

Lex

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT A USAGE

D'HABITATION R+8

VOILES

4 PLANCHES

Proposé par :

BEREG

Etudié par :

M^r BOUMOULA

M^r NAIT-Med

Dirigé par :

M^r BOUCHAMA

M^r ABDELGUERFI

PROMOTION : JUIN 86

«REMERCIEMENTS»

Nous tenons vivement à exprimer notre sincère reconnaissance et toute notre gratitude à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

Nos vifs remerciements aux membres du Jury, qui nous font l'honneur de juger notre humble travail.

Que nos promoteurs M^{rs} BOUCHAMA (BEREG) et M^r ABDELGUERFI trouvent ici nos vifs remerciements pour leurs conseils, leurs soutiens et leur aide efficace.

Nous sommes très reconnaissants envers :

M^{rs} DEHRI (Ingénieur au BEREG.)

OUKID (Ingénieur " ")

DRISS (Ingénieur " ")

Tahar Bouchakour (Docteur Ingénieur.)

Sans oublier les techniciens :

Brahim ; Zoubir , Abdelkader , Youcef , Saïd
et tous ceux qui ont partagé avec nous
les idées .

Djamal et Fethi

◦ DEDICACES ◦

Je dédie ce modeste travail

↳ mon père et ma mère en signe de reconnaissance
pour tous leurs sacrifices consentis à mon
égard.

↳ mes frères et soeurs.

↳ toute ma famille, en particulier à mon cousin
M^o EL-HADI.

↳ tous mes amis et mes frères Croissants.

فقي نايت محمد

فقره

* DEDICACES *

Je dédie ce modeste travail

A mon père et ma mère en signe de reconnaissance
pour tous leurs sacrifices consentis à mon égard.

A mes frères et Sœurs et tous les membres de
la famille .

A mon regretté frère "Mahmoud"

A tous mes amis et mes frères croyants .

A tous ceux qui me sont chers .

جمال بومولا

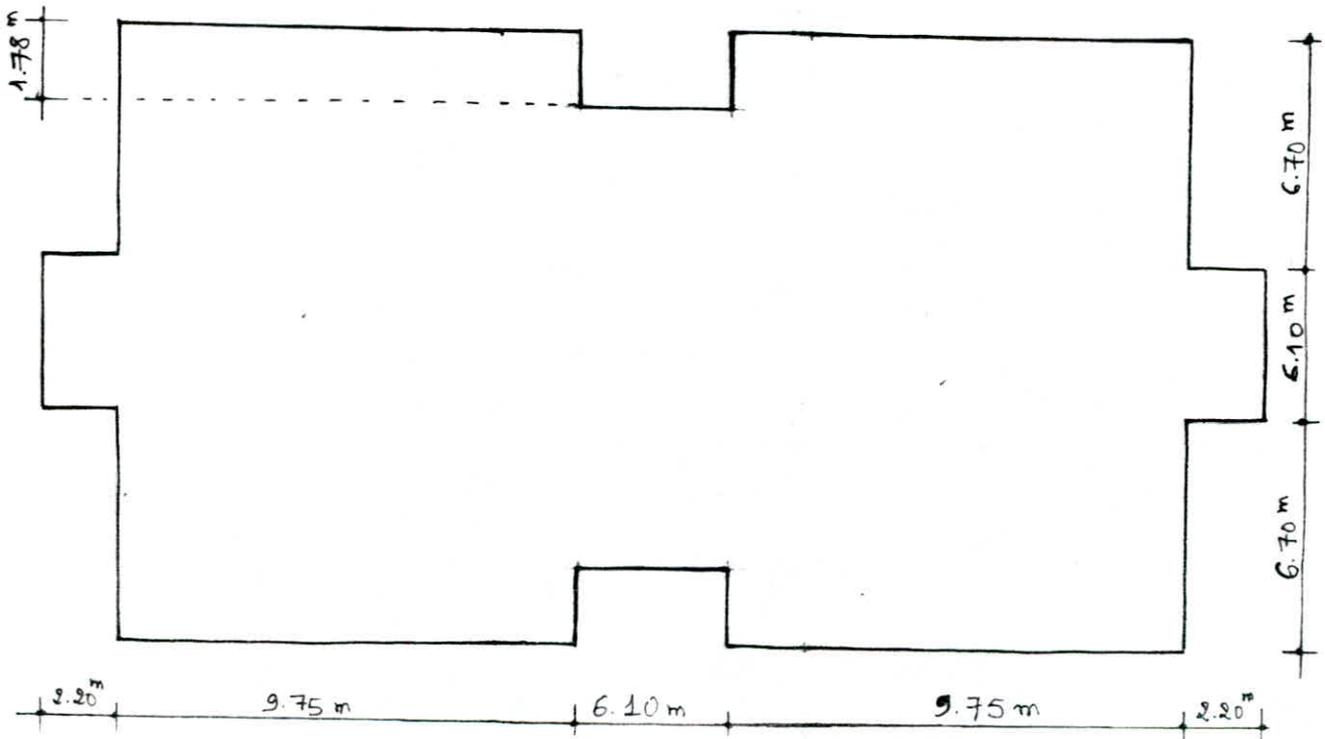
Djamal Boumoula .

«SOMMAIRE»

Présentation	page 1
Caractéristiques mécaniques des matériaux	page 3
Descente de Charges	page 6
Calcul des éléments	page 11
Etude des planchers	page 24
Inerties Equivalentes	page 37
Calcul pseudo-dynamique	page 41
Calcul au Seisme	page 52
Déformations	page 54
Calcul des centres de masse et de torsion	page 56
Etude au Contreventement	page 63
Efforts dans les éléments de Refends	page 66
Superposition des sollicitations	page 70
Ferraillage des Voiles	page 72
Ferraillage des linteaux	page 80
Fondations	page 85
Système de Coffrage	page 92

PRESENTATION

Le projet qui nous a été proposé par le BEREG consiste à étudier la structure résistante d'un bâtiment R.D.C + 8 étages à usage d'habitation qui sera implanté dans la région de HYDRA (wilaya d'alger) qui est une zone de moyenne sismicité (zone II). Ce dernier présente une forme en plan comme suit :



Notons bien que les parties en saillie de notre bâtiment vérifient bien les normes du règlement R.P.A 81. Le système de contreventement est assuré par un ensemble de voiles transversaux et longitudinaux travaillant aux efforts verticaux et assurant la ductibilité de l'ensemble de la structure, dont le but de parer aux efforts horizontaux provenant principalement du seisme horizontal. Notre bâtiment est ancré à 0.90 m en profondeur, le vide sanitaire a une hauteur de 1.20 m, et composé de voiles périphériques d'épaisseur 25 cm. Une prédalle forme le plancher du niveau zéro (R.D.C.). La hauteur entre planchers est de 2.90 m, les dimensions en plan de notre bâtiment sont mentionnées ci-dessus, quant à la hauteur de celle-ci elle est de : 26.01 m et comprend une cage d'escalier.

Taux de travail du sol :

Nous avons pris une contrainte admissible évaluée à 1.5 bars.

Béton Armé :

Le béton entrant dans la construction du présent ouvrage sera conforme aux règles C.C.B.A 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

1 m³ de béton sera composé de :

- 400 litres de Sable : D_s < 5 mm.
- 800 litres de gravillon : D_g < 25 mm.
- 350 kg de ciment CPA 325.
- 175 litres d'eau

L'acier utilisé sera de l'acier à haute adhérence et de l'acier doux.

Planchers :

Tous les planchers (exception celui du R.D.C) seront constitués de dalles pleines en béton armé d'épaisseur 15 cm, le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et des formes en pente permettant l'écoulement des eaux pluviales.

Magonnerie :

- Murs extérieurs : 30 cm (2 briques 15 et 10 arc un vide d'air de 5^{cm})
- Murs intérieurs : 10 cm (1 brique de 10 cm.)

Escaliers :

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escalier (paillassé à double palier), les escaliers seront en béton armé avec des volées préfabriquées du type paillassé pleine exception faite pour la volée du local bois du niveau R.D.C qui sera coulé sur place.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX

Beton :

Le béton utilisé sera dosé à 350 kg/m^3 de ciment CPA 325 à contrôle atténué.

sa résistance nominale à la compression $\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$.

sa résistance nominale à la traction $\sigma_{28} = 23,2 \text{ bars}$

les caractéristiques mécaniques définies ci-dessus sont mesurées à 28 jours d'âge.

CONTRAINTE ADMISSIBLE DE COMPRESSION :

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

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

β = dépend de l'efficacité du contrôle exercé sur la qualité du béton mis en oeuvre (contrôle atténué $\beta = 5/6$).

γ = dépend des épaisseurs relatives des éléments de construction et des dimensions des granulats :
 - si $h_m < 4 C_g \rightarrow \gamma = h_m / 4 C_g$
 - si $h_m > 4 C_g \rightarrow \gamma = 1$.

Pour notre ouvrage, nous utiliserons un gravier $C_g 5/15 \rightarrow \gamma = 1$.

δ = dépend de la nature des sollicitations.

- $\delta = 0,3$ en compression simple.

- $\delta = 0,6$ en flexion simple.

La flexion composée si N est un effort de traction

- $\delta = 0,3 (1 + e_0/e_1)$ si $\delta < 0,6$

- $\delta = 0,6$ si $\delta \geq 0,6$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport à la section du béton seul.

e_1 : rayon vecteur de même signe que e_0 du noyau central de cette même section dans le plan radial passant par le centre de pression.

E = dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre.

- $E = 1$, dans le cas de la compression simple, quelque soit la forme de la section, et dans le cas de la section rectangulaire soumise à la flexion simple (ou composée avec un effort de traction)

- E est déterminé par la sollicitation $F'_B / B' \leq \bar{\sigma}'_{b0}$ dans les autres cas.

F'_B = désigne la résultante des forces de compression

B' = désigne la section du béton comprimé.

En compression simple : (sous SP_1):

$$\bar{\sigma}'_{b0} = \alpha \beta \gamma \delta E \sigma'_{28}$$

- $E = 1$
- $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$.
- $\alpha = 1$ (Ciment CPA de classe 325)
- $\beta = 5/6$ (beton à contrôle atténué).
- $\gamma = 1$ ($C_g = 5/15$ et $h_m \geq 4 C_g$).
- $\delta = 0,3$

d'où $\bar{\sigma}'_{b0} \text{ (I)} = 1 \cdot 5/6 \cdot 0,3 \cdot 275 = 68,5 \text{ kg/cm}^2$.

Sous SP2 : $\bar{\sigma}'_{b0} \text{ (II)} = 1,5 \bar{\sigma}'_{b0} \text{ (I)} = 102,75 \text{ kg/cm}^2$.

En Flexion Simple : (Sous SP1).

$$\bar{\sigma}'_b = 2 \bar{\sigma}'_{b0} \text{ (I)} = 2 \times 68,5 = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b \text{ (I)} = 206,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ Sous SP2.}$$

CONTRAINTE DE REFERENCE DE TRACTION :

Le béton tendu est négligé, nous ne parlerons pas de contrainte admissible mais de contrainte de référence désignée par :

Les paramètres $\bar{\sigma} = \beta_b \sigma'_{28}$ avec $\beta_b = \alpha \beta \delta \theta$.

Les paramètres α, β, δ définis précédemment.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} \quad \sigma'_{28} \text{ en bars.}$$

- Sous SP1 : $\bar{\sigma}_b \text{ (I)} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28}$.
- avec $\sigma'_{28} = 275 \text{ kg/cm}^2$ soit 270 bars.
- $\theta = 0,0258$.

d'où $\bar{\sigma}_b \text{ (I)} = \alpha \beta \delta \theta \sigma'_{28} = 1 \cdot 5/6 \cdot 1 \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,9 \text{ kg/cm}^2$.

- Sous SP2 :

$$\theta \text{ (SP2)} = 1,5 \theta \text{ (SP1)} = 0,0387.$$

d'où : $\bar{\sigma}_b \text{ (II)} = 1,5 \bar{\sigma}_b \text{ (I)} = 1,5 \cdot 5,9 = 8,87 \text{ kg/cm}^2$.

RESUMÉ :

	Compression Simple	Flexion Simple	TRACTION.
CONTRAINTES	$\bar{\sigma}'_{b0} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\bar{\sigma}'_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (kg/cm}^2\text{)}$
SPI	68,5	137	5,9.
SPII.	102,75.	205,5	8,87

ACIERS :

Les aciers utilisés dans notre projet sont classés en deux catégories :

- les aciers doux : de nuance FeE24 ayant pour limite d'élasticité $\sigma_{ey} = 2400 \text{ kg/cm}^2$.
- les aciers à haute adhérence FeE40 A dont $\sigma_{ey} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ pour des $\phi \leq 20 \text{ mm}$ et $\sigma_{ey} = 4000 \text{ kg/cm}^2$ pour $\phi > 20 \text{ mm}$

CONTRAINTES ADMISSIBLES :

- Pour les aciers doux : (Sous SP1).

$$\bar{\sigma}_a(I) = \rho_a \sigma_{en}$$

$$- \rho_a = \frac{2}{3}$$

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

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_a(I) = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\text{(Sous SP2) : } \bar{\sigma}_a(II) = 1,5 \bar{\sigma}_a(I) = 1,5 \cdot 1600 = 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

- Pour les aciers à haute adhérence (Sous SP1) :

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

$$\text{(Sous SP2) : } \bar{\sigma}_a = 1,5 \bar{\sigma}_a(I) = 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi \leq 20 \text{ mm.}$$

$$\bar{\sigma}_a = 1,5 \bar{\sigma}_a(I) = 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

CONTRAINTE DE TRACTION IMPOSÉE PAR LA FISSURATION :

La condition de non fissuration du béton impose une contrainte de traction limite (σ_a), cette dernière doit vérifier l'inégalité :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$$

- $\bar{\sigma}_a$: contrainte admissible des aciers -

- σ_1 : contrainte de fissuration systématique

- σ_2 : contrainte de fissuration accidentelle.

