1.24	-1.24
d-d	P	0.13	0.13	-0.04	-0.04	0.15	0.15	-0.35	-0.35
e-e									
f-f	G	0.67	0.79	-0.21	-0.27	0.36	1.07	-0.96	-2.18
	P	0.09	0.21	-0.06	-0.07	0.09	0.28	-0.27	-0.58

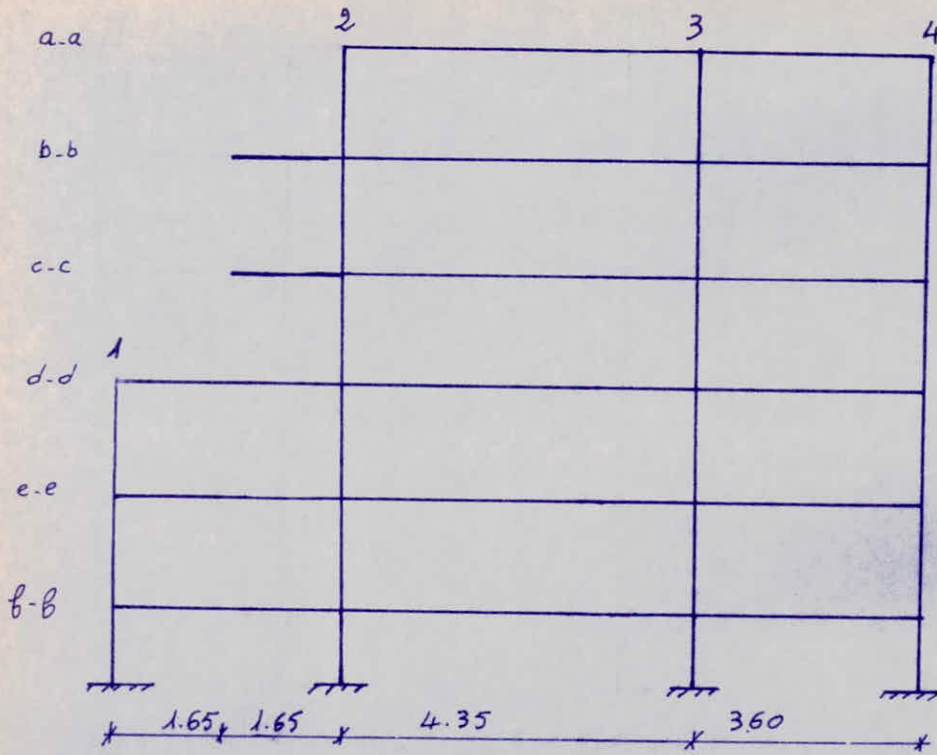
Efforts Normaux dans les Poteaux

G (t)

P (t)

poteaux niveau	G (t)				/	P (t)			
	1	2	3	4		1	2	3	4
a-a	5.89	9.38	10.20	8.60	/	1.06	1.77	1.95	1.61
b-b	10.22	16.24	17.93	14.78	/	2.10	3.52	3.95	3.19
c-c	14.58	23.06	25.69	20.94	/	3.14	5.27	5.96	4.77
d-d	18.92	29.89	33.46	27.11	/	4.18	7.02	7.97	6.35
e-e	23.27	36.72	41.23	33.28	/	5.22	8.77	9.98	7.93
f-f	27.46	43.62	49.25	39.47	/	6.25	10.52	12.02	9.49

Portique 2:



G t/m ² P	
2.45	0.525
1.46	0.525
1.46	0.525
1.46	0.525
1.46	0.525
1.608	0.525

Caracteristiques geometriques du pontique 2

Noeud	l_w	l_e	h_m	h_s	$I_e - I_w$ 10^3	I_m 10^{-3}	I_s 10^{-3}	l_w	l_e	h_m	h_s	K_w 10^{-3}	K_e 10^{-3}	K_m 10^{-3}	K_s 10^{-3}	D 10^3	
a-a	1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
	2	/	4.05	/	2.79	1.6	/	0.68	/	3.73	/	2.23	/	0.494	/	0.305	0.798
	3	4.05	3.30	/	2.79	1.6	/	0.68	3.73	2.64	/	2.23	0.494	0.61	/	0.305	1.344
	4	3.30	/	/	2.79	1.6	/	0.68	2.64	/	/	2.23	0.61	/	/	0.305	0.915
b-b c-c	1	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
	2	/	4.05	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	/	3.24	2.51	2.23	/	0.494	0.27	0.305	1.069
	3	4.05	3.30	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	3.46	2.64	2.51	2.23	0.462	0.61	0.27	0.305	1.647
	4	3.30	/	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	2.64	/	2.51	2.23	0.61	/	0.27	0.305	1.18
d-d e-e	1	/	3.30	/	2.79	1.6	0.68	0.68	/	2.64	2.73	2.23	/	0.61	/	0.305	1.22
	2	3.30	4.05	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	2.86	3.24	2.23	2.23	0.559	0.495	0.305	0.305	1.664
	3	4.05	3.30	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	3.24	2.86	2.23	2.23	0.495	0.559	0.305	0.305	1.664
	4	3.30	/	2.79	2.79	1.6	0.68	0.68	2.64	/	2.23	2.23	0.61	/	0.305	0.305	1.22
f-f	1	/	3.30	2.79	2	1.6	0.68	0.68	/	2.64	2.23	1.20	/	1.20	0.305	0.567	1.482
	2	3.30	4.05	2.79	1.50	1.6	0.68	0.68	2.67	3.24	2.23	1.20	0.599	0.494	0.305	0.567	1.97
	3	4.05	3.3	2.79	1.50	1.6	0.68	0.68	3.24	2.67	2.23	1.20	0.494	0.599	0.305	0.567	1.97
	4	3.30	/	2.79	1.50	1.6	0.68	0.68	2.64	/	2.23	1.20	0.61	/	0.305	0.567	1.482

Moments dans les poutres (partie 2)

niveau	Sollicit.	1			2			3			4
		M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m	
a-a	G	-	-	-	-1,15	2,105	-3,37	-2,917	1,011	-0,67	
	P	-	-	-	-0,25	0,207	-0,722	-0,625	0,217	-0,145	
b-b	G	-	-	-1,19	-2,95	+2,625	-1,77	-1,416	1,753	-0,654	
c-c	P	-	-	-0,715	-1,06	0,477	-0,636	-0,51	0,320	-0,235	
d-d	G	-0,4	1,02	-1,532	-1,682	3,114	-1,682	-1,532	1,668	-0,6	
	P	-0,145	0,36	-0,551	-0,605	0,651	-0,605	-0,551	0,290	-0,216	
e-e	G	-0,6	+4,668	-1,532	-1,682	3,114	-1,682	-1,532	1,668	-0,6	
	P	-0,286	0,290	-0,290	-0,605	0,651	-0,605	-0,551	0,290	-0,216	
f-f	G	-0,367	1,823	-1,823	-1,309	+3,273	-1,309	-0,99	1,823	-0,367	
	P	-0,18	0,304	-0,487	-0,643	0,562	0,643	0,487	0,304	-0,18	

Efforts tranchants dans les poutres :

niveau	Sollicit.	1		2		3		4
		T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	
a-a	G	-	-	5,509	-4,413	4,723	-3,362	
	P	-	-	1,181	-0,946	1,012	-0,720	
b-b	G	-	-2,41	3,249	-2,665	2,623	-2,162	
c-c	P	-	-0,873	1,176	-0,965	0,950	-0,783	
d-d	G	2,101	-2,951	+3,006	-3,006	2,691	-2,127	
	P	0,72	-0,968	+1,081	-1,081	0,968	-0,765	
e-e	G	2,127	-2,691	+3,006	-3,006	2,691	-2,127	
	P	0,765	-0,968	1,081	-1,081	0,968	-0,765	
f-f	G	2,22	-2,598	2,985	-2,985	2,598	-2,22	
	P	0,798	-0,934	1,073	-1,073	0,934	-0,798	

- 1183 -
Moments dans les poteaux (portique 2)

niveau	Solléit.	2		3		4			
		M_N t.m	M_S t.m	M_N t.m	M_S t.m	M_N t.m	M_S t.m		
a-a	G	/	/	/	1.156	/	-0,82	/	+0,669
	P	/	/	/	0.248	/	-0,176	/	+0,143
b-b	G	/	/	0,42	0.052	-0,133	-0,15	+0,202	+0,365
c-c	P	/	/	0,15	0.019	-0,049	-0,054	+0,073	+0,131
d-d	G	/	0,418	-0,073	-0,073	+0,073	+0,073	-0,299	-0,299
	P	/	0,089	-0,026	-0,026	+0,026	+0,026	+0,108	-0,108
e-e	G	+0,359	0,359	-0,086	-0,086	+0,086	+0,086	-0,359	0,359
	P	0,129	0,129	-0,031	+0,031	+0,031	+0,031	-0,129	-0,129
f-f	G	0,129	0,239	-0,032	-0,06	+0,032	+0,06	-0,129	0,239
	P	0,063	0,063	-0,016	-0,029	+0,016	+0,029	-0,063	0,063

Efforts normaux dans les poteaux:

niveau	G (t)					P (t)			
	1	2	3	4		1	2	3	4
a-a	/	5,509	9,136	3,362	/	1,181	1,958	0,720	
b-b	/	11,857	15,113	6,213	/	3,23	3,858	1,503	
c-c	/	18,348	21,09	9,064	/	5,279	5,758	2,286	
d-d	2,101	20,305	27,476	11,88	/	0,72	7,328	7,807	3,051
e-e	4,228	25,00	33,862	14,692	/	1,485	9,377	9,856	3,816
f-f	6,448	31,58	40,134	17,6	/	2,283	11,38	11,863	4,614

G (t)

P (t)

II Charges Horizontales: - Methode de BOWMAN -

Hypotheses de calcul:

dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différents travers des poutres porteuses du plancher, parallèles aux forces appliquées et solidaires des poteaux, sont toutes supérieures au cinquième de la raideur du poteau le plus raide, on peut admettre:

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent entre les différents poteaux de cette file proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux sauf pour les poteaux de rive qui sont affectés du coefficient 0,8
- que les poteaux des étages courants sont encastres au niveau de chacun des planchers et articulés au niveau des points d'inflexion de ces poteaux.

Les points d'inflexion: La position des points d'inflexion dans les poteaux de hauteur h (entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs) se situent:

- au dernier niveau à $0,65 \cdot h$ de la partie supérieure du poteau.
- A l'avant dernier niveau à $0,60 \cdot h$ de la partie supérieure du poteau.
- Au niveau immédiatement au dessus $0,55 \cdot h$.
- A tout les autres niveaux sauf le 1^{er} niveau à $0,50 \cdot h$
- Au 1^{er} niveau à $0,60$ à partir de la base du poteau.

Répartition des forces horizontales par niveau:

poteau intermédiaire ($1 \leq J < n$)

$$F_J = \frac{F_J \cdot I_J}{0,8(I_1 + I_n) + \sum_2^J I_J}$$

poteau de rive ($J=1$ ou n)

$$F_J = \frac{F_J \cdot I_J}{0,8(I_1 + I_n) + \sum_2^J I_J}$$

Moments dans les poteaux:

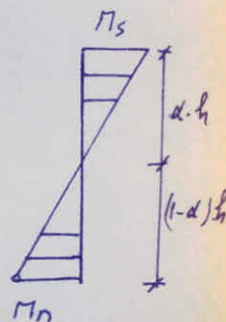
moment en tête du poteau $M_S = F_i \cdot \alpha \cdot h$

moment à la base du poteau $M_N = F_i (1 - \alpha) h$

Moments dans les poutres:

Le partage des moments dans les poutres sera effectué proportionnellement aux raideurs des poutres situées à droite et à gauche du nœud considéré.

- M_N : moment en tête du poteau inférieur.
- M_S : moment en la base du poteau supérieur.