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

Les paramètres K , η , ϕ et $\bar{\omega}_f$ sont définis comme suit :

K : Coefficient caractérisant le préjudice des fissures de l'ouvrage et vaut :

- 1,5 · 10⁶ pour la fissuration préjudiciable
- 1,0 · 10⁶ pour la fissuration préjudiciable
- 0,5 · 10⁶ pour la fissuration très préjudiciable.

η : coefficient de fissuration lié à la nature des aciers.

- pour les aciers doux (Adx) $\eta = 1$
- pour les aciers HA $\eta = 1,5$

ϕ : diamètre (en mm) de la plus grosse barre.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad \text{où : } \begin{array}{l} A : \text{section des armatures tendues} \\ B_f : \text{section du béton enrobant les aciers.} \end{array}$$

DESCENTE DE CHARGES

Charges Permanentes:

Plancher Terrasse:

Gravier de protection (5 cm) -----	$0.05 \times 1.5 =$	0.075 t/m^2
étanchéité multicouche -----		0.01 t/m^2
Isolation thermique -----		
forme de pente -----	$0.04 \times 0.25 =$	0.01 t/m^2
Dalle pleine (15 cm) -----	$0.15 \times 2,0 =$	0.30 t/m^2
Enduit plâtre -----	$0.15 \times 2,5 =$	0.375 t/m^2
	$0.015 \times 1.4 =$	0.021 t/m^2

Total : $G = 0.791 \text{ t/m}^2$

Plancher courant = Plancher R.D.C :

Carrelage 2 cm -----	$0.02 \times 2.2 =$	0.044 t/m^2
mortier de pose (2 cm) -----	$0.02 \times 2.0 =$	0.04 t/m^2
Sable (2 cm) -----	$0.02 \times 1.8 =$	0.036 t/m^2
Dalle pleine (15 cm) -----	$0.15 \times 2.5 =$	0.375 t/m^2
Enduit plâtre 15 mm -----	$0.015 \times 1.4 =$	0.021 t/m^2
Cloisons -----		$= 0.075 \text{ t/m}^2$

Total : $G = 0.591 \text{ t/m}^2$

Escaliers:

Dalle inclinée d'épaisseur 15 cm ; $\alpha = 37.49^\circ$ $f_h = 18 \text{ cm}$.

Poids propre de la paillasse: -----	$\frac{2500 \times 0.12}{\cos 37.49}$	$= 0.378 \text{ t/m}^2$
Poids propre des marches: -----	$2.2 \times \frac{18}{2}$	$= 0.198 \text{ t/m}^2$
Mortier (2 cm) -----	$0.02 \times 2.0 =$	0.040 t/m^2
Revêtement (3 cm) -----	$0.03 \times 2.2 =$	0.066 t/m^2
Garde Corps -----		$= 0.100 \text{ t/m}^2$

Total : $G = 0.877 \text{ t/m}^2$

Palier:

Carrelage (2 cm)		$= 0.044 \text{ t/m}^2$
mortier de pose (2 cm)		$= 0.040 \text{ t/m}^2$
Sable (2 cm)		$= 0.036 \text{ t/m}^2$
Dalle 15 cm		$= 0.375 \text{ t/m}^2$

Palier : Total $G = 0.495 \text{ t/m}^2$

Acrotère : $e = 10 \text{ cm}$. $h = 68 \text{ cm}$

$$G_a = [(0.1 \times 0.68) + (0.1 \times 0.1)] \times 2.5 = 0.195 \text{ t/ml}$$

Surcharges d'exploitation :

Plancher terrasse (non accessible)	0.100 t/m ²
Plancher courant (habitation)	0.175 t/m ²
Plancher R.D.C (locaux commerciaux)	0.400 t/m ²
Sechoir ; loggia	0.175 t/m ²
Escalier	0.250 t/m ²
Acrotère (main courante)	0.100 t/m ²

Charges permanentes et surcharges d'exploitation revenant aux voiles :

Terrasse : Plancher : $G_p = 0.791 \text{ t/m}^2$ $P_p = 0.1 \text{ t/m}^2$
 Acrotère : $G_a = 0.195 \text{ t/m}^2$ $P_a = 0.1 \text{ t/m}^2$

Voiles Transversaux : $P_a = 0.1 e L = 0.01 L$

Voiles	S(m ²)	G _p · S	G _a · L	P _p · S	P _a S _{ac}	G _{voiles}
Vt ₁ , Vt ₁ '	8.389	6.635	1.565	0.839	0.080	
Vt ₂ , Vt ₂ '	25.578	20.232	0.614	2.558	0.0315	
Vt ₃ , Vt ₃ '	23.547	18.626	0.614	2.355	0.060	
Vt ₄	9.698	7.671	0.853	0.9692	0.044	
Vt ₅	14.099	11.152	0.853	1.410	0.044	
Vt ₆	11.421	9.034		1.142		
Vt ₇	3.894	3.080		0.389		1.135
Σ		234.81	14.584	29.686	0.862	

Voiles longitudinaux :

Voiles	S(m ²)	Gp.S	Ga.L	Pp.S	Pa.Sac	Gvoiles
V _{L1} V' _{L1}	8.354	6.608	0.483	0.835	0.248	
V _{L2}	16.711	13.218	0.556	1.671	0.285	
V _{L3}	5.962	6.124		0.5962		2.85
V _{L4}	8.122	7.832		0.8122		8.475
V _{L5}	4.062	3.213		0.406		
V _{L6}	4.997	4.542		0.4997		
V _{L7}	6.214	3.656		0.621		0.680
Σ		78.235		9.618	1.562	12.005

Au total on a :

$$G = 346.237 \text{ t}$$

$$P = 39.304 \text{ t}$$

Plancher courant :

G_p = 0.591 t/m²
Loggia, sècheoir
Escalier

P = 0.175 t/m²
P = 0.175 t/m²
P = 0.250 t/m²

Voiles transversaux :

Voiles	S(m ²)	Gp.S	Ga.L	Pp.S	Gvoiles	Gpagodes
V _{t1} V' _{t1}	8.389	4.958		1.468	8.0475	1.2135
V _{t2} V' _{t2}	25.578	15.117		4.476	12.0467	2.762
V _{t3} V' _{t3}	23.547	13.916		4.121	7.3376	2.762
V _{t4}	9.439	7.561		2.555	8.7006	1.2135
V _{t5}	14.099	8.333		2.591	7.3376	1.2135
V _{t6}	11.421	6.750		1.999	5.4810	
V _{t7}	2.925	2.287		0.731	4.1615	
Σ		179.076		54.013	155.6076	31.804

Voiles longitudinaux:

Voiles	S(m ²)	Gp.S	Pp.S	Gvoiles
V _{L1} V' _{L1}	8.354	4.937	1.462	7.7575
V _{L2} V' _{L2}	16.711	9.876	2.924	13.05
V _{L3}	14.400	9.528	4.311	11.02
V _{L4}	8.122	5.543	1.796	16.6755
V _{L5}	4.062	2.401	1.455	5.657
V _{L6}	4.997	3.542	1.943	4.829
V _{L7}	4.334	2.145	1.083	2.32
Σ		62.659	22.284	97.63

Cloisons (où e > 10^{cm}):

au niveau de V_{L2} = 1.449 t
 au niveau de V_{L1} = 0.725 t

Au total on a :

$$G = 528.95 \text{ t}$$

$$P = 76.297 \text{ t}$$

Plancher R.D.C : G_P = 0.591 t/m²

$$P_P = 0.400 \text{ t/m}^2$$

Voiles transversaux :

le tableau regroupant les valeurs est donné
 ci-après :

Voiles	S(m ²)	G _{p.S}	P _{p.S}	G _{voiles}
V _{t1} V' _{t1}	8.389	4.958	3.356	8.0475
V _{t2} V' _{t2}	25.578	15.117	10.231	12.0467
V _{t3} V' _{t3}	26.593	15.716	9.926	7.3376
V _{t4}	6.327	6.274	2.889	8.7006
V _{t5}	14.805	8.750	2.591	7.3376
V _{t6}	11.421	6.750	1.999	5.481
V _{t7}	2.925	2.287	0.731	4.1615
Σ		114.536	108.473	155.6076

Voiles longitudinaux :

Voiles	S(m ²)	G _{p.S}	P _{p.S}	G _{voiles}
V _{L1} V' _{L1}	8.354	4.937	3.342	7.7575
V _{L2} V' _{L2}	16.711	9.876	4.804	13.050
V _{L3}	14.499	8.569	4.234	11.020
V _{L4}	18.560	10.969	4.183	16.6755
V _{L5}	4.062	2.401	0.711	5.657
V _{L6}	4.997	2.953	1.249	4.829
V _{L7}	4.334	2.561	1.084	2.320
V _{L8}	4.061			
Σ		66.953	34.437	97.63

Au total on a :

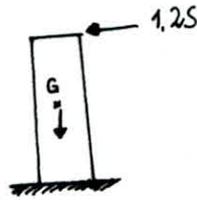
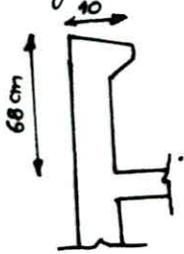
$$G = 504.737 \text{ t}$$

$$P = 142.91 \text{ t}$$

L'ACROTÈRE

INTRODUCTION :

L'acrotère est un système isostatique assimilable à une console dans le plancher terrasse ; Elle est sollicitée par son poids propre et la surcharge due à une main courante.



Pour une terrasse inaccessible : $S = 100 \text{ kg/m}^2$.
Le calcul se fera en flexion composée sous M et N car la section dangereuse se trouve à l'encastrement.

$$N = G = 0,1 \times 0,68 \times 2500 = 170 \text{ kg/m}^2$$

$$M = 1,25 \cdot h = 1,25 \times 100 \times 0,68 = 81,6 \text{ kg/m}^2$$

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml pour une section $(0,1 \cdot 100) \text{ m}^2$.
Le ferrailage sera déterminé à l'aide de la méthode de P. Charon.

$$\text{Centre de pression : } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{81,6}{170} = 0,48 \text{ m} = 48 \text{ cm} \quad \left. \vphantom{\frac{M}{N}} \right\} e_0 \gg e$$

$$e_1 = \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm}$$

Puisque l'effort normal sollicitant l'acrotère est un effort de compression et le point d'application de la résultante des forces extérieures se trouve en dehors de la section, donc la section est partiellement comprimée.

FERRAILLAGE :

$$\text{Moment résultant : } M_{rb} = \bar{k} b h^2 \text{ avec } K = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \bar{\alpha} \bar{\delta}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \bar{\sigma}'_b}{n \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \times 137}{15 \times 137 + 2800} = 0,423 \rightarrow \bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 0,859$$

$$K = \frac{1}{2} \cdot 137 \cdot 0,423 \cdot 0,859 = 24,890$$

$$M_{rb} = \bar{k} b h^2 = 24,890 \times 100 \times 8^2 \text{ et } h = h_0 - d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = 159296 \text{ kg.cm} = 1,59 \text{ t.m} > M_{ext}$$

Conclusion : Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

Calcul du Moment par rapport aux aciers tendus :

$M_f = M + N \cdot f$ avec f : la distance du centre de gravité aux armatures tendues.

$$M_f = M + N \left(l_0 + \frac{h_t}{2} - \bar{\sigma} \right) = 81,6 + 170 \left(0,48 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right) = 168,3 \text{ kg} \cdot \text{m}.$$

$$\mu = \frac{15 M_f}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{168,3 \cdot 15}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} \cdot 100 = 0,0141 \rightarrow \varepsilon = 0,9471.$$

$$K = 79,5.$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{168,3 \cdot 100}{2800 \cdot 0,9471 \cdot 8} = 0,793.$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,793 - \frac{170}{2800} = 0,732 \text{ cm}^2.$$

Cette section étant très faible, on adoptera ainsi une section d'armature minimale donnée par la condition de non fragilité.

CONDITION DE NON FRAGILITÉ : (Art 52 CCBA 68).

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 8.$$

$$A \geq 0,78 \text{ cm}^2.$$

On adoptera ainsi $A = 5 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$ avec un espacement de 20 cm.

VERIFICATIONS DIVERSES :

① VERIFICATION DE L'ESPACEMENT : Conformément aux règles (CCBA 68 art 51.33) $\varepsilon_{min} \leq 3 h_t = 30 \text{ cm}$ avec $k = 20 \text{ cm} < 30 \text{ cm}$ qui est vérifié.

② VERIFICATION DES CONTRAINTES :

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{79,5} = 35,22 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifié)}$$

③ VERIFICATION DE LA CONDITION DE NON FISSURATION :

$$\frac{\eta}{K} = \frac{1,6}{10^6} \quad \sigma_a \leq \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} 2/3 \bar{\sigma}_{en} \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{cases}$$

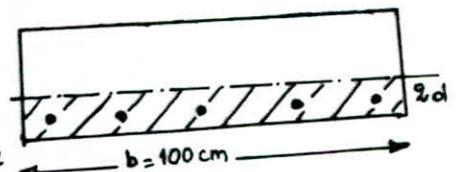
$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{2bd} = \frac{1,41}{2 \cdot 100 \cdot 2} = 3,525 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} = 908 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3010,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1; \sigma_2) = 3010,4 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

donc la fissuration n'est pas à craindre.



④ VÉRIFICATION A L'EFFORT TRANCHANT :
On doit vérifier que $4\bar{\sigma}_a \geq T + M/z$ avec $z = \frac{7}{8}h = 7 \text{ cm}$.

$$T = 1,2 \cdot S = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

$$M = 168,3 \text{ kg}^2/\text{ml} \rightarrow 4\bar{\sigma}_a = 1,41 \cdot 2800 = 3948 > 120 + \frac{168300}{7} = 25243$$

(Vérifié).