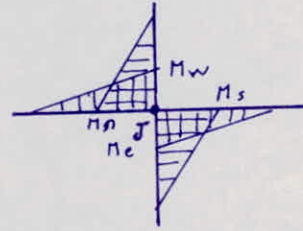


M_w, M_e (resp) moment dans la travée de gauche et celle de droite
 I_w, I_e (resp) moment d'inertie de la travée de gauche et celle de droite
 l_w, l_e longueur libre de ces travées

$$K_w = I_w / l_w \quad ; \quad K_e = I_e / l_e$$

$$M_w = - (M_s + M_n) \frac{K_w}{K_w + K_e}$$

$$M_e = - (M_s + M_n) \frac{K_e}{K_e + K_w}$$



Efforts tranchants:

Les moments de signes opposés dus aux forces horizontales agissant sur les extrémités d'une poutre produisent un effort tranchant constant. Si on prend une travée indépendante on aura :

$$T = \frac{dM(x)}{dx} \rightarrow T = \pm \frac{(M_e + M_w)}{l}$$



Calcul du déplacement:

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j}$$

R_j : Rigidité relative des poteaux.

$$R_j = \frac{12 \cdot E \cdot D_j^3}{h_j^3}$$

$$D_j = \sum a \cdot K_p$$

$$a_j = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}} \text{ étage courant} \quad ; \quad a_j = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}} \text{ 1er niveau}$$

tel que K_p : raideur des poteaux.

et $\bar{K} = \frac{\sum K (\text{poutres})}{2K (\text{poteaux})}$ pour un nœud considéré.

- pour le portique ① : pour le niveau f-f :

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} = \frac{2928}{3112,5} = 0,094$$

$$\alpha = \frac{1,0}{2 \cdot B} = \frac{1,0}{2 \times \frac{1}{5}} = 2,5$$

$$\delta_{\text{réel}} = \alpha \delta_j = 2,5 \times 0,094 = 0,235 < \delta_{\text{adm}} = 0,0075 h = 1,125 \text{ cm}$$

- pour le portique ② et pour dernier niveau (f-f)

$$R_j = 41338 \text{ Kg/cm}$$

$$T_j = 2928 \text{ Kg}$$

$$\delta_{\text{réel}} = \alpha \cdot \frac{T_j}{R_j} = 2,5 \cdot \frac{2928}{41338} = 0,17 < \delta_{\text{adm}} = 1,125 \text{ cm}$$

Moments dans les poteaux (portique)

niveau	$F_1 = F_2$	$F_2 = F_3$	$\alpha \cdot h$	$(1-\alpha) \cdot h$	en tête		à la base	
					$M_{S_1} = M_{S_2}$	$M_{S_2} = M_{S_3}$	$M_{N_1} = M_{N_2}$	$M_{N_2} = M_{N_3}$
a-a	0.251	0.314	1.989	1.071	0.499	0.624	/	/
b-b	0.437	0.546	1.836	1.224	0.802	1.002	0.535	0.669
c-c	0.556	0.696	1.683	1.377	0.936	1.17	0.766	0.958
d-d	0.622	0.778	1.53	1.53	0.951	1.19	0.951	1.19
e-e	0.647	0.81	1.53	1.53	0.990	1.24	0.990	1.24
f-f	0.650	0.814	0.9	0.6	0.585	0.732	0.39	0.488

Moments dans les poutres

niveau	1		2		3		4
	M_e t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_w t.m	
a-a	0.499	-0.253	0.371	-0.432	+0.191	-0.499	
b-b	1.337	-0.677	0.993	-0.116	0.510	-1.337	
c-c	1.702	-0.863	1.265	-1.474	0.650	-1.702	
d-d	1.902	-0.965	1.415	-1.650	0.727	-1.902	
e-e	1.98	-1.005	1.474	-1.718	0.758	-1.98	
f-f	0.975	-0.494	0.725	-0.845	0.373	-0.975	

Efforts tranchants dans les poutres (portiques)

	1	2	3	4
niveau	$T_e (t)$	$T_w (t)$	$T_e (t)$	$T_w (t)$
a-a	-0.228	-0.228	-0.357	-0.135
b-b	-0.610	-0.610	-0.957	-0.362
c-c	-0.777	-0.777	-1.217	-0.461
d-d	-0.869	-0.869	-1.362	-0.515
e-e	-0.904	-0.904	-1.418	-0.537
f-f	-0.445	-0.445	-0.698	-0.264

Efforts Normaux dans les poteaux :

niveau	1	2	3	4
a-a	0.228	-0.069	0.222	-0.135
b-b	0.838	-0.416	0.817	-0.497
c-c	1.615	-0.856	1.573	-0.958
d-d	2.484	-1.349	2.42	-1.473
e-e	3.388	-1.863	3.301	-2.01
f-f	3.833	2.116	3.735	-2.274

Remarque: les efforts normaux dans les poutres seront négligés car le règlement prévoit un ferrailage minimum en considération de cette négligeance.

Superposition Des Sollicitations

On calculera les combinaisons de tous les efforts Calculés par les Combinaisons préconisées par le R.P.A :

1^{er} genre :

$$(S_1) = G + 1,2P$$

2^e genre :

$$(S_2) = G + 1,2E + P \rightarrow \text{pour les poteaux}$$

$$G + E + P \rightarrow \text{pour les poutres}$$

$$(S_3) = G - 1,2E + P \rightarrow \text{pour les poteaux}$$

$$= G - E + P \rightarrow \text{pour les poutres}$$

$$(S_4) = 0,8G + E^-$$

$$(S_5) = 0,8G - E \quad \left. \vphantom{(S_4)} \right\} \rightarrow \text{pour les deux.}$$

Les résultats seront donnés par des tableaux

Les contraintes seront majorées de 5% pour les calculs sous le 2^e genre.

-124-

Moments dans les poteaux (potique 1)

niveau	combin.	1		2		3		4	
		Mn t.m	M _s t.m	Mn t.m	M _s t.m	Mn t.m	M _s t.m	Mn t.m	M _s t.m
a-b	S1	/	0.99	/	-0.27	/	1.1	/	-3.12
	S2	/	1.56	/	0.49	/	1.81	/	-1.82
	S3	/	0.36	/	-1.01	/	0.31	/	-2.42
	S4	/	1.14	/	0.45	/	1.33	/	-1.51
	S5	/	0.14	/	-0.8	/	0.08	/	-2.51
b-b	S1	0.51	0.55	-0.16	-0.18	0.63	0.72	-1.50	-1.73
	S2	1.13	1.49	0.49	1.03	1.4	1.89	0.80	-0.70
	S3	-0.15	-0.43	0.95	-1.37	-0.2	-0.51	-2.10	-1.88
	S4	0.84	1.13	-0.57	0.90	1.04	1.43	-0.36	-0.81
	S5	-0.23	-0.47	-0.76	-1.11	-0.29	-0.57	-1.43	-2.41
c-c	S1	0.620	0.56	-0.19	-0.19	0.71	0.71	-1.66	-1.66
	S2	1.50	1.65	0.78	1.22	1.83	2.08	-0.67	-0.47
	S3	-0.33	-0.59	-1.34	-1.58	-0.47	-0.72	-2.51	-2.71
	S4	1.13	1.26	0.85	1.06	1.38	1.59	-0.23	-0.06
	S5	-0.40	-0.62	-1.07	-1.28	-0.53	-0.75	-1.76	-1.93
d-d	S1	0.620	0.56	-0.19	-0.19	0.71	0.71	-1.66	-1.66
	S2	1.73	1.67	1.01	1.25	2.11	2.11	-0.45	-0.45
	S3	-0.55	-0.61	-1.37	-1.61	-0.75	-0.75	-1.59	-1.59
	S4	1.32	1.27	1.08	1.08	1.61	1.61	-0.04	0.04
	S5	-0.58	-0.63	-1.3	-1.30	-0.77	-0.77	-1.94	-1.94
e-e	S1	0.62	0.56	-0.19	-0.19	0.71	0.71	-1.66	-1.66
	S2	1.78	1.72	1.06	1.31	2.17	2.17	-0.40	-0.40
	S3	-0.60	0.66	-1.42	-1.67	-0.81	-0.81	-2.78	-2.78
	S4	1.36	1.31	1.13	1.13	1.66	1.66	-0.002	-0.002
	S5	-0.62	-0.67	-1.35	-1.35	-0.82	-0.82	-1.98	-1.98
f-f	S1	0.78	1.04	-0.28	0.35	0.47	1.41	-1.28	-2.88
	S2	1.23	1.70	0.22	0.54	1.03	2.23	-0.76	-2.06
	S3	0.29	0.30	-0.76	-1.22	0.13	0.47	-1.70	-3.46
	S4	0.93	1.12	0.32	0.52	0.78	1.59	1.16	-1.16
	S5	0.15	-0.05	-0.66	-0.95	-0.20	0.12	-0.39	-2.33

Efforts tranchants dans les poutres (portique 1) efforts normaux dans les poteaux

niv	1		2		3		4		N(1) (t)	N(2) (t)	N(3) (t)	N(4) (t)
	omb	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)					
a-a	S1	6,47	-5,60	5,21	-3,03	8,82	-9,84	7,16	11,50	12,54	10,53	
	S2	6,03	-5,65	4,68	-3,29	8,39	-9,65	7,22	11,07	12,41	10,05	
	S3	6,49	-5,19	5,40	-2,57	8,66	-9,38	6,68	11,23	11,88	10,37	
	S4	3,83	-3,83	2,99	-2,30	5,53	-6,46	4,94	7,43	8,38	6,74	
	S5	4,39	-3,37	3,71	-1,59	5,20	-6,19	4,48	7,57	7,94	7,01	
b-b	S1	4,90	-4,40	3,87	-2,47	6,97	-7,39	12,74	20,46	22,67	18,61	
	S2	4,08	-4,82	2,75	-3,32	6,32	-7,43	13,32	19,26	22,86	17,37	
	S3	5,30	-3,4	4,67	-1,40	7,04	-6,71	11,31	20,26	20,90	18,56	
	S4	2,31	-3,23	1,35	-2,42	3,81	-4,75	9,01	12,58	15,16	11,33	
	S5	5,53	-2,01	3,27	-0,51	4,53	-4,03	11,48	13,41	13,53	12,32	
c-c	S1	4,91	-4,40	3,85	-2,49	7,01	-7,38	18,35	29,38	32,84	26,66	
	S2	3,92	-4,98	2,47	-3,60	6,25	-7,52	19,66	27,30	33,54	24,56	
	S3	5,48	-3,42	4,91	-1,16	7,17	-6,60	15,78	29,36	29,76	26,86	
	S4	2,15	-3,39	1,08	-2,7	3,72	-4,84	13,28	17,59	22,12	15,79	
	S5	3,70	-1,84	3,51	-0,26	4,64	-3,92	10,05	19,30	18,98	17,71	
d-d	S1	4,91	-4,40	3,85	-2,49	7,01	-7,38	23,94	38,31	43,02	34,73	
	S2	3,83	-5,07	2,33	-3,74	6,19	-7,57	26,08	35,29	44,33	31,69	
	S3	5,57	-3,33	5,05	-1,36	7,22	-6,54	20,12	38,53	38,53	35,23	
	S4	2,06	-3,48	0,93	-2,84	3,67	-4,90	17,62	22,56	29,19	15,28	
	S5	3,80	-1,75	3,66	-0,12	4,70	-3,87	12,65	25,26	24,34	18,22	
e-e	S1	4,91	-4,40	3,85	-2,49	7,01	-7,38	29,53	47,24	53,21	42,80	
	S2	3,80	-5,10	2,27	-3,80	6,17	-7,66	32,55	43,25	55,17	43,62	
	S3	5,60	-3,30	5,11	-0,96	7,25	-6,52	24,42	47,72	47,25	38,80	
	S4	2,02	-3,52	1,42	-2,90	3,65	-4,92	22,00	27,51	36,28	24,61	
	S5	3,83	-1,71	3,71	-0,06	4,72	-3,85	15,23	31,24	29,68	28,63	
f-f	S1	5,09	-4,71	3,95	-2,73	7,40	-7,72	34,96	56,24	63,67	50,86	
	S2	4,23	-4,96	3,09	-3,32	6,84	-7,64	38,31	51,6	65,75	46,23	
	S3	5,12	-4,07	4,49	-1,92	7,36	-7,15	29,11	56,68	56,79	51,69	
	S4	2,63	-3,30	1,69	-2,35	4,22	-4,94	21,97	32,78	43,13	29,30	
	S5	3,52	-2,41	3,09	-0,95	4,75	-4,42	29,88	37,01	35,66	33,85	