⑤ VÉRIFICATION AU CISAILLEMENT :
On doit vérifier $\bar{\sigma}_b = T/bz \leq \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b$.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{120}{100 \cdot 7} = 0,171 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires mais vu que la fissuration excessive due aux intempéries, on a prévu des armatures de répartition 3HA8.

⑥ VÉRIFICATION AU SEISME LOCAL :

On applique la méthode, citée dans le RPA 81 "Art 3.3.9".
Les éléments secondaires de la structure doivent être vérifiés sous l'action des forces horizontales $F_p = Z I C_p W_p$.

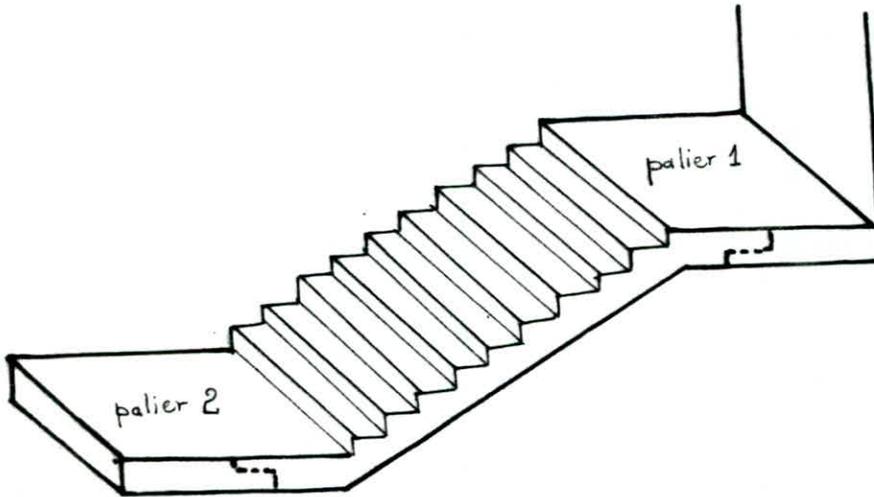
- W_p = poids de l'élément : $W_p = 170 \text{ kg/ml}$.
- $Z I$ = dépend de la zone et du groupe d'usage de l'ouvrage
zone II, groupe d'usage 2 $\rightarrow Z I = 0,6$.
- C_p = élément de console $C_p = 0,8$.

$$F_p = Z I C_p W_p = 0,6 \cdot 0,8 \cdot 170 = 81,6 \text{ kg/ml} < 1,2 S = 120 \text{ kg/ml}$$

L'acrotère est dimensionné avec un effort supérieur à l'effort sismique donc l'acrotère est vérifié au séisme local.

LES ESCALIERS

L'escalier que nous étudions est à paillasse préfabriquée.
 cette paillasse est simplement appuyée sur les paliers.
 Les appuis haut et bas se font par l'intermédiaire de bequets sur toute la longueur d'escalier.



La préfabrication peut-être faite en usine ou sur chantier.
 les paliers sont coulés sur place. Ils sont assimilés à des dalles pleines encadrées (semi) sur 3 côtés et simplement appuyée sur le 4^e, ce dernier est réalisé par l'intermédiaire de la poutre palier.

Prédimensionnement :

$$g = 27 \text{ cm.}$$

$$h = 18 \text{ cm.}$$

$$\tan \alpha = \frac{145}{189} = 0.767 \rightarrow \alpha = 37.49^\circ$$

Vérification de la relation de "BLONDEL" : $0.60 \leq g+2h \leq 0.64 \text{ m}$

$$0.60 \leq 0.63 \leq 0.64 \text{ m} \text{ vérifié}$$

Épaisseur de la paillasse :

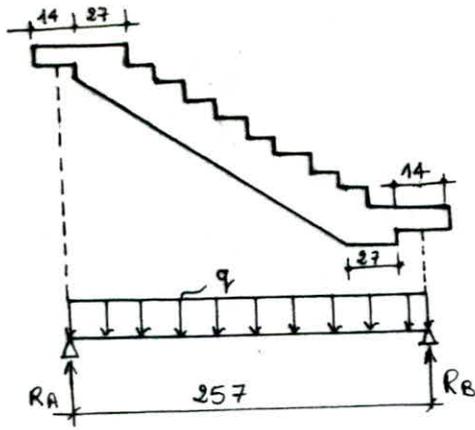
$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \text{ or } l = 2,38 \text{ m}$$

$$7.9 \leq e \leq 11.9 \text{ on adopte comme épaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

Calcul de la paillasse :

La paillasse sera calculée en flexion simple pour les charges normales $G+1.2P$ avec une portée horizontale.

Shéma :



La charge par m^2 : $q = G + 1.2P$ avec $G = 0.782 \text{ t/m}^2$
 $P = 0.250 \text{ t/m}^2$) déjà évalués

$$\text{d'où } q = 0.782 + 1.2 \times 0.250 = 1.082 \text{ t/m}^2$$

$$\text{la charge en kg/ml : } q = 1082 \times 1.40 = 1514.8 \text{ kg/ml}$$

Détermination des charges :

$$\text{Les réactions } R_A = R_B = q \frac{l}{2} = 1514.8 \times \frac{2.57}{2} = 1946.518 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = q \frac{l^2}{8} = \frac{1514.8 \times 2.57^2}{8} = 1250.638 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 1250.638}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.0396 \rightarrow K = 44.0.$$

$$E = 0.9153$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{1250.638 \times 10^2}{2800 \cdot 0.9153 \cdot 13} = 8.754 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$\text{on prend } 5T10 \rightarrow A = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de Répartition :

On prévoit des armatures de répartition telles que leurs sections soient prises forfaitairement ou $\frac{1}{4}$ des armatures principales : $\frac{1}{4} \cdot 3.92 = 0.98 \text{ cm}^2$
on adopte 4TG espacés de 25 cm.

Condition de Manutention :

La volée de l'escalier sera transportée de l'usine au chantier, pour tenir compte des augmentations de charges dues aux chocs ou accélérations on prend : $1.2G = 1.2 \times (0.782 \times 1.40) = 1.314 \text{ t/ml.}$

$$M_{\text{manut}} = \frac{q l^2}{8} = 1.314 \cdot \frac{2.57^2}{8} \cdot 10^3 = 1084.855 \text{ kg.m.}$$

$M_{\max} > M_{\text{manut}} \Rightarrow$ il n'est pas nécessaire de disposer des aciers supplémentaires.

Calcul des armatures en crochet :

$$\text{Poids propre de la paillasse : } G = 782 \times 1.40 \times 2.57 = 2813.636 \text{ kg}$$

poide propre majoré : $1.26 = 1.2 \times 2813.636 = 3376.363 \text{ kJ}$
 on dispose 4 crochets sur les coins de la
 paillasse.

Traction sur chaque crochet $T = \frac{P}{4} = \frac{3376.363}{4}$

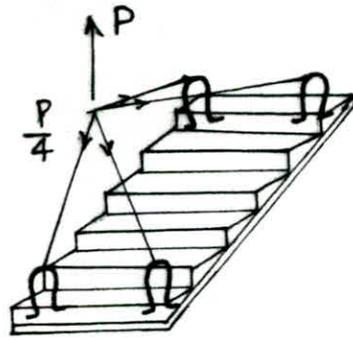
$$T = 844.091 \text{ kg}$$

$$T = A \bar{\sigma}_a \Rightarrow A = \frac{T}{\bar{\sigma}_a} = \frac{844.091}{2800} = 0.301 \text{ cm}^2$$

→ crochets en $\phi 8 \rightarrow A = 0.5 \text{ cm}^2$

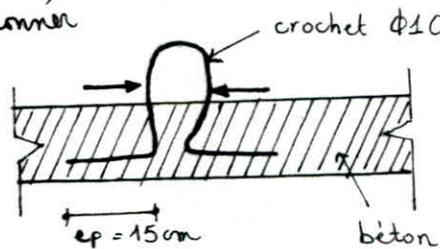
Nous adoptons tout de même $\phi 10$ en
 crochets, et ce contre des risques
 éventuels de chocs pendant les manœuvres.

Ces aciers seront ancrés sur une distance égale à l'épaisseur de la
 paillasse.



NB:

dès que la pose est achevée, vérifié ; ou avant la jonction
 paillasse - palier et revêtement : sectionner
 ces aciers qui ne serviront plus.



Vérifications :

Condition de non fissuration :

$k = 1.5 \cdot 10^6$ fissuration peu nuisible

$\eta = 1.6$ aciers à haute adhérence

$\phi = 10 \text{ mm}$

$$\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{3.92}{100 \times 2 \times 2} = 9.8 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{10} \cdot \frac{9.8 \cdot 10^{-3}}{1 + 9.8 \cdot 10^{-2}} = 2142.1 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{k \eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{10} \cdot 5.9} = 2855.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \inf \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \\ \sup(\sigma_1, \sigma_2) = 2855.9 \end{array} \right. \rightarrow \sigma_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

la condition de non fissuration du
 béton est vérifiée.

Contraintes :

$$A = 3.92 \text{ cm}^2$$

$$w = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3.92}{100 \cdot 13} = 0.3015 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0.9138 \\ \kappa = 43.0 \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1250.638 \cdot 10^2}{3.92 \times 0.9138 \cdot 13} = 2685.66 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2685.66}{43.0} = 62.457 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ OK!}$$

Vérification de non fragilité du béton :

$$A \geq 0.69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{cm}}, \quad A \geq 0.69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5.9}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adopté}} = 3.92 \text{ cm}^2 > 1.26 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité du béton est vérifiée.

flèche : (CCBA 68 Art 61.21) :

$$- A \leq \frac{43 b h}{\sigma_{cm}} = \frac{43 \cdot 100 \cdot 13}{4200} = 13.31 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

$$- \frac{h_t}{l} \stackrel{?}{\geq} \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{1}{10} \text{ or } \frac{h_t}{l} = \frac{15}{257} = 0.058 > 0.1 \text{ non vérifié}$$

$$- \frac{h_t}{l} \stackrel{?}{\geq} \frac{1}{16} \rightarrow 0.058 \geq 0.0625 \text{ non vérifié}$$

Les deux dernières conditions ne sont pas remplies, alors le calcul de la flèche est explicité par les méthodes nouvelles de R.D.M en tenant compte de l'existence de fissures éventuelles dans les zones tendues

$$f_{\infty} = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Le C.T.C recommande que la flèche calculée sur la longueur réelle développée de la poutre sera limitée à $\frac{1}{300}$ de la portée horizontale l_h .

alors :

$$f = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}} \leq \frac{l_h}{300}$$

avec : $I_{fv} = \frac{I_t}{1 + \lambda_v \mu}$

les coefficients μ et λ_v sont égaux à :

$$\lambda = \lambda_v = \frac{\bar{\sigma}_b}{180(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \bar{\omega}} \quad (\text{charges permanentes.})$$

$$\lambda = \lambda_v = \frac{5.9}{180(2 + 3 \cdot 1) 3.02 \cdot 10^{-3}}$$

$$\lambda = \lambda_v = 2.171 \quad \text{avec } \bar{\omega} = \frac{A}{b_0 h}$$

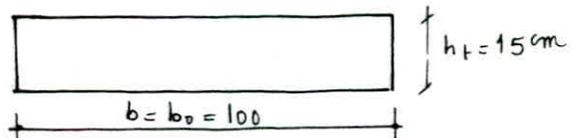
$$\bar{\omega} = \frac{3.92}{100 \cdot 13} = 3.02 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu = 1 - \frac{5 \bar{\sigma}_b}{4 \bar{\omega} \bar{\sigma}_a + 3 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 \cdot 5.9}{4 \cdot 3.02 \cdot 10^{-3} \cdot 2800 + 3 \cdot 5.9} = 0.573$$

$$I_t = \frac{b h_t^3}{12} = \frac{100 \cdot 15^3}{12} = 28125 \text{ cm}^4$$

$$\text{donc } I_{fv} = \frac{28125}{1 + 2.171 \cdot 0.573} = 12533.52 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 7000 \sqrt{\sigma'_j} \text{ bars} = 7000 \sqrt{1.2 \sigma'_j} = 7000 \sqrt{1.2 \cdot 270} = 126000$$



donc : $f = \frac{M l^3}{10 E_r I_{gr}} = \frac{1250.638 \times 2.57^2}{10.126000.12533,52} = 0.523$

$f = 0.523 < \frac{257}{300} = 0.857$ Vérifiée . OK.

Calcul des bequets :

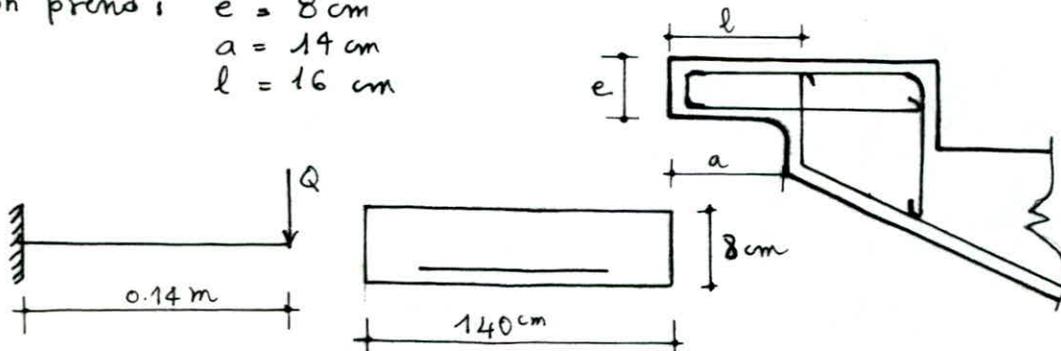
chaque bequet de la paillasse et de la poutre palier sera calculé pour une charge linéaire $q = \gamma_q (G + 1.2 P)$ où :

γ_q : Coefficient de comportement expérimental (donné par un tableau)
 $\gamma_q = 1.4$ (calcul du bequet en flexion sans curvatures de suspension et pose de la volée à bain mortier.)

L'épaisseur des bequets doit être sup à 7 cm.

La largeur des bequets doit être sup à 10 cm.

on prend : $e = 8$ cm
 $a = 14$ cm
 $l = 16$ cm



$Q = 1.4 q L = 1.4 \times 1514.8 \times \frac{2.57}{2} = 2725.13$ kg.

$M = Q \times l = 2725.13 \times 0.14 = 381.52$ kg.m

l'acier utilisé sera Fe E 24 ; $\bar{\sigma}_a = 1600$ kg/cm².

$\mu = \frac{15 M \beta}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15.381,52.10^2}{1600.140.8^2} = 0.0709 \approx 0.071$

$E = 0.8908$ $k = 30.8$.

on prendra : 7 T10 ($A = 4.71$ cm²) espacés de 20 cm.

Vérification au cisaillement :

$T = Q = 2725,13$ kg $\bar{\tau}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b = 1.15 \times 5.9 = 6.8$ kg/cm²

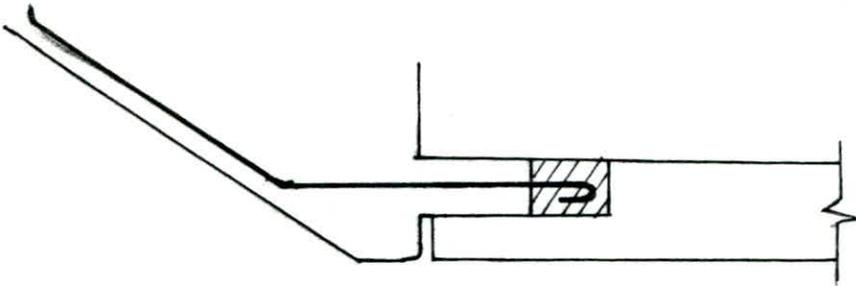
$\tau_b = \frac{T}{b \beta} = \frac{2725.13}{100.7/2.6} = 5.19$ kg/cm² $< \bar{\tau}_b = 6.8$ kg/cm²

$\tau_b < \bar{\tau}_b$ donc on ne prévoit pas d'armatures transversales (sauf constructives). le bequet comportera 2 armatures de répartition soit 2 T10 = 1.57 cm².

Liaison Paillasse - Palier :

Afin d'assurer une garantie contre tout risque d'effondrement de la

paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action des pismes, il devra obligatoirement être prévu une liaison systématique des paillasses et des paliers par des armatures sortant des extrémités de la paillasse préfabriquée et scellées dans un chaînage coulé après pose de la volée sur toute la largeur de l'appui.



L'acier de liaison volée paillasse sera calculé pour la charge égale à $0,7Q$.
(Q étant le poids total de la volée préfabriquée $G+1,2P$.)

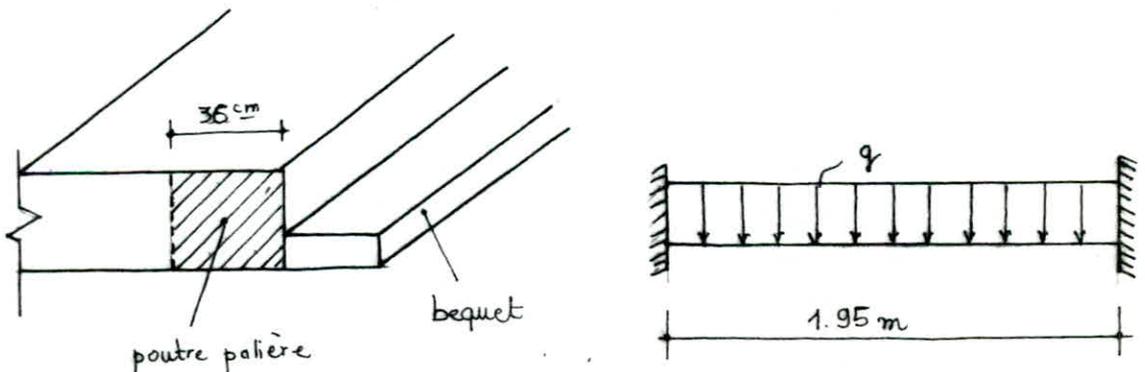
$$Q_t = 0,70 \times (1082 \cdot 2,57 \cdot 1,4) = 2725,13 \text{ kg.}$$

$$A = \frac{Q}{1600} = \frac{2725,13}{1600} = 1,70 \text{ cm}^2. \text{ on prendra : } 5\phi 10 / \text{ml} = 3,92 \text{ cm}^2$$

Calcul des poutres palières :

Les poutres palières sont incorporées dans les paliers, elles servent à supporter les sollicitations dues à la paillasse ou à transmettre ces effets aux paliers.

Poutre palière incorporée dans le palier d'étage :



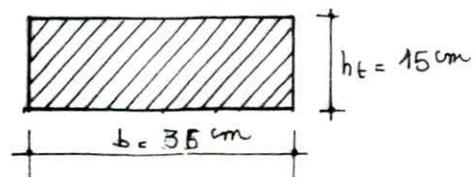
La poutre palière est sollicitée en flexion simple.
chaque poutre palière (appuis haut et bas d'une volée) sera calculée pour une charge égale à $0,7Q$ où Q est le poids total revenant sur la poutre palière.

$$q = 0,7Q = 0,7 \times (1082 \times 2,57) = 1946,52 \text{ kg/ml.}$$

Moment en travée :

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{1946,52 \times 1,95^2}{24} = 308,40 \text{ kgm}$$

$$M_t = 308,40 \text{ kgm}$$



Moment en appui :

$$M_a = -q \frac{l^2}{12} = -\frac{1946.52 \times 1.95^2}{12} = -616.80 \text{ kg m.}$$

Section d'acier en travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 308.40 \times 10^2}{2800 \cdot 36 \cdot 13^2} = 0.0271 \Rightarrow \begin{cases} E = 0.9286 \\ K = 55.0 \end{cases}$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{308.40 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9286 \cdot 13} = 0.91 \text{ cm}^2$$

on adoptera 4T12 ($A = 4.52 \text{ cm}^2$)

Section d'acier sur appuis :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 616.80 \cdot 10^2}{2800 \cdot 36 \cdot 13^2} = 0.0543 \Rightarrow \begin{cases} E = 0.9027 \\ K = 36.4 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{616.8 \times 10^2}{2800 \cdot 0.9027 \cdot 13} = 1.88 \text{ cm}^2$$

on adoptera de même 4T12 ($A = 4.52 \text{ cm}^2$)

Calcul des armatures transversales :

$$T = q \frac{l}{2} = \frac{1946.52 \times 1.95}{2} = 1897.86 \text{ Kg.}$$

$$\bar{\epsilon}_b = \frac{T}{b \bar{\sigma}_b} = \frac{1897.86}{36 \cdot 7/8 \cdot 13} = 4.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\epsilon}_b < \bar{\epsilon}_b = 3.5 \bar{\sigma}_b = 3.5 \times 5.9 = 20.65 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Vérifié.}$$

$$t \leq \sup \begin{cases} t = h \left(1 - \frac{0.3 \bar{\epsilon}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 13 \left(1 - \frac{0.3 \times 4.63}{5.9} \right) = 9.9 \approx 10 \text{ cm} \\ t = 0.2 h = 0.2 \times 13 = 2.6 \text{ cm.} \end{cases}$$

on prendra $t = 10 \text{ cm}$.

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{cn} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

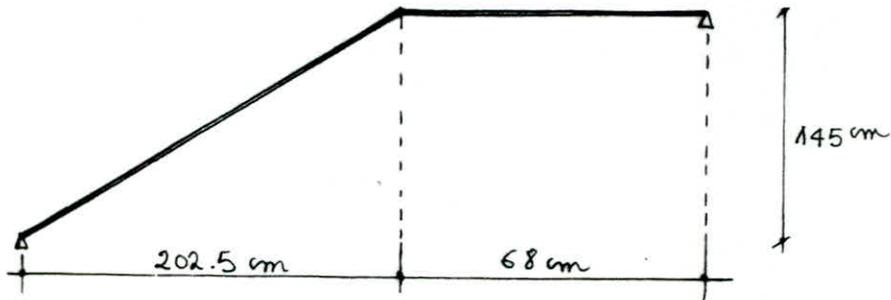
$$A_t = \frac{t \cdot T}{\bar{\sigma}_{at}} = \frac{10 \cdot 1897.86}{7/8 \cdot 13 \cdot 2800} = 0.596 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

Pour des raisons constructives, on prendra les mêmes que celles des bequets donc 7T10 espacés de 10 cm.

Calcul de l'escalier du local bas du R.D.C. :

La volée qui relie le niveau R.D.C. vers le local bas destiné aux ordures déchargées n'est pas préfabriquée mais coulée sur place, son calcul se fait comme suit :

Schéma statique : palier et pailleasse :



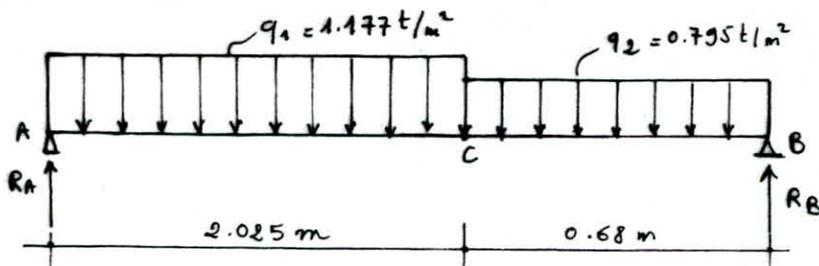
pailleasse : $G = 0.877 \text{ t/m}^2$
 $P = 0.250 \text{ t/m}^2$

$$q_1 = G + 1.2P = 1.177 \text{ t/m}^2$$

palier : $G = 0.495 \text{ t/m}^2$
 $P = 0.250 \text{ t/m}^2$

$$q_2 = G + 1.2P = 0.795 \text{ t/m}^2$$

Schéma statique :



on considère une bande de 1 m de largeur d'escalier.

Calcul du moment fléchissant :

$$\sum M/B = 0 \Leftrightarrow \begin{aligned} R_A &= 1.56 \text{ t} \\ R_B &= 1.36 \text{ t} \end{aligned}$$

$$R_A + R_B = 2.92 \text{ t}$$

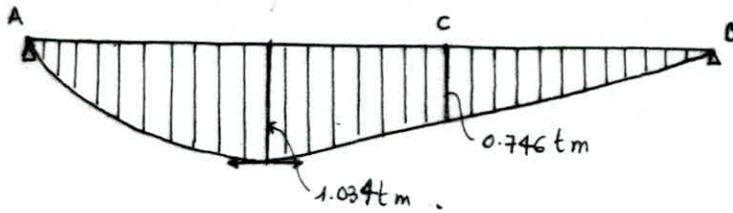
entre [A et C] $x \in [0; 2,025] \rightarrow M_x = R_A x - q_1 \frac{x^2}{2}$
entre [B et C] $x \in [0; 0,68] \rightarrow M_x = R_B x - q_2 \frac{x^2}{2}$

$$\frac{dM_x}{dx} = 0 \rightarrow R_A - q_1 x = 0 \Rightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = \frac{1,56}{1,177} = 1,325 \text{ m.}$$

$$M_{\max}(1,325) = 1,56 \times 1,325 - 1,177 \times \frac{1,325^2}{2} = 1,034 \text{ tm.}$$

$$\text{et } M(x=2,025) = 1,56 \times 2,025 - 1,177 \times \frac{2,025^2}{2} = 0,746 \text{ tm.}$$

Diagramme :



$M_{max} = M_0 = 1.034 \text{ tm}$ correspond à la poutre isostatique mais on doit tenir compte de l'encastrement donc on a :

$$M_a = 0.30 M_0 = 0.30 \times 1.034 = 0.3102 \text{ tm/ml}$$

$$M_b = 0.85 M_0 = 0.85 \times 1.034 = 0.8789 \text{ tm/ml}$$

Détermination des armatures inférieures :

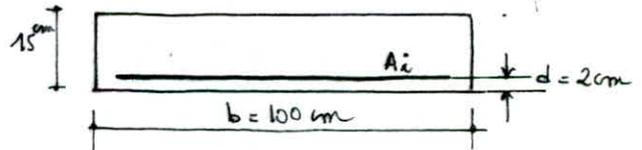
Coffre Nuance	μ	E	K	$\bar{\sigma}'_b$	$A'(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$
travée	0.0280	0.9275	54.00	51.85	0.00	2.60
appui	0.0098	0.9556	97.50	28.72	0.00	0.89

Travée :

$$\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 0.8789 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2}$$

$$\mu = 0.0280 \Rightarrow E = 0.9275$$

$$K = 54.0$$



$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{54.0} = 51.85 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0 \text{ OK!}$$

$$A = \frac{M_t}{E h \bar{\sigma}_a} = \frac{0.8789 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9275 \cdot 13} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Appui : les résultats figurent sur le tableau ci-dessus.

Choix des Aciers :

suivant l_x : en travée : $4T10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$
 en appui : $3T8/\text{ml} = 1.50 \text{ cm}^2$

suivant l_y : $A_y = \frac{A_x}{4} = 0.785 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T8/\text{ml} = 1.50 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0.69 \times 100 \times 13 \times \frac{5.9}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Vérification à la fissuration :

$$\sigma_1 = k \frac{\sigma}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{3.14}{2 \times 100 \times 2} = 7.85 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_1 = 1.5 \cdot 10^6 \frac{1.6}{8} \cdot \frac{7.85 \cdot 10^{-3}}{1 + 7.85 \cdot 10^{-2}} = 2113.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.6 \times 1.5 \times 10^6 \times 5.9}{8}} = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > 2800 \text{ kg/cm}^2 = \bar{\sigma}_a \quad \text{OK!}$$

Contrainte de cisaillement :

$$T = \frac{dM}{dx} = R_A - q_1 x \rightarrow T_{\max} \text{ pour } x=0 \rightarrow T = R_A = 1,56 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T_{\max}}{b_3} = \frac{1.56 \cdot 10^3}{100 \cdot 7 \cdot 13} = 1.37 \text{ kg/cm}^2 < 1.15 \bar{\tau}_b = 6.785 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow A_t = 0$ pas d'armatures transversales mais malgré cela on dispose des armatures transversales de construction.