-126-

Moments dans les poutres (portiques)

Niveau	Combin.	M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m	M_e t.m	M_t t.m	M_w t.m
a-a	S1	-0,99	+3,26	-2,44	-2,17	-0,54	-4,62	-5,72	7,49	-3,11
	S2	-0,46	+3,15	-2,61	-1,73	-0,52	-4,90	-5,34	7,24	-3,51
	S3	-1,46	+3,15	-2,11	-2,47	-0,52	-4,04	-5,72	7,24	-2,51
	S4	-0,14	+2,1	-1,82	-1,02	-0,35	-3,41	-2,49	4,81	-2,50
	S5	-1,14	+2,1	-1,31	-1,76	-0,35	-2,54	-3,49	4,81	-1,50
b-b	S1	-1,11	+2,31	-1,91	-1,60	-0,176	-3,17	-4,57	5,24	-3,26
	S2	+0,28	+2,21	-2,54	-0,54	-0,17	-4,20	-3,87	5,02	-4,46
	S3	-2,4	+2,21	-1,18	-2,52	-0,17	-1,88	-4,89	5,02	-1,78
	S4	+0,67	+1,38	-1,84	-0,04	0,11	-3,06	-2,22	3,13	-3,27
	S5	-2,00	+1,38	-0,48	-1,94	0,11	-0,74	-3,24	3,13	-0,60
c-c	S1	-1,08	+2,33	-1,93	-1,61	-0,17	-3,15	-4,57	5,21	-3,34
	S2	+0,67	+2,23	-2,71	-0,27	-0,16	-4,49	-3,73	4,99	-4,90
	S3	-2,73	+2,23	-0,99	-2,80	-0,16	-1,55	-5,03	4,99	-1,50
	S4	+1,06	+1,39	-2,01	+0,30	-0,10	-3,35	-2,08	3,10	-3,69
	S5	-2,34	+1,39	-0,30	-2,22	-0,10	-0,41	-3,38	3,10	-0,29
d-d	S1	-1,08	+2,33	-1,93	-1,61	-0,17	-3,15	-4,57	5,21	-3,34
	S2	+0,87	+2,23	-2,81	-0,12	-0,16	-4,67	-3,65	4,99	-5,10
	S3	-2,93	+2,23	-0,88	-2,95	-0,16	-1,37	-5,11	4,99	-1,30
	S4	+1,26	+1,39	-2,12	+0,45	-0,10	-3,53	-2,00	3,10	-2,89
	S5	-2,54	+1,39	-0,19	2,37	-0,10	-0,23	-3,45	3,10	-0,09
e-e	S1	-1,08	+2,33	-1,93	-1,61	-0,17	-3,15	-4,57	5,21	-3,34
	S2	+0,95	+2,23	-2,85	-0,07	-0,16	-4,74	-3,62	4,99	-5,18
	S3	-3,01	+2,23	-0,84	-3,01	-0,16	-1,3	-5,14	4,99	-1,22
	S4	+1,34	+1,39	-2,16	+0,51	-0,10	-3,60	-1,97	3,10	-3,97
	S5	-2,62	+1,39	-0,15	-2,43	-0,10	-0,16	-3,49	3,10	-0,01
b-b	S1	-1,54	+2,23	-2,116	-1,59	-0,02	-2,90	-4,96	5,12	-4,14
	S2	-0,46	+2,14	-2,52	-0,80	-0,02	-3,68	-4,39	+4,90	-4,94
	S3	-2,41	2,14	-1,54	-2,25	-0,02	-1,99	-5,13	+4,90	-2,99
	S4	+0,06	1,35	-1,77	-0,24	-0,02	-2,64	-2,63	+3,10	-3,49
	S5	-1,89	1,35	0,79	-1,69	-0,02	-0,95	-3,38	3,10	-1,54

Moments dans les poteaux (portique 2)

niv	F ₁	F ₂	F ₃	F ₄	$\alpha \cdot h$	$(1-\alpha)R$	M _{N1} M _{S1}	M _{N2} M _{S2}	M _{N3} M _{S3}	M _{N4} M _{S4}
a-a	/	0,261	0,261	0,261	177,45	95,55	/	/	/	/
								0,463	0,580	0,463
b-b	/	0,455	0,568	0,455	163,8	109,2	/	-0,249	-0,312	-0,249
								0,745	0,930	0,745
c-c	/	0,586	0,732	0,586	150,15	122,82	/	-0,497	-0,620	-0,497
							/	0,880	1,100	0,880
d-d	0,495	0,618	0,618	0,495	136,5	136,5	/	-0,720	-0,899	-0,720
							0,676	0,844	0,844	0,676
e-e	0,523	0,654	0,654	0,523	136,5	136,5	-0,676	-0,844	-0,844	-0,676
							0,714	0,893	0,893	0,714
f-f	0,526	0,658	0,658	0,526	60	90	-0,714	-0,893	-0,893	-0,714
							0,316	0,395	0,395	0,316

Moments dans les poutres:

niv.	1			2			3			4
	M _e t.m	M _t t.m	M _w t.m	M _e t.m	M _t t.m	M _w t.m	M _e t.m	M _t t.m	M _w t.m	M _w t.m
a-a	/	/	/	0,463	0	0,412	0,168	-0,148	-0,463	
b-b	/	/	/	0,994	0	-0,882	0,360	-0,317	-0,994	
c-c	/	/	/	1,394	0	-1,222	0,498	-0,439	-1,397	
d-d	0,676	0,115	-0,505	1,111	0	-1,238	0,505	-0,445	-1,396	
e-e	1,39	0,444	-0,502	1,234	0	-1,234	0,502	-0,444	-1,39	
f-f	1,03	0,328	-0,373	0,915	0	-0,915	0,373	-0,328	-1,03	

Efforts tranchants dans les poutres: (portique 2)

	1	2	3	4		
niveau	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w
a-a	/	/	-0,216	-0,216	-0,192	-0,192
b-b	/	/	-0,463	-0,463	-0,410	-0,410
c-c	/	/	-0,645	-0,645	-0,568	-0,568
d-d	-0,576	-0,576	-0,580	-0,586	-0,576	-0,576
e-e	-0,566	-0,566	-0,609	-0,609	-0,556	-0,566
f-f	-0,425	-0,425	-0,452	-0,452	-0,425	-0,425

Efforts normaux dans les poteaux:

niveau	N_1	N_2	N_3	N_4
a-a	/	0,216	-0,024	-0,192
b-b	/	0,679	-0,077	-0,602
c-c	/	1,324	-0,154	-1,17
d-d	0,576	1,90	-0,158	-1,1746
e-e	1,142	2,466	-0,211	-2,312
f-f	1,567	2,891	-0,238	-2,737

129

Moments dans les poteaux (partique 2)

niveau	Comb	1		2		3		4	
		M _n t.m	M _s t.m	M _n t.m	M _s t.m	M _n t.m	M _s t.m	M _n t.m	M _s t.m
a-a	S1	/	/	/	1,454	/	-0,0312	/	0,84
	S2	/	/	/	1,960	/	-0,300	/	1,368
	S3	/	/	/	0,848	/	-1,692	/	0,256
	S4	/	/	/	1,388	/	-0,076	/	0,996
	S5	/	/	/	0,462	/	-1,236	/	0,072
b-b	S1	/	/	0,6	0,075	-0,133	-0,214	0,29	0,522
	S2	/	/	0,271	0,965	-0,556	0,934	-0,024	1,39
	S3	/	/	0,869	-0,823	+0,192	-1,298	0,574	-0,398
	S4	/	/	0,087	1,161	-0,445	0,814	-0,087	1,037
	S5	/	/	0,0585	-0,329	0,179	-1,05	0,411	-0,453
c-c	S1	/	/	0,6	0,075	-0,133	-0,214	0,29	0,522
	S2	/	/	0,026	1,127	-0,926	1,116	-0,321	1,552
	S3	/	/	1,166	-0,985	0,562	-1,524	0,871	-0,56
	S4	/	/	-0,161	0,922	-0,726	0,98	-0,335	1,172
	S5	/	/	0,833	-0,838	0,514	-1,22	0,657	-0,588
d-d	S1	/	0,525	-0,104	-0,104	0,104	0,104	-0,429	-0,429
	S2	/	1,318	-0,963	-1,112	-0,979	1,112	-1,271	0,404
	S3	/	-0,304	0,765	0,914	1,178	-0,914	0,457	-1,218
	S4	/	1,01	-0,778	-0,902	-0,841	-0,902	-0,959	0,437
	S5	/	-0,34	0,66	0,785	0,957	+0,786	0,481	-0,915
e-e	S1	0,514	0,514	-0,123	-0,123	0,123	0,123	-0,514	-0,514
	S2	1,299	-0,369	0,897	-1,189	-0,897	1,189	-1,299	0,368
	S3	-0,323	1,345	-1,129	0,955	1,129	-0,955	0,323	-1,345
	S4	0,963	-0,427	0,775	-0,962	-0,775	0,962	-0,963	0,427
	S5	-0,389	-1,001	-0,913	+0,824	0,913	-0,824	0,389	1,001
f-f	S1	-0,205	0,315	-0,051	-0,095	+0,051	0,095	0,205	-0,315
	S2	1,049	-0,187	-0,522	-0,563	0,522	0,563	-1,049	0,187
	S3	0,655	0,571	0,426	+0,385	-0,426	-0,385	-0,665	-0,571
	S4	-0,817	-0,213	0,867	-0,443	-0,867	0,443	0,817	0,213
	S5	-0,611	+0,419	-0,919	+0,347	0,919	-0,347	0,611	-0,419

Moments dans les poutres (portiques)

Niveau	Combin	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw
a-a	S1	/	/	/	-1,45	2,366	-4,236	-3,667	1,271	+0,844
	S2	/	/	/	-0,937	2,322	-4,505	-3,374	0,646	-1,278
	S3	/	/	/	-1,863	2,322	-3,68	-3,71	1,376	-0,352
	S4	/	/	/	-0,687	2,105	-3,782	-2,749	0,863	-1,133
	S5	/	/	/	-1,613	2,105	-2,958	-3,085	1,159	-0,207
b-b	S1	/	/	-2,848	-4,222	3,197	-2,533	-2,028	2,137	-0,936
	S2	/	/	-2,705	-3,016	3,102	-3,288	-1,566	1,756	-1,883
	S3	/	/	-2,705	-5,004	3,102	-1,524	-2,286	2,39	+0,105
	S4	/	/	-1,99	-1,956	2,625	-2,652	-1,056	1,436	-1,648
	S5	/	/	-1,99	-3,944	2,625	-0,888	-1,776	2,07	+0,34
c-c	S1	/	/	-2,848	-4,222	3,197	-2,533	-2,028	2,137	-0,936
	S2	/	/	-2,705	-2,62	3,102	-3,628	-1,428	1,633	-2,266
	S3	/	/	-2,705	-5,40	3,102	-1,184	-2,424	2,513	+0,488
	S4	/	/	-1,99	-1,56	2,625	-2,992	-0,918	1,313	-2,031
	S5	/	/	-1,99	-4,34	2,625	-0,548	-2,268	2,192	+0,723
d-d	S1	-0,574	1,452	-2,193	-2,408	3,895	-2,408	-2,193	2,016	-0,859
	S2	0,131	1,495	-2,588	-1,177	3,765	-2,287	-1,578	1,513	-2,212
	S3	-1,221	1,265	-1,578	-3,398	3,765	-1,049	-2,588	2,403	+0,580
	S4	0,356	0,931	-1,73	-0,234	2,49	-2,92	-1,027	1,223	1,977
	S5	-0,996	0,816	-0,72	-2,456	2,49	-0,448	-2,034	2,113	-0,796
e-e	S1	0,859	2,066	-2,193	-2,408	3,895	-2,408	-2,193	2,016	0,859
	S2	-2,206	1,514	-1,588	-3,521	3,765	-3,521	-1,588	1,514	-2,206
	S3	0,58	2,402	-2,585	-1,053	3,765	-1,053	-2,585	2,402	0,58
	S4	-2,25	1,224	-1,03	-2,92	2,49	-2,92	-1,03	1,224	-2,25
	S5	0,79	2,112	-2,034	-0,448	2,49	-0,448	-2,034	2,112	0,79
f-f	S1	-0,583	2,197	-1,573	-2,081	3,945	-2,081	-1,573	2,197	-0,583
	S2	-1,577	1,799	-1,104	-2,867	3,835	-2,867	-1,104	1,799	-1,577
	S3	0,483	2,495	+1,85	-1,037	3,835	-1,037	-1,85	2,455	0,483
	S4	1,397	1,495	-0,617	-2,224	2,618	-2,224	-0,617	1,495	1,397
	S5	0,663	2,146	-1,363	-0,394	2,618	-0,394	-1,363	2,146	0,663