Vérification de la flèche :

$$h_0 = 15 \geq \frac{l_x}{22.5} \frac{M_t}{N_0} = \frac{2.025}{22.5} \cdot \frac{0.8789}{1.034} = 7.65 \text{ cm} \quad \text{OK!}$$

$$A \leq b h \frac{43}{\sigma_{cm}} = 100 \cdot 13 \cdot \frac{43}{4200} = 13.31 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifié.}$$

NB: Toute les autres vérifications nécessaires sont satisfaites.

ETUDE DES PLANCHERS

A. Plancher de l'étage courant et plancher terrasse :

Introduction :

Le type de coffrage utilisé est celui des Tables et banquettes, c'est un système qui permet de coffrer d'abord les voûtes ensuite les planchers.

Notre présent ouvrage présente 3 types de dalles à étudier :

- Dalle appuyée sur 4 côtés.
- Dalle appuyée sur 3 côtés.
- Dalle dont le coefficient γ défini par BARÈS est supérieur à 2.

Dalles appuyées sur 3 côtés (exposé de la méthode de M^{re} R. BARÈS)

Le calcul se fait en fonction du rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ et le coefficient de poisson μ . (Pour le béton armé $\mu = 0.15$.) et on tire les coefficients w et m .

avec w : Coefficient de flèche.
 m : Coefficient du moment.

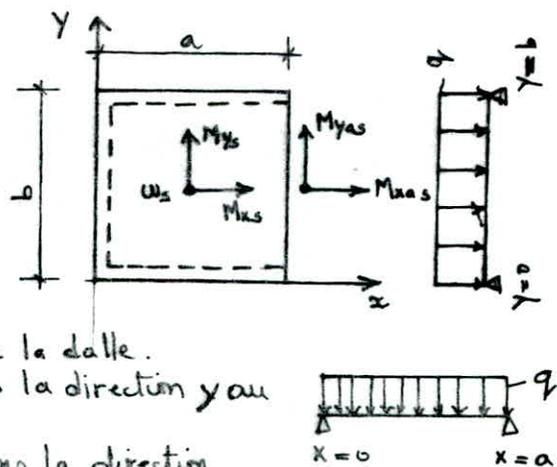
et w_s : Coefficient de la flèche au milieu de la dalle.

w_{bs} : Coeff^t de la flèche au milieu du bord libre de la dalle.

m_{xs} : Coeff^t du moment fléchissant dans la direction x au milieu de la dalle.

m_{ys} : Coeff^t du moment fléchissant dans la direction y au milieu de la dalle.

m_{yas} : Coeff^t du moment fléchissant dans la direction y au bord libre de la dalle.



On détermine ensuite les flèches et les moments fléchissants

$$f_0 = w_s q \frac{a^4}{Eh^3} ; f_{bs} = w_{bs} q \frac{b^4}{Eh^3} ; M_{xs} = m_{xs} q a^2 ; M_{ys} = m_{ys} q b^2$$

$$M_{yas} = m_{yas} q b^2 ; M_{xsa} = -\mu M_{yas}$$

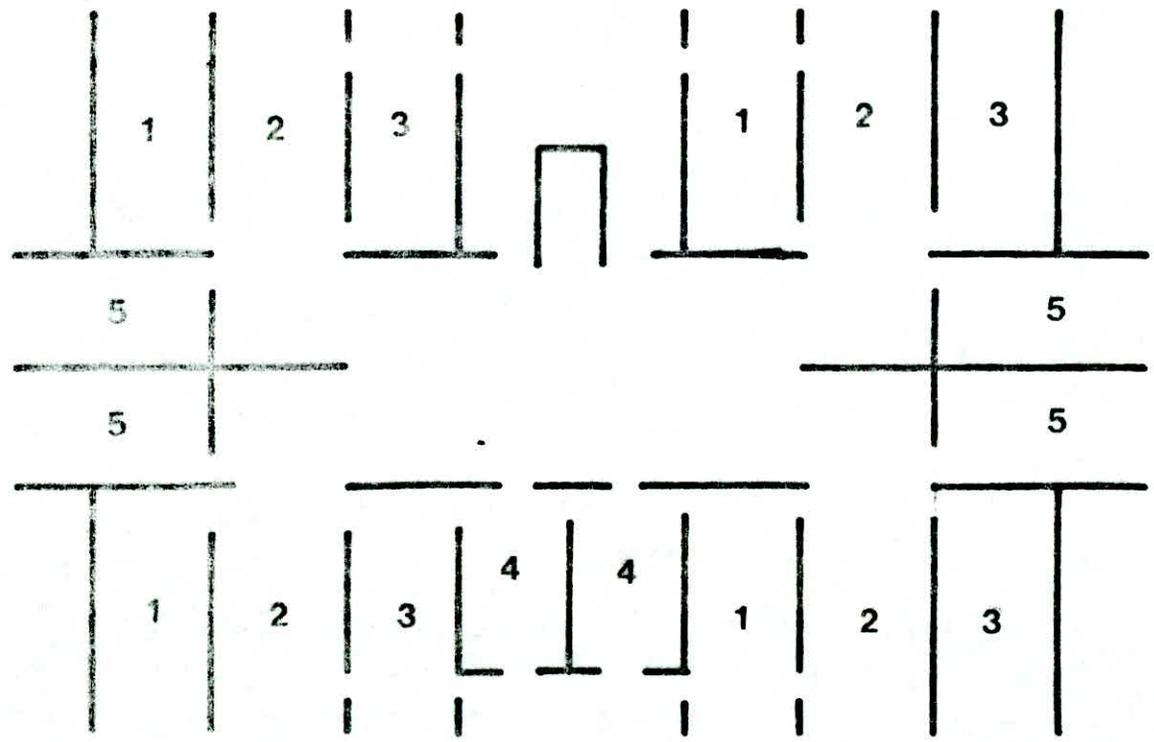
avec :

q : charge uniformément répartie sur la dalle.

E : module de Young $E = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

h : épaisseur de la dalle.

a et b sont les dimensions en plan de la dalle.



Calcul des panneaux de dalle :

• Plancher terrasse :

charges permanentes : $G = 0.791 \text{ t/m}^2$

Surcharges d'exploitation : $P = 0.1 \text{ t/m}^2$

Sollicitation (1) $G + 1.2 P = 0.791 + 1.2 \times 0.1 = 0.911 \text{ t/m}^2$

• Plancher courant :

charges permanentes : $G = 0.491 \text{ t/m}^2$

Surcharges d'exploitation $P = 0.175 \text{ t/m}^2$

Sollicitation (2) $G + 1.2 P = 0.491 + 1.2 \times 0.175 = 0.701 \text{ t/m}^2$

Les panneaux de dalle (plancher courant et terrasse) seront

calculés sous la charge $q = 0.911 \text{ t/m}^2$.

la dalle ayant une épaisseur de 15 cm , donc le diamètre maximal

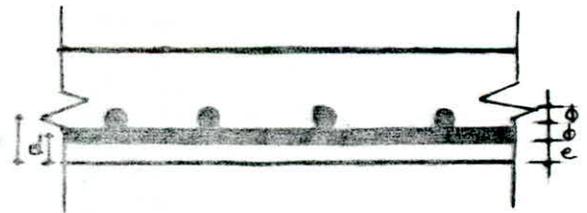
$$\phi \leq \frac{h_t}{10} = \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

Pour notes dalle on prendra :

- l'enrobage $e = 1 \text{ cm}$ (protégé)
- $h_y = h_t - d$ avec $d = e + \frac{\phi_y}{3}$
- $h_x = h_t - d_1$ avec $d_1 = e + \phi_y + \frac{\phi_x}{2}$
- les armatures longitudinales suivant :

- Y $\rightarrow \phi_{Ly} = 8 \text{ mm}$.

- X $\rightarrow \phi_{Lx} = 6 \text{ mm}$.



AN :

$h_x = 12.9 \text{ cm}$.

$h_y = 13.6 \text{ cm}$.

Détermination des efforts pour les dalles dont $\gamma > 2$:

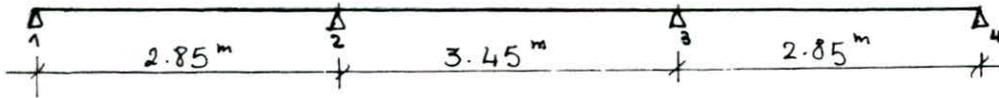
On assimilera la dalle à une poutre continue sur plusieurs appuis, réalisés par les refends, par bande de largeur unité (1 mètre); les moments sont obtenus à partir de la méthode forfaitaire présentée dans l'article 55 du C.C.B.A 68.

Coupe longitudinale de la poutre : (coupe 1-1) dalles (1,2,3) :

La charge développée : $q = G + 1,2 P$

$$q = 0,791 + 1,2 \times 0,100 = 0,911 \text{ t/m}^2.$$

Schéma statique :



Valeurs des moments :

moments isostatiques des travées :

$$M_{0.1-2} = M_{0.3-4} = \frac{q l_1^2}{8} = \frac{0,911 \times 2,85^2}{8} = 0,925 \text{ tm.}$$

$$M_{0.2-3} = \frac{q l_2^2}{8} = \frac{0,911 \times 3,45^2}{8} = 1,355 \text{ tm.}$$

travées (1-2) et (3-4) :

$$M_{t1-2} = M_{t3-4} = 0,81 \times 0,925 = 0,749 \text{ tm.}$$

travée 2-3 :

$$M_{t2-3} = 0,65 \times 1,355 = 0,881 \text{ tm.}$$

Appuis de Rive :

$$M_a = -0,2 \times 0,925 = -0,185 \text{ tm.}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_a = -0,5 \times 1,355 = -0,678 \text{ tm}$$

Ferraillage :

$$\begin{aligned} \text{travée de Rive : } M &= 0,749 \text{ tm.} & h_x &= 12,9 \text{ cm} & h_y &= 13,6 \text{ cm} \\ \mu &= \frac{15 M}{\sigma_a b h_y^2} = \frac{15 \cdot 0,749 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13,6^2} = 0,0217 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9355 \\ K = 62,5 \end{cases} \end{aligned}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h y} = \frac{0.749 \times 10^5}{2800 \times 0.9355 \times 13.6} = 2.10 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T8/ml } e_{sp} = 20 \text{ cm}$$

Travée intermédiaire : $M = 0.881 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a b h^2 y} = \frac{15 \times 0.881 \times 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13.6^2} = 0.0255 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9306 \\ k = 57.0 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h y} = \frac{0.881 \times 10^5}{2800 \times 0.9306 \times 13.6} = 2.49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adoptera 5 T8/ml ($A = 2.51 \text{ cm}^2$) $e_{sp} = 20 \text{ cm}$

Appui de Rive : $M = -0.185 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 0.185 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13.6^2} = 0.0054 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9664 \\ k = 134 \end{cases}$$

$$A = \frac{0.185 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9664 \cdot 13.6} = 0.50 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6/ml}$$

Appui intermédiaire : $M = -0.678 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 0.678 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13.6^2} = 0.0197 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9383 \\ k = 66.0 \end{cases}$$

$$A = \frac{0.678 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9383 \cdot 13.6} = 1.9 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T8/ml } (2.01 \text{ cm}^2)$$

Dans l'autre sens on adopte les armatures de répartition 3 T6/ml

Vérifications :

• Condition de non fragilité :

$$A \geq 0.69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} b h \frac{2-s}{s} = 0.69 \times \frac{5.9}{4200} \times 100 \times 13.6 \times \frac{2-0.308}{2}$$

$$A \geq 0.56 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

• Contraintes :

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13.6} = 0.186 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9301 \\ k = 56.5 \end{cases}$$

en travée :

$$\sigma_a = \frac{M}{\epsilon h A} = \frac{0.881 \cdot 10^5}{0.9301 \cdot 13.6 \cdot 2.51} = 2774.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2774.81}{56.5} = 49.11 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ kg/cm}^2$$

à l'appui :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 13.6} = 0.148 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0.9367 \\ \kappa = 64.0 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{0.678 \cdot 10^5}{0.9367 \times 13.6 \times 2.01} = 2647.86 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \text{OK!}$$

$$\sigma'_b = \frac{2647.86}{64.0} = 41 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad (\text{OK})$$

Vérification au cisaillement :

$$\varepsilon_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} < \bar{\varepsilon}_b = 1.15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_0 = q \cdot \frac{l}{2} = \frac{0.911 \times 3.45}{2} = 1.571 \text{ t.}$$

Pour la poutre continue : $T_{\max} = T_0 - \frac{\Delta M}{l} = 1.571 - \frac{0.511 \cdot 0.210}{3.45}$

$$T_{\max} = 1.689 \text{ t}$$

$$\varepsilon_b^{\max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{T_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} h} = \frac{1.689 \cdot 10^3}{100 \times \frac{7}{8} \cdot 13.6} = 1.42 \text{ kg/cm}^2 < 6.785 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Condition de non fissuration :

$$\sigma_a = \min \begin{cases} \frac{2}{3} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{cases} \quad \text{avec: } \begin{cases} \sigma_1 = \frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_b}{1 + 10 \bar{\omega}_b} \\ \sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{\kappa \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \end{cases}$$

on trouve $\sigma_1 = 1771.35 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$

donc la condition de fissuration est satisfaite.