Efforts tranchants dans les poutres (partie 2) Efforts normaux dans les poteaux

niv	1		2		3		4		poteaux			
	Comb	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)	Te (t)	Tw (t)	N (1) (t)	N (2) (t)	N (3) (t)	N (4) (t)	
a-a	S1	/	/	6,926	-5,548	5,937	-4,226	/	6,926	11,846	4,226	
	S2	/	/	6,474	-5,575	5,543	-4,274	/	6,949	11,458	3,852	
	S3	/	/	6,906	-5,143	5,927	-3,89	/	6,431	11,514	4,312	
	S4	/	/	4,19	-3,746	3,585	-2,882	/	4,623	7,285	2,498	
	S5	/	-3,43	4,623	-3,314	3,97	-2,497	/	4,191	7,333	2,882	
b-b	S1	/	-3,45	4,66	-3,823	3,763	-3,102	/	15,733	19,743	8,017	
	S2	/	-2,41	3,962	-4,093	3,163	-3,355	/	15,902	18,879	6,994	
	S3	/	-2,41	4,888	-3,167	3,983	-2,535	/	14,27	19,06	8,438	
	S4	/	-1,928	2,136	-2,595	1,688	-2,139	/	10,165	12,013	4,368	
	S5	/	-1,928	3,062	-1,669	2,508	-1,319	/	8,807	12,167	5,572	
c-c	S1	/	-3,458	4,66	-3,823	3,763	-3,102	/	24,683	27,999	11,81	
	S2	/	-2,41	3,78	-4,275	3,005	-3,513	/	25,216	26,66	9,946	
	S3	/	-2,41	5,07	-2,985	4,141	-2,377	/	22,038	27,03	12,754	
	S4	/	-1,928	1,954	-1,978	1,530	-2,298	/	16,002	16,72	6,081	
	S5	/	-1,928	3,244	-0,688	2,666	-1,162	/	13,354	17,026	8,42	
d-d	S1	2,965	-4,112	4,303	-4,303	3,853	-3,045	2,965	29,098	36,844	15,541	
	S2	2,245	-4,495	3,507	-3,50	3,083	-3,468	3,572	29,913	35,09	12,836	
	S3	3,397	-3,343	4,667	-4,67	4,235	-2,316	2,129	25,353	35,473	17,026	
	S4	1,105	-2,937	1,825	-1,83	1,577	-2,278	2,257	18,144	21,823	7,758	
	S5	2,257	-1,785	2,98	-2,986	2,729	-1,126	1,105	14,344	22,139	11,85	
e-e	S1	+0,304	-3,853	4,303	-4,303	3,853	-3,045	6,01	37,25	45,689	19,271	
	S2	3,448	-3,003	3,478	-3,478	3,103	-3,448	7,083	37,843	43,465	15,734	
	S3	2,336	-4,215	4,696	-4,696	4,215	-2,336	4,342	32,911	43,971	21,282	
	S4	2,258	-1,837	1,796	-1,796	1,837	2,258	4,524	23,266	26,878	9,442	
	S5	1,146	-2,949	3,014	-3,014	2,949	-1,146	2,240	18,334	27,307	14,066	
f-f	S1	+3,178	-3,719	4,27	-4,27	3,719	-3,178	9,187	45,23	54,37	23,137	
	S2	3,443	-3,107	3,606	-4,51	3,107	-3,443	10,611	45,42	51,711	18,929	
	S3	2,593	-3,957	4,51	-3,606	3,957	-2,593	6,851	42,96	52,28	25,498	
	S4	2,201	-1,653	1,936	-2,84	1,653	-2,201	6,725	28,155	31,869	11,343	
	S5	1,351	-2,503	-2,84	-1,936	2,503	-1,351	3,59	28,689	32,345	16,817	

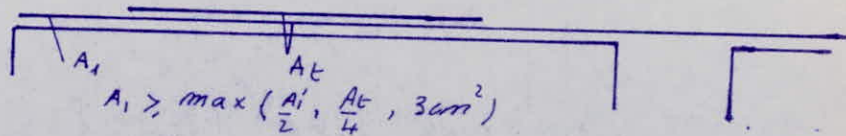
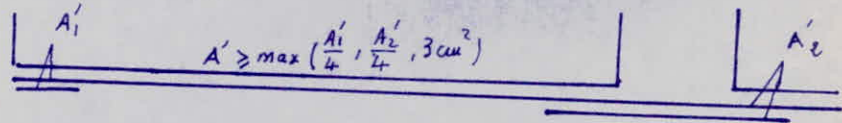
Ferrailage des Poutres.

Les poutres seront calculées en flexion simple, car les efforts normaux ont été négligés. Les efforts à considérer pour le ferrailage sont déterminés comme suit :

On calcule le rapport = $\frac{M(2^e \text{ genre})}{M(1^e \text{ genre})}$

Si ce rapport est inférieur à 1,5 on ferraille avec 1^{er} genre. Sinon on ferraille avec le 2^e genre.

Les armatures longitudinales doivent être conformes aux prescriptions du R.P.A. on doit avoir :



Le R.P.A. prescrit à l'article 4.2.3.21 un % d'armatures longitudinales minimal de 0,3% pour les H.A. et de 0,5% pour les A.D. pour notre cas $0,3 \times h_t \times b = \frac{0,3}{100} \times 40 \times 30 = 3,6 \text{ cm}^2$.

La méthode de calcul est celle de pierre Charon.

$$M \rightarrow \mu \rightarrow (E, K) \rightarrow A \leq A_{\min} \rightarrow A \text{ adoptée.}$$

On effectue les vérifications suivantes :

- ✓ Contraintes : $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h} < \bar{\sigma}_a$ et $\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} < \bar{\sigma}_b'$
- ✓ non fragilité : $A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$
- ✓ non entraînement : $\sigma_d = \frac{T_{\max}}{\eta \cdot P \cdot e} \leq \bar{\sigma}_d = \eta \cdot \psi_d \cdot \bar{\sigma} = 2,15 \cdot 5,9 = 12,7 \text{ Kg/cm}^2$

✓ Fissuration :

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\Phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta}{\Phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

✓ Flèche :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{M_t}{M_a} ; \quad \omega_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{eu}} ; \quad \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{22,5}$$

1) écartement des armatures: Art. 4.2.3.2.2 RPA

zone modale $s \leq \min \left[\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right]$

hors zone modale $s \leq \frac{h}{2}$

Pour le calcul des armatures transversales les contraintes admissibles sont

$$\tau_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} > \bar{\sigma}'_b$$

$$\tau_b = \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}} \right) \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b_0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b_0}$$

On calcule $\tau_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z}$

si $\tau_b < \bar{\tau}_b$ les armatures droites suffisent.

si $\tau_b > \bar{\tau}_b$ on choisit des armatures (cadres + étriers)

et on calcule l'espacement $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T_{\max}}$

avec $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en}$ ($\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$)

$$\rho_{at} = \max \left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\tau_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b} \right)$$

Les calculs et résultats seront regroupés dans des tableaux.

Ferrailage de la poutre (3-4) (portique 1)

niveau	moment	genre	M t.m	μ	E	K	A cm ²	A _{adop} cm ²	σ_b' Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²
a-a	Me	SP1	5,72	0,0746	0,8886	29,9	6,21	4T16	85,85	2193
	Me	SP1	7,49	0,0977	0,8754	25,1	8,26	4T16+ 2T12	103,78	2179
	Mw	SP1	3,11	0,0405	0,9144	43,4	3,28	4T16	69,34	1772
b-b	Me	SP1	4,57	0,0596	0,8988	34,4	4,91	4T16	68,59	1752
	Me	SP1	5,24	0,0683	0,8927	31,6	5,67	4T16	78,65	209
	Mw	SP1	3,26	0,0425	0,9126	42,2	3,45	4T16	48,93	1241
c-c	Me	SP1	4,57	0,0596	0,8988	34,4	4,91	4T16	68,59	1752
	Me	SP1	5,21	0,0679	0,8927	31,7	5,63	4T16	78,20	1998
	Mw	SP1	3,34	0,0435	0,9117	41,6	3,53	4T16	50,13	1281
d-d	Me	SP1	4,57	0,0596	0,8988	34,4	4,91	4T16	68,59	1752
	Me	SP1	5,21	0,0679	0,8929	31,7	5,63	4T16	78,20	1998
	Mw	SP2	5,10	0,0443	0,9111	41,2	3,60	4T16	76,55	1956
e-e	Me	SP1	4,57	0,0596	0,8988	34,4	4,91	4T16	68,59	1752
	Me	SP1	5,21	0,0679	0,8929	31,7	5,63	4T16	78,59	208
	Mw	SP2	5,18	0,0450	0,9104	40,8	3,66	4T16	77,75	1986
f-f	Me	SP1	4,96	0,0647	0,8952	32,7	5,35	4T16	74,44	1902
	Me	SP1	5,12	0,0668	0,8936	32	5,53	4T16	76,85	1963
	Mw	SP1	4,14	0,054	0,9026	36,5	4,43	4T16	62,14	1588

- ✓ le ferrailage minimal est 0,3% de la section = 3,6 cm²
- ✓ le ferrailage maximal est 2,5% de la section = 30 cm²
- ✓ les contraintes sont vérifiées.

Remarque : pour les autres vérifications, on vérifiera le cas le plus défavorable.

✓ fragilité : $0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 37 = 1,076 \text{ cm}^2$

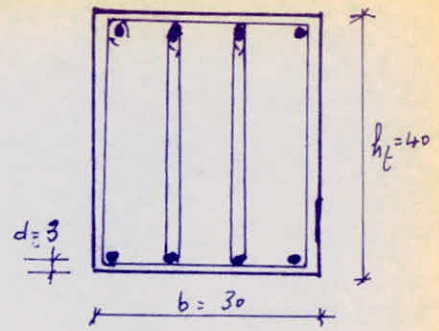
on a $A = 8,04 > 1,076 \text{ cm}^2$.

✓ Finuation : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{A_f} = \frac{8,04}{30 \cdot 6} = 0,44$

$$\sigma_1 = \frac{n \cdot K}{\phi} \cdot \frac{\tilde{w}_f}{1 + w_f} = \frac{15 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{16} \cdot \frac{0,044}{1 + 0,044 \times 10} = 4621 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n \cdot K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{16}} = 2258 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_1 = 4621 > \bar{\sigma}_a$$



∴ non entièrement :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{P \cdot z} = \frac{9,84 \cdot 10^3}{4 \cdot 1,6 \cdot \pi \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 15,12 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

∴ Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{9840}{30 \cdot 37 \cdot \frac{7}{8}} = 10,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$$

d'où les armatures longitudinales suffisent.

on adopte (un cadre + 2 étriers) $\phi 8 \rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}}$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{eu}$$

$$\rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right) = 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,81$$

$$\sigma_{at} = 0,81 \cdot 2400 = 1944 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{3,01 \times \frac{7}{8} \times 37 \times 1944}{9804} = 19,32 \text{ cm}$$

$$\bar{E} = 0,5 h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\bar{\Delta} = \min\left(\frac{h_t}{4}, 12 \phi, 30\right) = 10 \text{ cm}$$

on adopte un écartement

$\lambda = 10 \text{ cm}$ en zone modale

$\lambda = 20 \text{ cm}$ en zone hors zone modale

∴ fleche $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$

$$\frac{40}{5,1} = 0,078 \geq \frac{1}{15} \cdot \frac{7,49}{11,9} = 0,042$$

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{eu}} \rightarrow \frac{8,04}{30 \cdot 37} = 0,0078 < 0,0086$$

-136-

Ferrailage de la poutre (1-2) (portique 1)

niveau	moment	Genre	M (t.m)	μ	ϵ	K	A cm ²	A adopt	σ_b' Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²
a-a	Me	SP1	0,99	0,0129	0,9495	84	1,01	2T14	20,6	649
	Mt	SP1	3,26	0,0425	0,9126	42,2	3,45	3T14	67,8	2137
	Mw	SP1	2,44	0,0318	0,9231	50	2,55	3T14	50,8	1599
b-b	Me	SP2	2,40	0,0208	0,9367	64	1,66	3T14	50	1573
	Mt	SP1	2,31	0,0301	0,9254	52	2,41	3T14	48,1	1514
	Mw	SP1	1,94	0,0259	0,9308	58	2,02	3T14	40,4	1272
c-c	Me	SP2	2,73	0,0237	0,9329	59,5	1,88	3T14	56,8	1789
	Mt	SP1	2,33	0,0303	0,9248	51,5	2,43	3T14	48,5	1527
	Mw	SP1	1,93	0,0252	0,9310	57,5	2,00	3T14	40	1265
d-d	Me	SP2	2,93	0,0254	0,9308	58	2,02	3T14	61	1920
	Mt	SP1	2,33	0,0303	0,9248	51,5	2,43	3T14	48,5	1527
	Mw	SP1	1,93	0,0252	0,9310	57,5	2,00	3T14	40	1265
e-e	Me	SP2	3,01	0,0262	0,9296	56	2,08	3T14	64,5	2032
	Mt	SP1	2,33	0,0303	0,9248	51,5	2,43	3T14	48,5	1527
	Mw	SP1	1,93	0,0252	0,9310	57,5	2,00	3T14	40	1265
f-f	Me	SP2	2,41	0,0296	0,9367	64	1,65	3T14	50	1577
	Mt	SP1	2,23	0,0291	0,9265	53	2,32	3T14	46,4	1462
	Mw	SP1	2,12	0,0276	0,9281	54,5	2,20	3T14	44	1389

$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 3,6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 30 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ respectées.} \quad A = 4,62 \text{ cm}^2.$

les contraintes sont vérifiées.

fragilité : $0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot bh = 1,076 < A = 4,62 \text{ cm}^2.$

armature : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{bh} = \frac{4,62}{30 \times 6} = 0,0256.$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{14} \times \frac{0,0256}{1 + 10 \cdot 0,0256} = 3495 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,6 \cdot 1,5 \cdot 10^6 \cdot 5,9}{14}} = 2414 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3495 \text{ Kg/cm}^2 > \max \sigma_a = 2137 \text{ Kg/cm}^2.$$

✓ mon entraînement: $\sigma_d = \frac{T_{max}}{P \cdot z} = \frac{5,12 \cdot 10^3}{4 \cdot 1,4 \cdot \frac{\pi \cdot 7}{8} \cdot 37} = 889 < 17,7 = \bar{\sigma}_d$

✓ Armatures transversales:

$\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5,12 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{37 \cdot 7}{8}} = 5,27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,61 \text{ Kg/cm}^2$

d'où

Les armatures longitudinales suffisent → on adopte (un cadre + 1 étrier) $\Phi 8, A_f = 2,01 \text{ cm}^2$

$k = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} \quad \sigma_{at} = \max\left(\frac{z}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9 \cdot \bar{\sigma}_b}\right) = 0,9$

$k = \frac{2,01 \cdot 7/8 \cdot 37 \cdot 0,9 \cdot 2400}{5,12 \cdot 10^3} = 27,4 \text{ cm}$

$\bar{k} = 0,5 k_t = 20 \text{ cm}$

$\bar{A} = \min\left(\frac{k_t}{4}, 12\Phi, 30\right) = 10 \text{ cm}$

⇒ on adopte $k = 10 \text{ cm}$ en zone modale
 $k = 20 \text{ cm}$ hors zone modale

Ferraillage de la poutre (2-3): (portique 1)

niveau	moment	Genre	M b.m	N	E	K	A	A _{adop}	σ'_b Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²
a-a	Me	SP1	2,17	0,0283	0,9273	54	2,26	3T14	45,15	1422
	Mw	SP1	4,62	0,0602	0,8984	34,2	4,96	3T16	76,5	2327
b-b	Me	SP2	2,52	0,022	0,9351	62	1,52	3T14	52,4	1652
	Mw	SP1	3,17	0,0413	0,9138	43	3,35	3T14	66	2078
c-c	Me	SP2	2,80	0,0243	0,9320	58	1,93	3T14	58,26	1835
	Mw	SP1	3,15	0,041	0,9138	43	2,33	3T14	65,5	2065
d-d	Me	SP2	2,95	0,0256	0,9306	57	3,06	3T14	61,4	1934
	Mw	SP1	3,15	0,041	0,9138	43	1,93	3T14	64,5	2065
e-e	Me	SP2	3,01	0,0287	0,9269	53,5	2,08	3T14	62,6	1973
	Mw	SP2	4,74	0,0412	0,9138	43	3,34	3T14	98,63	3107
f-f	Me	SP1	1,59	0,0207	0,9371	64,5	1,64	3T14	33	1042
	Mw	SP1	2,96	0,0386	0,9164	44,80	3,12	3T14	61,6	1940

Remarque: mêmes vérifications que la travée (1-2) car on a les mêmes sections; mêmes ferraillages adoptés et des efforts moins que pour la travée (1-2).

Ferraillage de la poutre 2-3 (portique 2)

n. veau	moment	Genre	M t.m	μ	E	K	A cm ²	A adop	σ_b Kg/cm ²	σ_a Kg/cm ²
a-a	Me	SP1	1,47	0,0192	0,939	67	1,51	6T16	24,18	725
	Me	SP1	2,366	0,0308	0,9242	51	2,47	6T16	38,9	1168
	Mw	SP1	4,236	0,0553	0,9020	36	4,53	6T16	69,7	2090
b-b	Me	SP1	4,222	0,0551	0,9021	36,1	4,52	6T16	69,5	2084
	Me	SP1	3,197	0,0417	0,9135	42,8	3,38	6T16	52,6	1578
	Mw	SP1	2,533	0,033	0,9219	49,0	2,65	6T16	41,7	1250
c-c	Me	SP1	4,222	0,0551	0,9021	36,1	4,52	6T16	69,5	2084
	Me	SP1	3,197	0,0417	0,9135	42,8	3,38	6T16	52,6	1578
	Mw	SP1	2,533	0,033	0,9219	49,0	2,65	6T16	41,7	1250
d-d	Me	SP1	2,408	0,0314	0,9237	50,5	2,52	6T16	39,62	1188
	Me	SP1	3,895	0,0508	0,9057	38,0	4,15	6T16	64,12	1923
	Mw	SP1	2,408	0,0314	0,9237	50,5	2,52	6T16	39,62	1188
e-e	Me	SP1	2,408	0,0314	0,9237	50,5	2,52	6T16	39,62	1188
	Me	SP1	3,895	0,0508	0,9057	38,0	4,15	6T16	64,12	1923
	Mw	SP1	2,408	0,0314	0,9237	50,5	2,52	6T16	39,62	1188
b-b	Me	SP1	20,81	0,0271	0,9286	55,0	2,16	6T16	34,24	1027
	Me	SP1	3,950	0,0515	0,9049	37,6	4,21	6T16	64,99	1950
	Mw	SP1	20,81	0,0271	0,9286	55,0	2,16	6T16	34,24	1027

$\left. \begin{aligned} \checkmark A_{min} &= 3,6 \text{ cm}^2 \\ A_{max} &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A_{adoptee} = 6,16 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiee.}$

✓ les contraintes sont verifiees.

Pour les autres verifications on verifiera le cas le plus defavorable.

✓ Fragilite' :

$$A = 6,16 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 1,076 \text{ cm}^2.$$

✓ Fissuration : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{6,16}{30 \times 6} = 0,03422.$

$$\sigma_1 = \frac{\mu \cdot K}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 4370 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\mu \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2337 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 4370 < \bar{\sigma}_a$$

✓ mon entrainement : $\bar{\sigma}_d = \frac{T_{max}}{P \cdot z} = \frac{6,926 \cdot 10^3}{4 \cdot 1,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 10,64 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$

Armatures transversales: $\sigma_b = \frac{T}{b \cdot z} = 10,13 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2$.

d'où les armatures longitudinales suffisent:
on adopte (un cadre et 2 étriers) $\phi 8 \rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T_{max}} =$$

$$\sigma_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{cn} \quad \sigma_{cn} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9\sigma_b} \right\} = 0,86$$

d'où $t = 29 \text{ cm}$.

$$\bar{t} = 0,5 h_t = 20 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \min \left(\frac{h_t}{4}, 12\phi, 30 \right) = 10 \text{ cm}$$

on adopter a : $\rho = 10 \text{ cm}$ zone modale
 $\rho = 20 \text{ cm}$ hors zone modale.

fleche: $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{40}{4,05} = 0,987 > \frac{1 \times 2,366}{15 \times 5,219} = 0,032$.

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{cn}} \rightarrow \frac{6,16}{30 \times 37} = 0,0055 < \frac{36}{4200} = 0,0085$$

Ferraillage de la poutre 3-4 (partique 2).

niv	moment	Genre	M t.m	N	E	K	A cm ²	A _{adop.}	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	$\bar{\sigma}_a$ Kg/cm ²
a-a	M _e	SP1	3,667	0,0478	0,9081	39,4	3,89	3T14	66,8	2380
	M _t	SP1	1,271	0,0166	0,9429	72,5	1,30	3T14	23,2	825
	M _w	SP1	0,844	0,011	0,953	91,5	0,854	3T14	18,4	548
b-b	M _e	SP1	2,028	0,0264	0,9296	56,0	2,033	3T14	37,0	1316
	M _t	SP1	2,137	0,0279	0,9275	54,0	2,22	3T14	39,0	1387
	M _w	SP2	1,883	0,0164	0,9434	73,2	1,28	3T14	34,3	1222
c-c	M _e	SP1	2,028	0,0264	0,9296	56,0	2,03	3T14	37,0	1316
	M _t	SP1	2,137	0,0279	0,9275	54,0	2,22	3T14	39,0	1387
	M _w	SP2	2,266	0,0197	0,9383	66,0	1,55	3T14	41,3	1471
d-d	M _e	SP1	2,193	0,0286	0,9270	53,4	2,28	3T14	39,99	1423
	M _t	SP1	2,016	0,0263	0,9296	56,0	2,09	3T14	36,7	1309
	M _w	SP2	2,212	0,0192	0,9390	67,0	1,51	3T14	40,3	1436
e-e	M _e	SP2	2,193	0,0286	0,9270	66,0	2,28	3T14	39,99	1424
	M _t	SP1	2,016	0,0263	0,9296	56,0	2,09	3T14	36,7	1309
	M _w	SP2	2,204	0,0192	0,9390	67,0	1,42	3T14	40,3	1432
f-f	M _e	SP1	1,574	0,0205	0,9371	64,5	1,62	3T14	28,7	1022
	M _t	SP1	2,197	0,0286	0,9270	66,0	2,28	3T14	40,6	1426
	M _w	SP2	1,577	0,0137	0,9479	81,0	0,61	3T14	28,7	1024

* le même ferraillage est adopté pour la poutre 1-2 du même partique (2),
Vu la symétrie des deux poutres

$$\left. \begin{aligned} A_{\min} &= 3,6 \text{ cm}^2 \\ A_{\max} &= 30 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right\} A = 4,62 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

✓ les contraintes sont vérifiées:

✓ Fragilité: $A = 4,62 \text{ cm}^2 > 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{\text{ten}}} = 1,076 \text{ cm}^2$.