Calcul de la dalle 4 appuyée sur 4 côtés :

l_x	l_y	f	μ_x	μ_y	$M_x = \mu_x q l_x^2$	$M_y = \mu_y M_x$	$q = \frac{G + 1.2 P}{(t)_{ml}}$
2.85	4.72	0.60	0.0849	0.435	0.628	0.273	0.911

Moments compte tenu de la continuité :

en Tracée : $M_{tx} = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 0.628 = 0.471 \text{ tm.}$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 0.75 \times 0.273 = 0.205 \text{ tm.}$$

• sur appui : $M_{ax} = 0.5 \times 0.628 = 0.314 \text{ tm}$.
 $M_{ay} = 0.5 \times 0.273 = 0.1365 \text{ tm}$.

Ferraillage :

a). en travée (petite portée) $M_{tx} = 0.471 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \times 0.471 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13.6^2} = 0.0136 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9482 \\ k = 81.5 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \epsilon h \eta} = \frac{0.471 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9482 \cdot 13.6} = 1.34 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ T6/ml } (1.41 \text{ cm}^2)$$

• sur appui : $M_{ax} = 0.314 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 0.314 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13.6^2} = 0.0021 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9573 \\ k = 102 \end{cases}$$

$$A = \frac{0.314 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9573 \times 13.6} = 0.86 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6/ml } (1.13 \text{ cm}^2)$$

b). En travée (grande portée) $M_{ty} = 0.205 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 0.205 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 12.9^2} = 0.0066 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9630 \\ k = 120 \end{cases}$$

$$A = \frac{0.205 \cdot 10^5}{2800 \times 0.9630 \times 12.9} = 0.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6/ml}$$

• sur appui : $M_{ay} = 0.1365 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 0.1365 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \cdot 12.9^2} = 0.0044 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9697 \\ k = 150 \end{cases}$$

$$A = \frac{0.1365 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9697 \cdot 12.9} = 0.39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T6/ml}$$

Condition de non Fragilité :

- Dans le sens de la plus petite portée

$$A = 0.69 \text{ l.h. } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2-\rho}{\rho} \right) = 0.69 \cdot 100 \cdot 13.6 \cdot \frac{5.9}{4200} \left(\frac{2-0.6}{2} \right) = 0.92 \text{ cm}^2$$

- Dans le sens de la plus grande portée :

$$A = 0.69 \text{ l.h. } \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot \frac{1+\rho}{4} = 0.69 \cdot 100 \cdot 12.9 \cdot \frac{5.9}{4200} \cdot \left(\frac{1+0.6}{4} \right) = 0.5 \text{ cm}^2$$

Toutes les autres vérifications sont satisfaites.

Calcul de la dalle appuyée sur 3 côtés : (Dalle 5)

Pour le calcul des coefficients de flèche et des moments, on procède par interpolation linéaire et les résultats sont portés dans le tableau suivant :

δ	w_s	w_{bs}	m_{xs}	m_{ys}	m_{yas}
1.807	0.0142	0.0179	0.0088	0.1067	0.1296

Calcul des moments et vérification des flèches :

a) moments :

$$M_{xs} = m_{xs} q a^2 = 0.0088 \times 0.911 \times 5.15^2 = 0.213 \text{ tm.}$$

$$M_{ys} = m_{ys} q b^2 = 0.1067 \times 0.911 \times 2.85^2 = 0.7895 \text{ tm.}$$

$$M_{yas} = m_{yas} q b^2 = 0.1296 \times 0.911 \times 2.85^2 = 0.959 \text{ tm.}$$

$$M_{xas} = -0.15 M_{yas} = 0.144 \text{ tm.}$$

b) flèches :

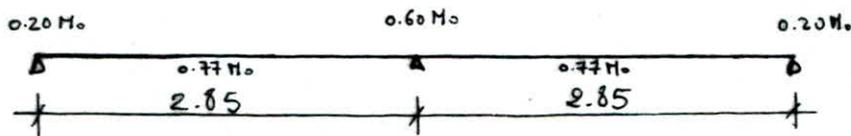
$$f_s = w_s \cdot q \frac{a^4}{Eh^3} = \frac{0.0142 \times 0.911 \times 10^{-1} \times 5.15^4}{2.1 \cdot 10^5 \times 15^3} = 0.128 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_a = \frac{5.15}{500} = 1.03 \text{ cm.}$$

$$f_{bs} = w_{bs} q \frac{a^4}{Eh^3} = \frac{0.0179 \times 0.911 \times 10^{-1} \times 5.15^4}{2.1 \cdot 10^5 \times 15^3} = 0.162 \text{ cm.}$$

$$\bar{f}_b = \frac{b}{500} = \frac{2.85}{500} = 0.57 \text{ cm.}$$

Ferraillage des panneaux (5, 6) :



Sens porteur : le moment à prendre en compte est $M_0 = M_{yas} = 0.959 \text{ tm}$

. En travée :

$$M_E = 0.77 \times M_0 = 0.77 \times 0.959 = 0.738 \text{ tm}$$

$$\mu = \frac{15 \times 0.738 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 13.6} = 0.0214 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \varepsilon = 0.9359 \\ k = 63 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{0.738 \times 10^5}{2800 \times 0.9359 \times 13.6} = 2.07 \text{ cm}^2 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 5T8/ml \text{ (} 2.51 \text{ cm}^2) \\ \text{esp} = 20 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Aux appuis :

appui intermédiaire : $M_a = 0.6 M_0 = 0.443 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,443 \cdot 10^5}{2800 \times 100 \times 13,6^2} = 0,0128 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9495 \\ k = 84 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,443 \times 10^5}{2800 \times 0,9495 \times 13,6} = 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ TG/ml } (1,41 \text{ cm}^2) \\ e_{sp} = 25 \text{ cm}$$

appui de Rive : $M_a = 0.2 M_0 = 0.2 \times 0,959 = 0.192 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \times 0,192 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 13,6^2} = 0,0056 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9660 \\ k = 132 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,192 \times 10^5}{2800 \times 0,9660 \times 13,6} = 0,52 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ TG/ml } (e = 25 \text{ cm})$$

Sens répartiteur : $M_0 = M_{rs} = 0.9 \times 0.213 = 0.192 \text{ tm/ml}$.

En travée :

$$\mu = \frac{15 \times 0,192 \times 10^5}{2800 \times 100 \times 12,9^2} = 0,0063 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9640 \\ k = 124 \end{cases}$$

$$A = \frac{0,192 \times 10^5}{2800 \times 0,9640 \times 12,9} = 0,47 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ TG/ml } (e = 25 \text{ cm})$$

Condition de non fragilité :

• Dans le sens de la plus petite portée

$$A = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \left(\frac{2-f}{2} \right) = 0,69 \times 100 \times 13,6 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,553}{2} \right) = 0,82 \text{ cm}^2$$

• Dans le sens de la plus grande portée :

$$A = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} \left(\frac{1+f}{4} \right) = 0,69 \times 100 \times 12,9 \times \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1+0,553}{4} \right) = 0,49 \text{ cm}^2$$

Ecartement des armatures : Art 57.33 CCBA 68 :

a) armatures disposées suivant la petite portée : $t \leq \min(3h_t, 33 \text{ cm}) = \min(45, 33)$
 $t \leq 33 \text{ cm}$.

b) armatures disposées suivant la grande portée : $t \leq \min(4h_t, 45 \text{ cm})$
 $t \leq 45 \text{ cm}$.

B - Plancher haut du vide Sanitaire :

Introduction :

Vu l'impossibilité d'utiliser un coffrage Tables on a adopté 4 types de prédalles en béton armé d'épaisseur 8 cm et de largeurs respectivement 3.45m; 2.85m; 1.90m et 1.48 m; la longueur peut atteindre

Après la pose de ces prédalles on coule une couche de béton dessus avec un treillis soudé pour éviter les fissurations, la face supérieure de la prédalle doit être assez rugueuse pour assurer une bonne adhérence avec la couche de béton coulé.

Après le durcissement l'ensemble prédalle et dalle aura un fonctionnement monolithique.

Le levage sera assuré par 4 crochets $\phi 8$ incorporés lors du coulage

Calcul de la prédalle :

Pour ce calcul on a 2 phases à considérer conformément aux prescriptions du C.C.B.A article 22.

1^{ère} Phase : prédalle soumise à son poids propre, poids du béton coulé

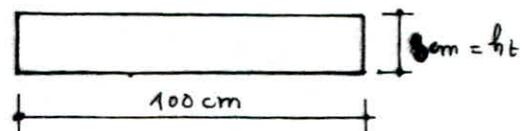
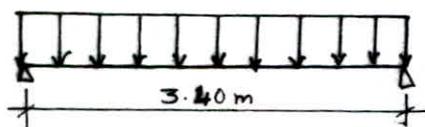
sur le chantier et une surcharge forfaitaire de 100 kg/m^2 dite de chantier correspondant aux ouvriers et au matériel qui peut être présent pendant la mise en place.

2^{ème} Phase : prédalle à pleine résistance sollicitée par la charge $(G+1.2 P)$

pour notre étude on a 4 types de prédalles (largeur : 3.45m; 2.85m 1.90m et 1.48m).

a) 1^{er} type de prédalle :

largeur 3.45 m portée de calcul 3.40 m.
on travaille sur une bande de 1m de largeur.



1^{ère} phase :

- poids propre de la prédalle	---	$0.08 \times 1 \times 2500 = 200 \text{ kg/m}$
- béton coulé en 7 cm	---	$0.07 \times 1 \times 2500 = 175 \text{ kg/m}$
- surcharge de chantier majorée	---	$1.2 \times 100 \times 1 = 120 \text{ kg/m}$

$$\Sigma = q_1 = 495 \text{ kg/m.}$$

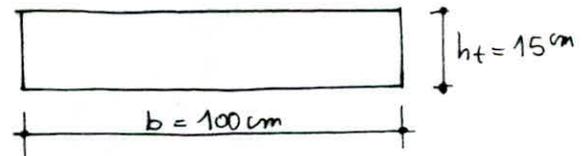
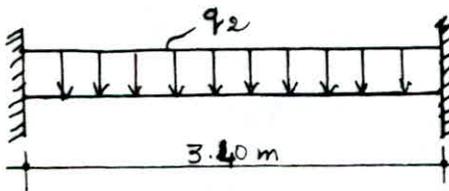
2^{ème} phase : évaluation de la charge de calcul q_2 :

- Dalle 15 cm	---	---	---	---	375 kg/m ²
- carrelage	---	---	---	---	40 kg/m ²
- mortier de pose	---	---	---	---	40 kg/m ²
- sable	---	---	---	---	36 kg/m ²
- cloisons	---	---	---	---	75 kg/m ²

$$\Sigma = G = 566 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = G + 1.2 P = 566 + 1.2 \times 400 = 1046 \text{ kg/m}^2$$

Schéma statique :



Moment fléchissant :

$$\text{en travée : } M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = \frac{1046 \times 3.40^2}{10} = 1209.2 \text{ kg m/ml}$$

$$\text{à l'appui : } M_a = q_2 \frac{l^2}{20} = \frac{1046 \times 3.40^2}{20} = 604.10 \text{ kg m/ml}$$

Ferraillage :

$$\text{en travée : } \mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 1209.20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.0382$$

$$\begin{cases} E = 0.9167 \\ k = 45.0 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{45} = 62.22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' \Rightarrow A' = 0.$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{1209.20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9167 \cdot 13} = 3.62 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte **5T10/ml** ($A = 3.92 \text{ cm}^2$)
esp = 25 cm.

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \max \begin{cases} 0.69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{\text{cm}}} = 1.26 \text{ cm}^2 \\ b h t \frac{1.2}{\bar{\sigma}_{\text{cm}} - 2200} = 0.9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

la section adoptée : $A_t = 3.92 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \max(A/4; A_{\min}) = \max(0.98; 1.26) = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte **5HA6/ml** ($A = 1.41 \text{ cm}^2$) avec $t = 25 \text{ cm}$

à l'appui :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 604 \cdot 10 \times 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.0190$$

$$E = 0.9394 \quad K = 67.5 \quad \sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{67.5} = 41.48 < \bar{\sigma}'_b \rightarrow A' = 0$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a E h} = \frac{604 \cdot 10 \times 10^2}{2800 \cdot 0.9394 \cdot 13} = 1.77 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5 \text{ HAB/ml} \\ A = 2.51 \text{ cm}^2 \quad e = 25 \text{ cm}$$

Vérifications :

• Contraintes : $w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3.92}{100 \times 13} = 0.301 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9138 \\ K = 43.0 \end{cases}$

en travée : $\sigma_a = \frac{M}{E h A} = \frac{1209.2 \times 10^2}{0.9138 \cdot 13 \cdot 3.92} = 2596.7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2596.7}{43.0} = 60.4 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{OK!}$$

à l'appui :

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 2.51}{100 \cdot 13} = 0.193 \rightarrow \begin{cases} E = 0.9291 \\ K = 55.5 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{604.1 \times 10^2}{0.9291 \cdot 13 \cdot 2.51} = 1992.6 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{1992.6}{55.5} = 35.9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{OK}$$

• Cisaillement :

$$\varepsilon_b = \frac{T_{\max}}{b z} \leq \bar{\varepsilon}_b$$

à l'appui $T_{\max} = q \frac{l}{2} = \frac{1046 \times 3.40}{2} = 1778.2 \text{ kg}$

$$\varepsilon_b = \frac{1778.2}{100 \cdot 0.975 \cdot 13} = 1.403 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\varepsilon}_b = 5.9 \times 1.15 = 6.785 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification aux appuis :

on doit vérifier que la section d'armatures traversant l'appui peut équilibrer l'effort $F = q \frac{l}{2} + \frac{M_a}{3}$ avec (M_a pris avec son signe.)

on trouve $F = 1778.2 - \frac{604.1 \times 10^3}{0.875 \cdot 13} < 0 \rightarrow$ aucune justification à l'appui n'est nécessaire

fissuration :

$$w_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{3.92}{2 \times 100 \times 2} = 9.8 \cdot 10^{-3} \rightarrow \sigma_1 = 2677.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_2 = 3193 \text{ kg/cm}^2$$