✓ Fissuration: $\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{4,62}{30,6} = 0,0257$

$$\sigma_1 = \frac{\eta \cdot K}{\Phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = 3505 \text{ Kg/cm}^2; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot K \cdot \bar{\sigma}_b}{\Phi}} = 2337 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3505 \text{ Kg/cm}^2 > \sigma_a$$

✓ non entraînément: $\bar{\sigma}_d = \frac{T_{\max}}{P \cdot z} = \frac{5,937 \cdot 10^3}{4 \times 1,4 \cdot \pi \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 10,42 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$

$\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$

✓ Armatures transversales: $\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5937}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 6,11 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$.

les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on adoptera (1 cache + 1 étrier) $\rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$.

espacement: on adoptera les espacements de la route 3-4

$\Delta = 10 \text{ cm}$ en zone modale

$\Delta = 20 \text{ cm}$ hors zone modale.

flèche:

$$\frac{ht}{l} > \frac{1}{15} \cdot \frac{M_L}{M_0} \rightarrow \frac{40}{3,30} = 0,21 > \frac{1}{15} \cdot \frac{2,197}{3,774} = 0,038$$

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{36}{\sigma_{\text{ten}}} \rightarrow \frac{4,62}{30 \cdot 37} < \frac{36}{4200} \rightarrow 0,0042 < 0,0086$$

Ferrailage des poteaux

Les poteaux seront calculés en flexion composée sous les sollicitations du 1^{er} genre $G+1,2P$ et les sollicitations du 2^{ème} genre $G+P\pm 1,2E$. Les combinaisons à considérer sont celles qui donnent $(N_{max}, M_{corresp})$ et $(N_{min}, M_{corresp})$. Le calcul des armatures longitudinales se fait comme suit :

a) Section partiellement comprimée (S.P.C):

Les conditions de compression partielle d'une section rectangulaire ont été évoquées dans les résumés. La méthode du ferrailage est celle du moment fictif déjà évoquée. La contrainte admissible du béton est prise égale à

$$e = \frac{M}{N}; \quad \bar{\sigma}_b' = \min \left\{ \begin{array}{l} 2\bar{\sigma}_{b_0}' \\ \bar{\sigma}_{b_0}' \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) \end{array} \right.$$

b) Section entièrement comprimée (S.E.C):

On détermine les armatures symétriques $A_1' = A_2'$ par le procédé suivant:

$$\begin{aligned} \bar{\sigma}_b' &= \bar{\sigma}_{b_0}' \left(1 + \frac{2e_0}{h_t}\right) & \rho &= \frac{\bar{\sigma}_b' b \cdot h_t}{N} & \beta &= \frac{6MG}{N \cdot h_t} \\ \delta &= \frac{d_1'}{h_t} = \frac{d_2'}{h_t} & c &= 0,27(1-2\delta) & \beta &= \frac{6MG}{h_t} \\ D &= 0,3(\rho - \beta) - 0,9(1-\rho)(1-2\delta)^2 \rho & E &= -(1+\beta-\rho) \\ \omega' &= \frac{-D + \sqrt{D^2 - 4cE}}{2c} & A_1' = A_2' &= \frac{\omega' \cdot b \cdot h}{100} \end{aligned}$$

c) Pourcentage minimal des armatures longitudinales:

Art. 4.23.11 du R.P.A. barres H.A sans crochets.
 le ϕ min. est 14 mm.
 Amin en 2^{ème} zone 1%

$$A_{min} = 1 \cdot \frac{b \cdot b}{100} = \frac{30 \cdot 30}{100} = 9 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = 4\% \cdot b \cdot h = 36 \text{ cm}^2$$

La longueur de recouvrement minimale est 50ϕ .

d) Flambement: La vérification au flambement n'est pas nécessaire si:

$$\frac{l_c}{a} \leq 14,4$$

l_c : longueur de flambement
 $= 0,7 l_0$
 a : plus petite dimension

$$a = 30 \text{ cm}$$

$$l_c = 0,7 \times 3,06 = 2,14 \text{ m}$$

$$\frac{l_c}{a} = \frac{2,14}{0,30} = 7,13 < 14,4$$

Les résultats des poteaux seront présentés sous forme de tableaux

Ferrailage des poteaux Sous SPI (portique 1)

niv.	poteaux	N (t)	M _{corresp} (t.m)	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	etat de la section	$\bar{\sigma}_b'$ Kg/cm ²	A. cm ²
b-b	1	12,74	0,55	4,3	5,00	S.E.C	88,52	/
	2	20,46	0,18	0,9	5,00	S.E.C	72,93	/
	3	22,67	0,72	3,2	5,00	S.E.C	83,48	/
	4	18,61	1,73	9,3	5,00	S.P.C	111,45	/
d-d	1	23,94	0,62	2,6	5,00	S.E.C	80,72	/
	2	38,31	0,19	0,5	5,00	S.E.C	71,10	/
	3	43,02	0,71	1,6	5,00	S.E.C	76,14	/
	4	34,74	1,66	4,8	5,00	S.E.C	90,81	/
f-f	1	34,96	1,04	3,0	5,00	S.E.C	82,56	/
	2	56,24	0,35	0,6	5,00	S.E.C	71,55	2,75
	3	63,67	1,41	2,2	5,00	S.E.C	78,89	6,59
	4	50,86	2,88	5,66	5,00	S.P.C	94,76	20,38

Ferrailage des poteaux (N_{max}, M_{corresp}) :

niv.	poteaux	N (t)	M _{corresp} (t.m)	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	Etat de la section	$\bar{\sigma}_b'$ Kg/cm ²	A (cm ²)
b-b	1	13,32	1,49	11,2	5,00	S.P.C	180	/
	2	20,26	1,37	6,76	5,00	S.P.C	148	/
	3	22,86	1,89	8,3	5,00	S.P.C	160	/
	4	18,56	2,10	11,3	5,00	S.P.C	180	/
d-d	1	26,08	1,73	6,6	5,00	S.P.C	148	/
	2	38,38	1,61	4,2	5,00	S.E.C	132	/
	3	44,33	2,11	4,7	5,00	S.E.C	90	1,56
	4	26,86	1,59	5,9	5,00	S.P.C	144	/
f-f	1	38,31	1,70	4,4	5,00	S.E.C	133	/
	2	56,68	1,22	2,1	5,00	S.E.C	117	/
	3	65,75	2,23	3,4	5,00	S.E.C	126	/
	4	51,69	3,46	6,4	5,00	S.P.C	148	10,4

Calcul des sections des poteaux pour (N_{min} , $M_{corresp}$)
(potique 1)

niv.	poteaux	N (t)	M _{corresp} (k.m)	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	état de la section	σ'_b	A cm ²
b-b	1	9,01	1,13	12,54	5,00	S.P.C	189	/
	2	12,26	1,37	11,20	5,00	S.P.C	180	/
	3	13,53	0,57	4,20	5,00	SEC	132	/
	4	11,33	0,81	7,15	5,00	S.P.C	152	/
d-d	1	12,65	0,63	5,00	5,00	S.P.C	138	/
	2	22,56	1,08	4,80	5,00	SEC	136	/
	3	24,35	0,77	3,20	5,00	SEC	125	/
	4	15,28	0,04	0,26	5,00	SEC	105	/
f-f	1	21,97	1,12	5,10	5,00	S.P.C	138	/
	2	32,78	0,52	1,60	5,00	SEC	114	/
	3	35,66	0,39	1,10	5,00	SEC	111	/
	4	29,30	1,16	3,96	5,00	SEC	130	/

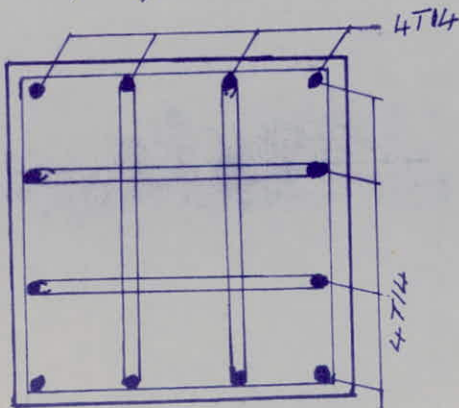
On ferraille les poteaux selon les prescriptions du R.P.A

$$A_{min} = 9 \text{ cm}^2$$

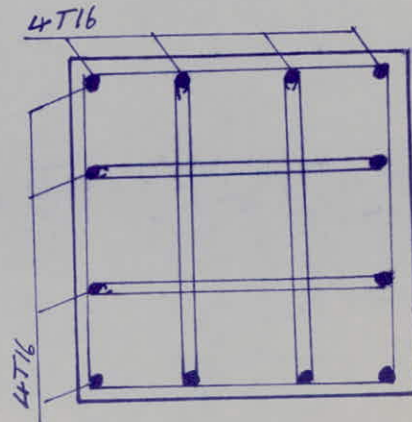
$$A_{max} = 36 \text{ cm}^2$$

Ferrailage adopté:

On adopte pour tous les poteaux:



niveau (a-a); (b-b); (c-c); (d-d)



niveau (e-e); (f-f)

verification à l'effort tranchant:

on doit verifier que $\tau_{max} = \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b$.

$$\bar{\tau}_b = 0,15 \sigma_{28}' = 0,15 \times 270 \times 1,02 = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T_{max} = 5,12 \text{ t.} \Rightarrow \tau_{bmax} = \frac{5,12 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} 28} = 6,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Armatures transversales: le R.P.A. préconise un espacement maximum pour les armatures transversales.

zone modale y compris la hauteur du nœud:

$$t \leq (\min(\phi_{\min}, 15)) \rightarrow \text{on prend } t = 10 \text{ cm.}$$

hors zone modale

$$t \leq 12 \phi_{\min} \rightarrow \text{ " } t = 16 \text{ cm}$$

le ϕ_{\min} pour les armatures transversales pour les A.D est 8 mm.

le pourcentage minimal dans le 2 directions, en armatures transversales est 0,4% pour la zone II, pour les zones modales

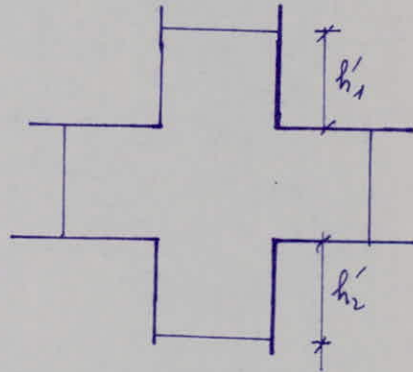
$$\rho_t = \frac{A_t}{b \cdot t}$$

zone modale:

$$h' = \max\left(\frac{h}{6}, b_1, b_2, 60 \text{ cm}\right)$$

h = hauteur du poteau.

$b_1 \times b_2$ section du poteau.



Longueur de recouvrement:

$$l_r \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,6 \cdot \frac{\phi_l}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{1,25 \psi^2 \bar{\sigma}_b} \\ 50 \phi_l \end{array} \right.$$

on prend $h' = 60 \text{ cm.}$

$$l_r = 50 \phi_l$$

- 145 -

Ferrailage des poteaux pour SP1: (portique 2)

niv	poteaux	N (t)	M corr. t.m	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	etat de la section	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	A (cm ²)
b-b	1	/	/	/	/	/	/	/
	2	15,733	0,075	0,48	5,00	S.E.C	68,84	/
	3	19,74	0,214	1,10	5,00	S.E.C	69,47	/
	4	8,017	0,522	6,51	5,00	S.P.C	70,88	/
d-d	1	2,965	0,525	17,7	5,00	S.P.C	137,6	0,18
	2	29,098	0,104	0,35	5,00	S.E.C	70,4	/
	3	36,85	0,104	0,28	5,00	S.E.C	69,45	/
	4	15,54	0,429	2,7	5,00	S.E.C	70,46	/
b-b	1	9,187	0,514	5,6	5,00	S.P.C	94,5	/
	2	45,23	0,095	0,21	5,00	S.E.C	69,76	/
	3	54,37	0,095	0,17	5,00	S.E.C	68,93	/
	4	23,14	0,315	1,36	5,00	S.E.C	69,94	0,75

Ferrailage des poteaux nous (N_{max}, M_{corr}) :

niv	poteaux	N (t)	M _{corr} t.m	$e_0 = \frac{M}{N}$	$e_1 = \frac{h_t}{6}$	etat de la section	$\bar{\sigma}_b$ Kg/cm ²	A (cm ²)
b-b	1	/	/	/	/	/	/	/
	2	15,902	0,965	6,01	5,00	S.P.C	143,92	2,95
	3	19,743	0,214	1,1	5,00	S.E.C	104,12	/
	4	8,438	0,514	6,8	5,00	S.P.C	149,33	1,624
d-d	1	3,512	1,318	37,5	5,00	S.P.C	206,5	0,89
	2	29,913	1,112	3,7	5,00	S.E.C	128,6	/
	3	36,84	0,104	0,28	5,00	S.E.C	104,17	/
	4	17,03	1,218	7,15	5,00	S.P.C	151,73	3,34
b-b	1	10,611	0,315	2,97	5,00	S.P.C	123,6	/
	2	46,42	0,563	1,2	5,00	S.E.C	111,5	/
	3	54,37	0,095	0,17	5,00	S.E.C	104	0,75
	4	25,50	0,665	2,61	5,00	S.E.C	120,6	/