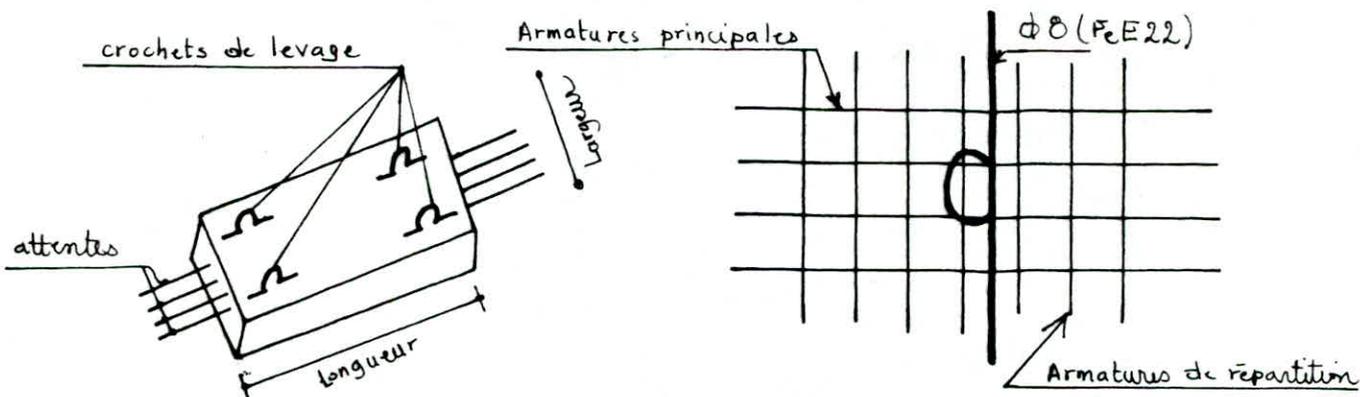
$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3193 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Calcul des crochets :

longueur de scellement droit : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b}$

$$\bar{\sigma}_b = 1.25 \times \psi_d^2 \bar{\sigma}_b = 1.25 \times 1 \times 5.90 = 7.50 \text{ kg/cm}^2$$

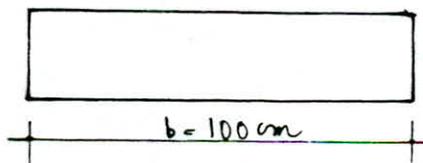
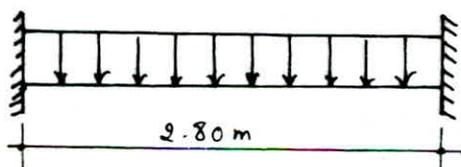
$$l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{1.0}{4} \cdot \frac{1600}{7.50} = 53.33 \text{ cm on prend } l_d = 55 \text{ cm}$$



Prédalle et son système de Levage -

b) 2^{ème} type de prédalle :

largeur 2.85 m portée de calcul 2.80 m.



Moment fléchissant :

• en travée : $M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = 1046 \cdot \frac{2.80^2}{10} = 820 \text{ kg m/ml}$

• à l'appui : $M_a = q_2 \frac{l^2}{20} = 410 \text{ kg m/ml}$

Ferraillage :

• en travée $\mu = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 820 \times 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0.0259$

$$\epsilon = 0.9304 \quad k = 56.5$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{56.5} = 49.56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ OK. } A' = 0$$

$$A_t = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{820 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0.9304 \cdot 13} = 2.42 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow 5T8/\text{ml} (A=2.51 \text{ cm}^2) \\ e = 25 \text{ cm}$$

Armatures de répartition :

$$A_r \geq \max(A/4; A_{\min}) = 1.26 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

on adopte 5 HA 6/ml ($A = 1.42 \text{ cm}^2$) avec $t = 25 \text{ cm}$.

. A l'appui :

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 410 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0130 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9492 \\ k = 83.5 \end{cases}$$

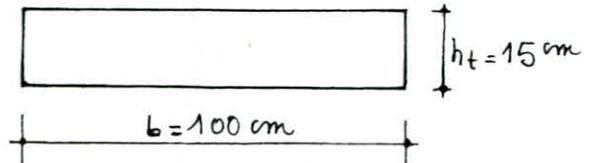
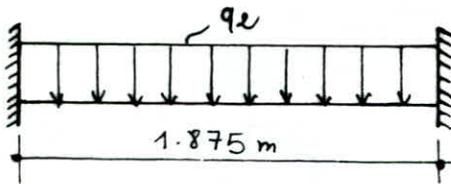
$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{83.5} = 33.5 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0. \text{ OK}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \epsilon k} = \frac{410 \times 10^2}{2800 \times 0.9492 \times 13} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$A_a < A_{\min} \Rightarrow$ on adopte 5 HA 6/ml $e = 25 \text{ cm}$.

c) 3^{ème} type de prédalle :

Largueur 1.90 m portée de calcul 1.875 m



Moment fléchissant :

. en travée : $M_t = q_2 \frac{l^2}{10} = \frac{1046 \times 1.875^2}{10} = 367.73 \text{ kgm/ml}$.

. à l'appui $M_a = q_2 \frac{l^2}{20} = \frac{1046 \times 1.875^2}{20} = 183.86 \text{ kgm/ml}$

Ferraillage :

en travée $\mu = \frac{15 \times 367.73 \times 10^2}{2800 \times 100 \times 13^2} = 0.0117 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9517 \\ k = 88.5 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{88.5} = 31.64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ OK!}$$

$$A_t = \frac{367.73 \times 10^2}{2800 \times 0.9517 \times 13} = 1.062 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} = 1.26 \text{ cm}^2$ on adopte 5 HA 6/ml esp = 20 cm

à l'appui : le ferraillage est aussi minimal on adopte 5 HA 6/ml $e = 20 \text{ cm}$

d) 4^{ème} type de Prédalle : longueur 1.48 m ; portée de calcul 1.455 m

Rem : elle sera ferraillée de la même façon que la prédalle 3.

INERTIES EQUIVALENTES

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

Par définition, nous appellerons "INERTIE EQUIVALENTE" I_e du refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal triangulaire présenterait à son sommet une flèche "f" égale à celle du refend avec ouverture.

HYPOTHESES :

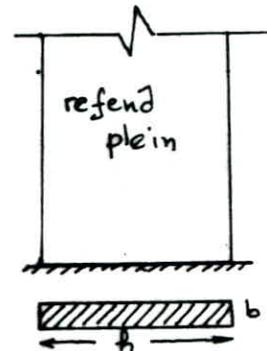
- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend de part et d'autre de la file d'ouvertures.
- Chaque élément de refend a une grande hauteur.
- Les éléments de refend subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage.
- Les linteaux ont une inertie transversale faible vis à vis de chacun des éléments de refend.

METHODE DE CALCUL :

* Cas d'un refend plein : $I_e = I = \frac{bh^3}{12}$

* Cas d'un refend avec ouvertures :

- Une seule file d'ouverture symétrique ou non.



Caractéristiques géométriques :

i : inertie du linteau

I_1, I_2 : Inerties des trumeaux (1) et (2)

I : Inertie totale du refend à une file d'ouverture.

a : demi hauteur de l'ouverture

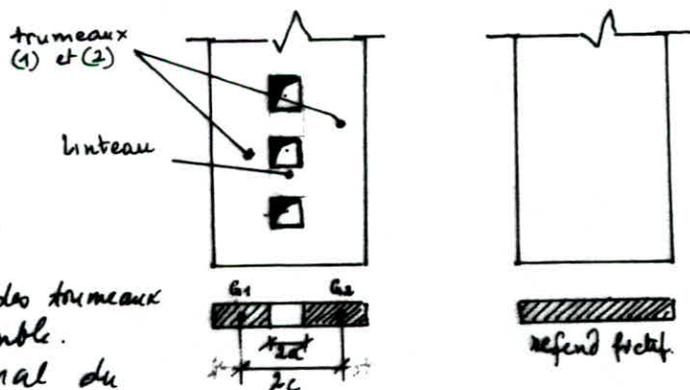
d_1, d_2 : axes des sections de trumeaux.

$2c$: distance entre les centres de gravité des trumeaux.

m : moment statique de chacun des trumeaux par rapport au c.d.g de l'ensemble.

E : Module de Young longitudinal du matériau constituant les trumeaux.

E' : Module de Young longitudinal du matériau constituant les linteaux.



$$m = \frac{2c}{\sqrt{\Omega_1} + \sqrt{\Omega_2}} \quad ; \quad I = I_1 + I_2 + 2mc \quad ; \quad \omega^2 = \frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m a^3 h e}$$

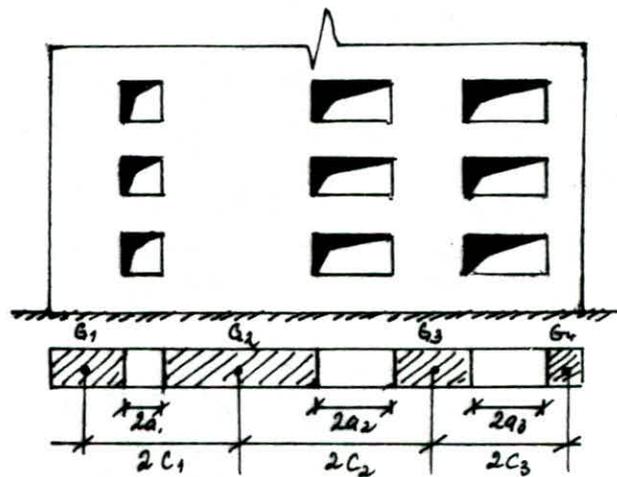
$\alpha = \omega H$ avec H : hauteur du bâtiment.
 $h e$: hauteur d'étage.

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

avec au définit auin:
 $a_n = \frac{11}{20} + \frac{9}{20n} - \frac{1}{30n^2} - \frac{1}{30n^3}$
 (n : nombre de niveaux).

n files d'ouvertures symétriques ou non symétriques:

I : Inertie totale du refend
 i_1, i_2, i_3 : Inerties des linteaux
 Ω_1, Ω_2 : sections des trumeaux.
 I_1, I_2 : Inerties des trumeaux.
 c_i : demi-distance entre deux trumeaux consécutifs.
 $2a_i$: portée de l'ouverture de la file i



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

$$\alpha = \omega H \quad \text{avec} \quad \omega^2 = \frac{6E}{El(I_1 + I_2 + \dots)} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

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

ψ_0 : donné par l'abaque 8236 de MARIUS DIVER.

EXEMPLE DE CALCULS DE REFEND AVEC UNE SEULE FILE D'OUVERTURE (VOILE VTS)

$$I_1 = 1,0597 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_2 = 9,898 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$I_0 = \sum I_i = 1,0606 \text{ m}^4$$

$$m = \frac{2c}{\sqrt{\Omega_1} + \sqrt{\Omega_2}} \quad ; \quad \Omega_1 = 0,796 \text{ m}^2 \quad ; \quad \Omega_2 = 0,168 \text{ m}^2$$

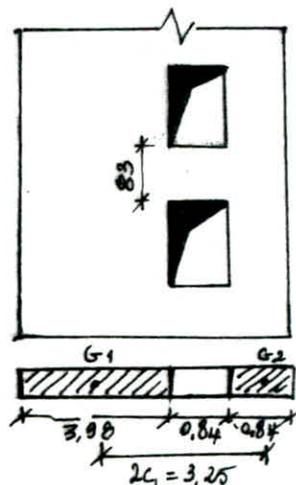
$$m = 0,4508$$

$$I = I_0 + 2mc = 1,0606 + 3,25 \times 0,3238 = 2,5257 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3i I_c}{(I_1 + I_2) m a^3 h e} \quad i = 9,5298 \cdot 10^3 \text{ m}^4$$

$$\omega^2 = \frac{3 \times 9,5298 \times 10^3 \times 2,5257}{1,0606 \times 0,4508 \left(\frac{0,84}{2}\right)^3 \times 2,90} \Rightarrow \omega = 1,0687$$

$$\alpha = 27,84 \quad ; \quad \psi_0 = 0,6$$



$$I_e = \frac{2,5257 \times 1,1}{\frac{60}{11} \cdot \frac{2 \times 0,4508 \times 3,25 \times 0,6}{1,0606 \times 27,84^2} + 1} = 2,7621 \text{ m}^4$$

VOILE AVEC DEUX FILES D'OUVERTURE (Voile Vt2)

$$I_1 = 3,0202 \text{ m}^4 ; I_2 = 1,0827 \text{ m}^4 ; I_3 = 3,022 \text{ m}^4$$

$$I_0 = I_1 = 7,1267 \text{ m}^4$$

$$\Omega_1 = 1,132 = \Omega_3 ; \Omega_2 = 0,804 \text{ m}^2 ; \Omega_0 = 3,068 \text{ m}^2$$

$$D = \frac{1}{\Omega_0} [\Omega_0 \cdot 2c_1 + \Omega_3 (2c_1 + 2c_2)]$$

$$D = 6,92 \text{ m}$$

$$m_1 = \Omega_1 D = 7,833 \text{ m}^3$$

$$i_1 = i_2 = \frac{0,2 \times 0,68^3}{12} = 5,24 \cdot 10^{-3}$$

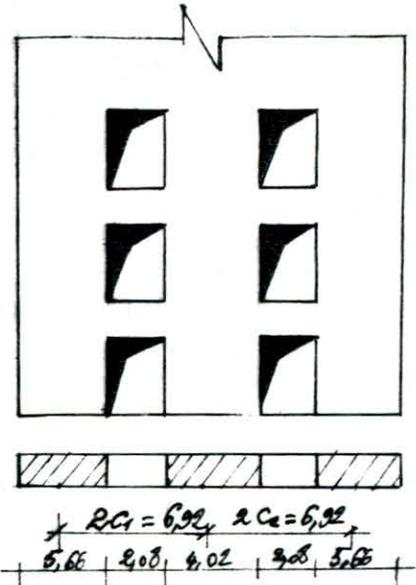
$$\omega = \sqrt{\frac{6}{2I_i h e} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} \right)}$$

$$\omega = 0,1794 \rightarrow \alpha = \omega^2 = 4,674$$

$$\psi_0 = 0,452 \quad I = I_0 + 2m_1 c_1 + 2m_2 c_2 = 115,535 \text{ m}^4$$

$$I_e = \frac{a_n I}{\frac{60}{11} \cdot \frac{I_1}{I I_i} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

$$I_e = 45,0153 \text{ m}^4$$



VOILE PLEIN :

h, I	VOILES	Vt1	VL2	VL1	Vt7	Vt6	VL3
h (cm)		6,60	9,00	5,15	2,87	3,78	3,60
I (m ⁴)		4,7916	12,150	2,277	0,394	0,900	0,7776