Ferrailage des poteaux nous (Nmis, M_{corr}) (portique 2)

niv	poteaux	N(t)	M _{corr} (t.m)	e ₀ = $\frac{M}{N}$ cm N	e ₁ = $\frac{h}{6}$ cm	etat de la section	$\bar{\sigma}'_b$ Kg/cm ²	A cm ²
b-b	1	/	/	/	/	/	/	/
	2	8,807	0,329	3,74	5,00	S.E.C	128,37	/
	3	12,013	0,814	6,76	5,00	S.P.C	149,0	2,3
	4	4,368	1,037	23,74	5,00	S.P.C	205,5	1,56
d-d	1	1,105	0,34	30,77	5,00	S.P.C	206,5	0,15
	2	14,344	0,727	5,05	5,00	S.P.C	138,0	/
	3	21,832	0,902	4,13	5,00	S.E.C	131,0	/
	4	7,758	0,959	12,36	5,00	S.P.C	187,0	1,9
f-f	1	3,59	0,611	17,02	5,00	S.P.C	206,5	0,18
	2	28,155	0,867	3,08	5,00	S.E.C	124,4	/
	3	31,869	0,867	2,72	5,00	S.E.C	121,38	/
	4	11,343	0,817	7,20	5,00	S.P.C	152,0	2,23

Ferrailage adopté à tous les poteaux du portique 2 est le même ferrailage que celui des poteaux du portique 1.

niveau (e-e); (f-f) → 4 T14 } Ferrailage symétrique.
niveau (a-a); (b-b); (c-c); (d-d) → 4 T16 }

Verification à l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_{max} = \frac{T}{b \cdot z}$$

$$\bar{\tau}_{bmax} = \frac{3,491 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7 \cdot 28}{8}} = 4,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 0,15 \cdot \sigma'_{28} = 40,5 \text{ Kg/cm}^2$$

verifié

Armatures transversales:

comme au portique 1, on prendra des cadres et des étriers $\phi 8$

t = 10 cm en zone modale

t = 20 cm hors zone modale.

longueur de recouvrement:

on prendra $l_e = 50 \phi$.

longueur de la zone modale:

$h' = 60 \text{ cm}$.

FOUNDATIONS'

DESCRIPTION DU SOL.

Notre bâtiment est fondé sur un sol constitué d'argiles de densité élevée. Elles sont dotées d'un indice de plasticité faible $I_p = (19,2 \div 22,2)$, étant cette argile un produit de désagrégation des grès sous-jacents, leur teneur en eau naturelle est toujours nettement inférieure à la limite de plasticité. Étant de consistance très ferme $I_c = (1,25 \div 1,41)$ l'argile est peu compressible.

Compte tenu des résultats des essais, le terrain est très favorable pour la construction. Une fondation superficielle en semelles isolées peut être adoptée sur l'argile "brun-jaune" ferme en choisissant une fiche de 1.00 m de profondeur.

Le taux de travail admissible est de : $q_a = 4,0 \text{ kg/cm}^2$
Le tassement sera faible ; le tassement total ne dépassera pas selon les calculs les (1,0 \div 1,5 cm) et le tassement différentiel de l'ordre (de 0,5 cm) .

Ces valeurs sont parfaitement acceptables.

Lors des sondages aucune nappe phréatique n'a été décelée.

La Cohesion $c = 6 \text{ T/m}^2$

L'angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$

ETUDE DU VOILE PERIPHERIQUE

Conformément à l'article 3.3.8.5 du RPA, on doit prévoir pour notre bâtiment un voile périphérique continu ceinturant le bâtiment entre le niveau des fondations et le niveau de base du RDC.

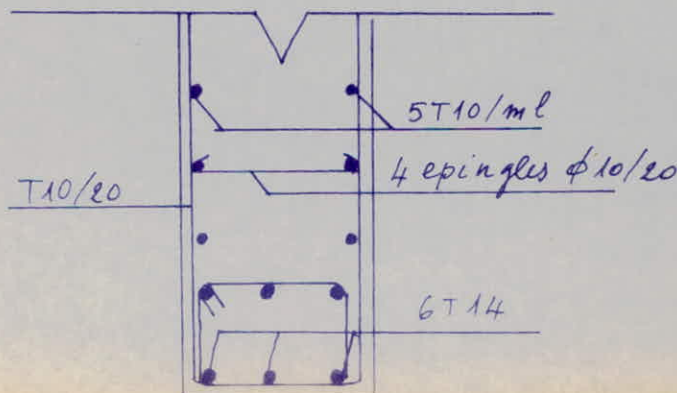
Ce système d'infrastructure constitue une boîte rigide qui offre une bonne assise et une grande stabilité à la construction. On prévoit des voiles de 2.00 m de hauteur et de 20 cm d'épaisseur.

Les RPA prévoit des armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de sections supérieures ou égales à 20% de la section transversale totale du béton avec des recouvrements $\geq 50 \phi$

$$A_L \geq \frac{0,20 \cdot 20 \cdot 200}{100} = 8 \quad \text{on adopte } 6T14$$

$A = 9,23 \text{ cm}^2$

On prévoit en outre des armatures longitudinales de peau ayant une section supérieure ou égale à $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et par face (en hauteur), on adopte $5T10/\text{ml} \rightarrow A = 3,92 \text{ cm}^2/\text{ml}$



CALCUL DES FONDATIONS

Nous allons adopter pour les fondations de notre structure deux types de semelles :

- semelles filantes sous murs.
- semelles isolées sous poteaux.

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage s'effectueront selon les combinaisons de 1^{er} et 2^{em} genre et on prendra le cas le plus défavorable.

1^{er} genre $S_1 = G + 1,2 P$, 2^{em} genre = $G + P + 1,2 E$

1°) Semelles sous voiles V_{T1}, V_{T4}
 $M = 350 \text{ t m}$
 $N = 86,56 \text{ t}$
 $l = (4,65 + 2 \times 0,5) = 5,65 \text{ m}$

Dimensionnement sous S_2 .

$$1,33 \sigma_s \geq \frac{Q}{S} + \frac{M}{I} y = \frac{M}{\frac{B l^3}{12}} \cdot \frac{l}{2} + \frac{N}{B l} = \frac{350 \cdot 10^5}{\frac{B \cdot 565^3}{12}} \cdot \frac{565}{2} + \frac{86560}{565 B}$$

$B \geq 152 \text{ cm}$

$B = 160 \text{ cm}$; $1,33 \sigma_s = 1,33 \cdot 4 = 5,32 \text{ kg/cm}^2$

$$h \geq \frac{B - b}{4} = \frac{160 - 30}{4} = 37,5 \text{ soit } h_t = 45 \text{ cm}, h = 40 \text{ cm}$$

pois de la semelle :

$q = 2,5 \times 1,6 \times 5,65 \times 0,45 = 10,17 \text{ t}$

$N_{tot} = 86,56 + 10,17 = 96,73 \text{ t}$

$e = \frac{M}{N} = 3,62 \text{ m}$

Verification des Contraintes

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left(1 + \frac{6e}{l} \right) = \frac{96,73 \cdot 10^3}{160 \times 565} \left[1 \pm \frac{6 \times 3,62}{565} \right] =$$

$\sigma_1 = 5,18 < 1,33 \sigma_s$, $\sigma_2 < 0$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = \frac{0 + 3 \cdot 5,18}{4} = 3,88 \text{ kg/cm}^2$$

Q = 38,8 x 1 = 38,8 t/ml.

Calcul des aciers par la methode des consoles :

l = (B-b)/2 = (160-30)/2 = 65 cm.

M = (Q * l^2) / 2 = (38,8 * 0,65^2) / 2 = 8,19 t.m.

A = (M / (sigma_a * z)) = (8,19 * 10^5) / (4200 * (7/8) * 40) = 5,58 cm^2

A_r = (A / 4) = 1,39 cm^2

- Sous S1

N = 88,35 + pd de la semelle = 98,52 t

sigma_s = (N / S) = (98,52 * 10^3) / (160 * 565) = 1,09 cm^2 -> Q = sigma_s * 1 = 10,9 t/ml

M = (Q * l^2) / 2 = (10,9 * 0,65^2) / 2 = 2,3 t.m.

A = (M / (sigma_a * z)) = (2,3 * 10^5) / (2800 * (7/8) * 40) = 2,35 cm^2 -> A_r = (A / 4) = 0,59 cm^2

On adopte : 5T10/ml A = 6,28 cm^2 espaces de 12cm
4T8/ml A_r = 1,5 cm^2 " " 52cm

1/ Semelles sous voiles V_e1, V_e2, V_e3, V_e4

S2 { M = 189,32 t.m.
N = 114,74 t.m.
l = 4,60 m.

Dimensionnement sous S2 :

1,33 sigma_s >= (N / (B * l)) + (M / (b * l^3 / 12)) => - B = 160 cm.
h >= (B-b) / 4 = 37,5

B >= 143 cm.

- h = 40 cm
- h_t = 45 cm.

pois de la semelle :

q = 2,5 * 4,60 * 0,45 * 1,60 = 8,28 t.

N_T = 114,74 + 8,28 = 123,02 t.

verification des contraintes :

sigma_1,2 = (N / S) [1 +/- (6 * e) / L] = (123,02 * 10^3) / (160 * 460) [1 +/- (6 * 1,649) / 4,6] = { sigma_1 = 5,27 Kg/cm^2 < 1,33 sigma_s
sigma_2 < 0

sigma((l/4)) = (3 * sigma_1) / 4 = 3,95 Kg/cm^2 < 1,33 sigma_s = 5,32 Kg/cm^2

Calcul des aciers par la méthode des bielles.

$$Q = 3,95 \text{ kg/cm}^2 = 39,5 \text{ t/m}^2$$

$$Q = 39,5 \times 1 = 39,5 \text{ t/ml} \quad l = \frac{B-b}{2} = 65 \text{ cm.}$$

$$M = \frac{Q \cdot l^2}{2} = \frac{39,5 \times 0,65^2}{2} = 8,34 \text{ t.m./ml.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{8,34 \cdot 10^5}{4200 \times \frac{7}{8} \times 460} = 5,68 \text{ cm}^2.$$

- Sous S1:

$$\bar{\sigma}_s = \frac{N}{S} = \frac{126,66 \cdot 10^3}{160 \cdot 46} = 1,72 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Q = 17,2 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{17,2 \cdot 0,65^2}{2} = 3,64 \text{ t.m./ml.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{3,64 \times 10^5}{2800 \times \frac{7}{8} \times 40} = 3,71 \text{ cm}^2.$$

on prendra

$$A = 5,68 \text{ cm}^2 \\ A_t = \frac{A}{4} = 1,42 \text{ cm}^2$$

on adoptera

$$8 \text{ T}10 \quad A = 6,28 \text{ cm}^2 \\ 4 \text{ T}8 \quad A_t = 2 \text{ cm}^2$$

Semelles sous voiles V_{T2}, V_{T3} :

$$S_2 \begin{cases} M = 184,79 \text{ t.m.} \\ N = 103,49 \text{ t} \\ l = 450 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$1,33 \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{N}{B \cdot l} + \frac{M}{B \cdot l^3} \cdot \frac{l}{2} \rightarrow B \geq 146,15 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } B = 160 \text{ cm.} \quad h \geq \frac{B-b}{4} = 32,5 \rightarrow h = 35 \text{ cm} \\ h_t = 40 \text{ cm}$$

pois de la semelle:

$$q = 2,5 \times 4,5 \times 0,40 \times 1,6 = 7,2 \text{ t}$$

$$N_{tot} = 103,49 + 7,2 = 110,7 \text{ t.}$$

1. Contraintes:

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{N}{S} \left[1 \mp \frac{6 \cdot e}{l} \right] = \frac{110,7 \cdot 10^3}{160 \cdot 450} \left[1 \pm \frac{6 \cdot 1,67}{4,50} \right] < \begin{cases} \bar{\sigma}_1 = 4,96 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \\ \bar{\sigma}_2 < 0 \end{cases}$$

1. renversement: $e = \frac{M}{N} = 1,67 \text{ cm} < \frac{l}{2} = \frac{4,5}{2} = 2,25 \text{ m.}$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 3,72 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Q = 37,2 \text{ t/ml.}$$

$$l = \frac{B-b}{2} = 65 \text{ cm}$$

$$M = \frac{Q l^2}{2} = 7,85 \text{ t.m}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \gamma} = \frac{7,85 \cdot 10^5}{4200 \cdot \frac{7}{8} \cdot 35} = 6,1 \text{ cm}^2.$$

- Sous S1:

$$N = 106,83 + 7,2 = 114,03 \text{ t.}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = 1,58 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow Q = 15,8 \text{ t/ml}$$

$$M = \frac{Q l^2}{2} = \frac{15,8 \times 0,65^2}{2} = 3,33 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \frac{7}{8} \cdot h} = \frac{3,33 \cdot 10^5}{2800 \cdot \frac{7}{8} \cdot 4,5} = 3,4 \text{ cm}^2.$$

on adoptera

$$8 \text{ T } 10$$

→

$$A = 6,28 \text{ cm}^2$$

$$4 \text{ T } 8$$

→

$$A = 2 \text{ cm}^2.$$

Semelles sous Voiles Vl_3, Vl_4, Vl_5, Vl_6 :

$$S_2 = \begin{cases} M = 11,20 \text{ t.m.} \\ N = 75,26 \text{ t} \\ l = 2,40 \text{ m.} \end{cases}$$

$$1,33 \bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot y = \frac{75,26 \cdot 10^3}{B \times 240} + \frac{11,20 \cdot 10^5}{B \cdot \frac{240^3}{12}} \cdot \frac{240}{2} \Rightarrow B \geq 80,87 \text{ cm}$$

On prend $B = 90 \text{ cm.}$ et $h \geq \frac{B-b}{4} = 15$ on prend $h = 20 \text{ cm}$
 $h = 25 \text{ cm}$

pois propre de la semelle:

$$q = 2,5 \times 2,40 \cdot 0,2 \cdot 0,9 = 1,08 \text{ t}$$

$$N_{\text{lot}} = 75,26 + 1,08 = 76,34 \text{ t}$$

Contraintes :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \left[1 \pm \frac{6e}{l} \right] = \frac{76,34 \cdot 10^3}{90 \cdot 240} \left[1 \pm 6 \cdot \frac{0,147}{240} \right] < \begin{cases} \sigma_1 = 4,83 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,34 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 4,18 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 5,32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 41,8 \text{ t/ml.}$$

renversement: $e = \frac{M}{N} = 0,147 \text{ m.} < \frac{l}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m.}$

en appliquant la methode des consoles:

$$l = \frac{B-b}{2} = \frac{90-30}{2} = 30 \text{ cm.}$$

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{41,80 \cdot 0,3^2}{2} = 1,88 \text{ t.m./ml.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = \frac{1,88 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 20 \cdot 2800} = 2,56 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_t = 0,64 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Sous S1

$$N = 76,79 \text{ t.} \rightarrow N_{\text{tot}} = 76,79 + 1,08 = 77,87 \text{ t.}$$

$$\sigma_s = \frac{N}{S} = \frac{77,87 \cdot 10^3}{90 \cdot 240} = 3,6 \text{ kg/cm}^2.$$

$$Q = 36 \text{ t/ml.} \quad l = 0,30 \text{ m.}$$

$$M = \frac{ql^2}{2} = \frac{36 \cdot 0,3^2}{2} = 1,62 \text{ t.m./ml}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot z} = 3,31 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = \frac{A \cdot l}{4} = 0,83 \text{ cm}^2.$$

On prendra

$$A = 5T10 = 3,92 \text{ cm}^2.$$

$$A_t = 3T8 = 1,50 \text{ cm}^2.$$

espace' de 20 cm
" " 43 cm.

Semelles sous poteaux:

- poteau 2,3 du portique 1,2 :

$$S_2. \begin{cases} N = 65,75 \text{ t} \\ M = 2,23 \text{ t} \\ \text{Section } b \times b = 30 \times 30. \end{cases}$$

$$S_1. \begin{cases} N = 63,67 \text{ t} \\ M = 1,41 \\ \text{Section } b \times b = 30 \times 30. \end{cases}$$

- sous S1:

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M \cdot y}{I} = \frac{N}{B^2} + \frac{M}{B^4} \cdot \frac{B}{2} = \frac{N}{B^2} + \frac{M}{B^3} \cdot 6.$$

$$4B^3 - 63,67 \cdot B - 8,46 \geq 0 \rightarrow B \geq 1,32 \text{ on prend } B = 14 \text{ cm}$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = 2,75 \quad h = 30 \text{ cm et } h_t = 35 \text{ cm ; } e = 20 \text{ cm}$$

$$\text{poids propre de la semelle : } q = 2,5 \times 1,4^2 \times 0,35 = 1,715 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 63,67 + 1,715 = 65,39 \text{ t}$$

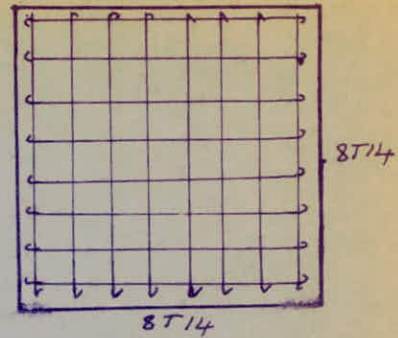
Ferrailage par la methode des bielles

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y < \begin{cases} \sigma_1 = 3,64 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 3,03 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s$$

$$Q = 3,49 \times 1,40^2 = 68,4 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{68,4 \cdot 10^3 (140 - 30)}{8 \cdot 30 \cdot 2800} = 11,2 \text{ cm}^2$$



On prendra $A_x = A_y = 8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$ espacé de 20 cm

Semelle sous poteau 1, portique 1:

$$S_2 \begin{cases} N = 38,31 \text{ t} \\ M = 1,70 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$S_1 \begin{cases} N = 34,96 \text{ t} \\ M = 1,04 \text{ t} \end{cases}$$

Section $b \times b = 30 \times 30$.

- sous S_1 .

$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{N}{S} + \frac{M}{I} y = \frac{N}{B^2} + \frac{M \cdot 6}{B^3} \Rightarrow B \geq 101,36 \text{ cm}$$

on prend $B = 110 \text{ cm}$; $h \geq \frac{B - b}{30} = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on prend $h = 25 \text{ cm}$
 $h_L = 30 \text{ cm}$.

pois propre de la semelle:

$$q = 2,5 \times 1,1^2 \times 0,30 = 0,91 \text{ t}$$

$$N_{tot} = 34,96 + 0,91 = 35,87 \text{ t}$$

Verification des contraintes:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y = \frac{35,87 \cdot 10^3}{110^2} \pm \frac{1,04 \cdot 10^5}{\frac{110^4}{12}} \cdot \frac{110}{2} < \begin{cases} \sigma_1 = 3,4 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2,49 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4} = 3,17 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = \sigma\left(\frac{l}{4}\right) \times B^2 = 3,17 \times 110^2 = 38,35 \text{ t}$$

$$A_x = A_y = \frac{38,35 \cdot 10^3 (110 - 30)}{8 \times 20 \times 2800} = 6,84 \text{ cm}^2$$

on adoptera $A_x = A_y = 7T12 = 7,96 \text{ cm}^2$ espacés de 14 cm

Semelle sous poteau 1, portique 2:

$$S_2 \begin{cases} N = 10,61 \text{ t} \\ M = 1,05 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

$$S_1 \begin{cases} N = 9,19 \text{ t} \\ M = 0,315 \text{ t}\cdot\text{m} \end{cases}$$

- sous S2

$$\Rightarrow B \geq 62,3 \text{ cm}$$

on prend $B = 70 \text{ cm}$

$$h \geq \frac{B-b}{4} = 10$$

on prend $h = 15 \text{ cm}$
 $h_f = 20 \text{ cm}$.

pois de la semelle :

$$q = 0,2 \times 0,7^2 \times 2,5 = 0,245 \text{ t}$$

$$N_{\text{tot}} = 18,85 \text{ t} \quad \rightarrow \text{ sous S1}$$

$$N_{\text{tot}} = 9,43 \text{ t} \quad \rightarrow \text{ " S2.}$$

- Contraintes pour S2:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} \cdot y = \frac{10610}{70^2} \mp \frac{1,05 \cdot 10^5}{\frac{70^3 \cdot 70}{12}} \cdot \frac{70}{2} = \begin{cases} \sigma_1 = 4,002 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,33 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3,08 \text{ Kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 5,32 \text{ Kg/cm}^2$$

- Ferrailage :

$$Q = 3,08 \times 70^2 = 15,1 \text{ t.}$$

$$A_x = A_y = \frac{15,1 \cdot 10^3 (70-30)}{8 \cdot 20 \cdot 4200} = 0,898 \text{ cm}^2$$

- contraintes pour S1:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} = \begin{cases} \sigma_1 = 2,43 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 1,32 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,15 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Q = 2,15 \times 70^2 = 10,53 \text{ t.}$$

$$A_x = A_y = \frac{10530 (70-30)}{8 \times 20 \times 2800} = 0,94 \text{ cm}^2$$

on prendra $A_x = A_y = 1,50 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8$ espace de 20 cm.

L'épaisseur des semelles e doit être

$$e \geq 6\phi + 6, \quad \phi_{\text{max}} = 10 \text{ mm} \Rightarrow e \geq 12 \text{ cm.}$$

Longrines :

d'après le R.P.A, Les poteaux doivent être liés avec des longrines calculées en traction et compression avec l'effort :

$\frac{N}{10}$ cas d'un sol meuble.

$\frac{N}{15}$ cas d'un sol de moyenne consistance.

en ajoutant à ces sollicitations les effets des charge et les des moments appliqués à ces longrines.

On peut réduire le nombre des longrines dans le cas d'un sol ferme qui est notre cas.

Vu qu'on a des moments faibles à la base des poteaux et de plus on en avait tenu compte dans le calcul des fondations, on va calculer les longrines sous l'effort de traction - compression $\frac{N}{15}$.

on calcule le cas le plus défavorable : $N_{max}(SP1) = 63,67 t$

$\frac{N}{15} = 4,24 t$, soit une longrine de 30×30 cm.

•/ N (traction) : $A = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{4240}{2800} = 1,51 \text{ cm}^2$

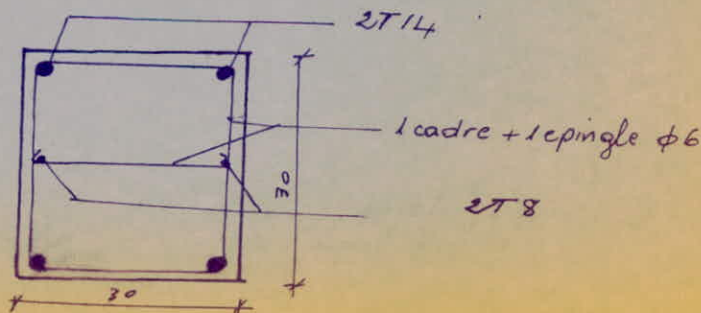
•/ N (compression) :

$$A = \frac{N - B \bar{\sigma}_{b_0'}}{15 \cdot \bar{\sigma}_{b_0'}} = \frac{4240 - 30 \times 30 \cdot 68,8}{15 \times 68,8} = < 0$$

donc on adopte le ferrailage stipulé par le R.P.A

$A_{min} = 4 T14$.

Remarque : les effets dus au poids propre sont négligés car la poutre repose directement sur le sol.



BIBLIOGRAPHIE

- _ Regles CC13A 68
- _ Regles RPA 81
- _ Regles NV 65
- Calcul et Verification des ouvrages en 13.A
P. Charon
- Calcul des Tours en 13.A
M. Divers
- Traité de Béton Armé tome 4
Gerr
- Calcul des Ossatures en 13.A
A. Coin
- _ Cours de Béton A. tome 2
M. Belazougui