VOILE A UNE SEULE FILE D'OUVERTURE :

voiles	h ₁ (cm)	h ₂ (cm)	2a (cm)	2c	I ₁ (m ⁴)	I ₂ (m ⁴)	Ω ₁ (m ²)	Ω ₂ (m ²)	m	I (m ⁴)	ω	α	ψ ₀	I _e (m ⁴)
Vt3	84	398	84	325	9,878 · 10 ³	1,0507	0,168	0,796	0,4508	2,5257	0,628	20,66	0,60	2,73
Vt4	84	492	84	372	9,878 · 10 ³	1,9849	0,168	0,984	0,5338	3,9805	0,232	6,0548	0,51	4,0766
Vt5	84	398	84	325	9,878 · 10 ³	1,0507	0,168	0,796	0,4508	2,5257	1,068	27,84	0,60	2,7621

VOILE A DEUX FILES D'OUVERTURE

VOILES	h_1 (cm)	h_2 (cm)	h_3 (cm)	$2a_1$ (cm)	$2a_2$ (cm)	$2c_1$ (cm)	$2c_2$ (cm)	I_1 (m ⁴)	I_2 (m ⁴)	I_3 (m ⁴)	I (m ⁴)	ω	α	ψ_0	I_e
V _{L1}	3,975	1,65	3,785	1,40	1,59	4,2125	4,3075	1,0468	0,0749	0,9037	30,779	0,344	8,9612	0,56	21,1882
V _{L2}	5,66	4,02	5,66	2,68	2,08	6,92	6,92	3,022	1,0827	3,022	115,535	0,1794	4,674	0,452	45,0453
V _{L3}	0,725	1,40	1,65	1,40	0,725	2,5875	2,5875	$6,351 \times 10^{-3}$	0,0749	$6,357 \times 10^{-3}$	2,098	3,892	101,39	0,65	2,3078

CALCUL PSEUDO-DYNAMIQUE

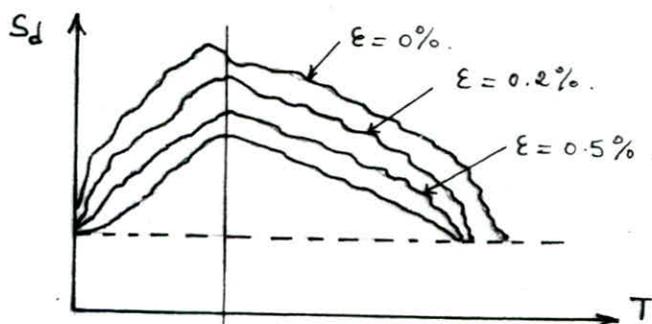
Introduction:

l'excitation sismique provoque des accélérations dynamiques imprimées à toute les masses m_i de la structure, d'où chaque masse m_i sera soumise à une force $[F_i(t)]$ tel que d'après la 2^e loi de Newton: $F_i(t) = m_i \cdot a_i(t)$ avec $a_i(t)$: accélération dynamique; dépend des accélérations de sol et des caractéristiques dynamiques de la structure.

Sous l'effet de cette excitation, la structure effectue tout d'abord, une série d'oscillations forcées régies par des lois assez complexes, elles leur succèdent, dès que l'excitation a pris fin, des oscillations libres qui finissent par s'amortir rapidement.

Pour notre structure un calcul dynamique est obligatoire (art 3.22 RPA 81). Celui-ci est basé sur l'utilisation du spectre de réponse (déplacement, vitesse relative ou accélération absolue) adopté au site considéré.

Spectre de déplacement :



Ce spectre de réponse est évalué en fonction des caractéristiques dynamiques de la structure et de l'accélérogramme du site considéré.

l'effort sismique: $F_{el}^{max} = K S_d^{max}$

Vu qu'on ne dispose pas de ces résultats on utilisera alors la méthode statique équivalente exposée dans le R.P.A 81 et on fera aussi une analyse modale dans l'optique de connaître le comportement de la structure.

Modélisation dynamique :

Le noyau central étant l'élément de contreventement; on l'assimile à un oscillateur multiple qui présente plusieurs degrés de liberté. Pour simplifier les calculs on suppose que chaque masse (m_i) est concentrée au C.D.G du même plancher.



Analyse modale :

on utilise la méthode énergétique de "RAYLEIGH" qui sert à déterminer

la pulsation fondamentale d'un système conservatif (oscillation libre non amortie) à un degré de liberté.

Pour le second mode on utilisera la méthode de "STODOLA", celle-ci repose sur un calcul itératif qui permet d'améliorer peu à peu la solution. elle consiste à faire une hypothèse initiale sur l'allure du mode, cette hypothèse est ensuite améliorée par itération successive jusqu'à ce que une approximation satisfaisante du mode soit obtenue, la fréquence de vibration correspondante est alors déterminée à l'aide de l'équation du mouvement.

Mode fondamental: (1^{er} mode de vibration).

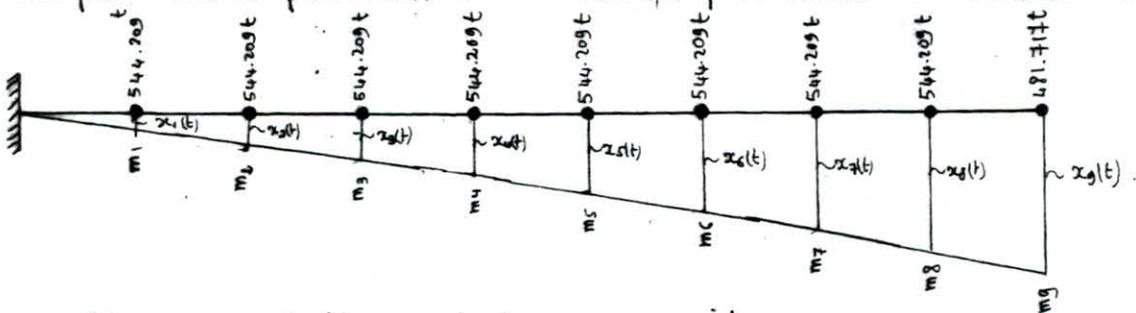
La méthode de "RAYLEIGH" repose sur le principe de la conservation d'énergie totale:

$$E_{\text{Tot}} = E_c(t) + E_p(t) = C^{\text{te}}$$

avec: $E_c(t)$: énergie cinétique instantanée du mouvement.

$E_p(t)$: énergie potentielle instantanée du mouvement.

toutes les masses m_i de la structure auront des élongations $x_i(t)$ mesurées d'après la direction du degré de liberté à partir de la position d'équilibre statique dont la pulsation est la même pour toutes les masses m_i .



$E_c(t)$ et $E_p(t)$ pouvant être exprimé comme suit:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \cdot \dot{x}_k^2(t).$$

avec: G_k : charge gravitationnelle

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n G_k \cdot x_k(t).$$

$$G_k = m_k \cdot g.$$

Par analogie avec le comportement des systèmes à un degré de liberté nous supposons que le mouvement est harmonique, il s'exprime simplement sous la forme:

$$x_i(t) = x_i \cdot \sin(\omega_I t + \varphi_I).$$

x_i : amplitude maximale.

$$\dot{x}_i(t) = x_i \omega_I \cos(\omega_I t + \varphi_I).$$

$\omega_I = \sqrt{\frac{k}{m}}$: pulsation fondamentale.

φ_I : déphasage.

d'où: $E_c(t)$ et $E_p(t)$ peuvent être présentés tel que:

$$E_c(t) = \frac{1}{2} \sum_i m_i \left[x_i \cdot \omega_I (\cos(\omega_I t + \varphi_I)) \right]^2.$$

$$E_p(t) = \frac{1}{2} \cdot \sum G_i x_i \sin(\omega_I t + \varphi_I).$$

On constate que pendant le mouvement oscillatoire, le système passe par deux (02) positions extrêmes : à l'instant t tel que $\dot{x}(t) = 0$ on a $E_p(t) = E_{pmax}$

$$E_{Tot} = E_{pmax} = \frac{1}{2} \sum G_i x_i \quad ; \quad E_c = 0.$$

De même le système passe par la position d'équilibre statique à cet instant l'énergie cinétique est maximale et $E_p(t)$ est nulle.

$$E_{Tot} = E_{cmax} = \frac{1}{2} \sum m_i (\dot{x}_i \omega_I)^2 \quad ; \quad E_p(t) = 0.$$

Pour les 2 moments l'expression de la conservation de l'énergie d'écart :

$$E_{Tot} = \frac{1}{2} \sum_1^n m_i (\dot{x}_i \omega_I)^2 + 0 = 0 + \frac{1}{2} \sum_1^n G_i x_i = cte$$

d'où : $\sum_1^n m_i \dot{x}_i^2 \omega_I^2 = \sum_1^n G_i x_i \rightarrow \omega_I^2 = g \cdot \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i x_i^2}$

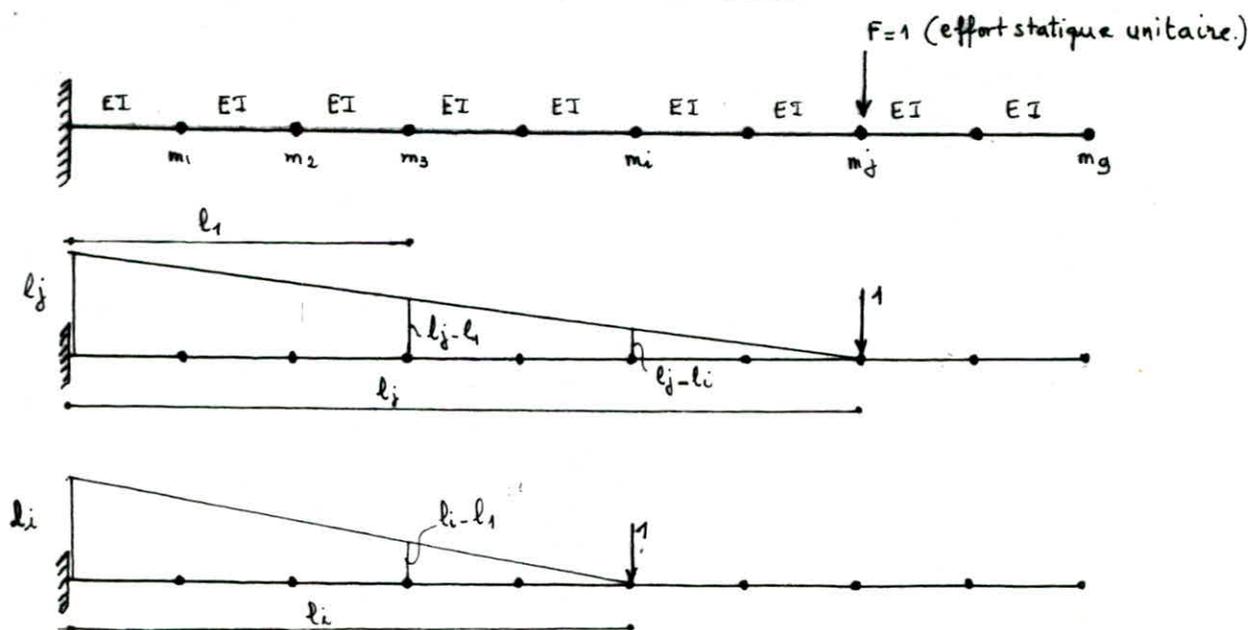
la Période fondamentale :

$$T^I = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left(\frac{\sum m_i x_i^2}{\sum m_i x_i} \right)^{1/2}$$

Pour l'évaluation des déplacements x_i de la masse m_i on suppose qu'elle est soumise au chargement statique W_i avec $W_i = m_i g$.
On calcule les déplacements S_{ij} avec : S_{ij} : déplacement du nœud i sous un chargement statique unitaire appliqué en j .
En superposant les déplacements S_{ij} on obtient le déplacement x_i tel que :

$$x_i = \sum_{j=1}^n W_j S_{ij}$$

Calcul des déplacements S_{ij} (élément de flexion) :



$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{6} l_1 \left[l_j (2l_1 + (l_i - l_1)) + (l_j - l_1) (l_1 + 2(l_i - l_1)) \right]$$

$$+ \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{6} \cdot (l_i - l_1) \times (l_i - l_1) \left[2(l_j - l_1) + (l_j - l_1) \right]$$

pour $l_j \geq l_i \geq l_1$.

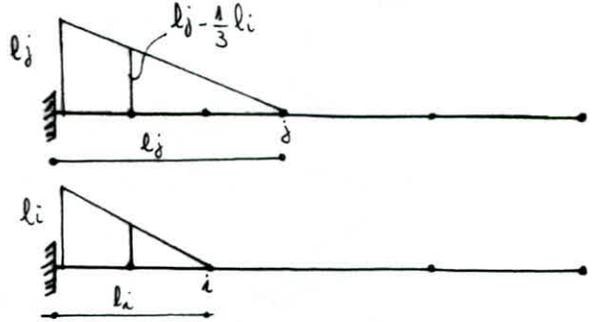
pour $l_i \leq l_1$ et $l_i \leq l_j$

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \cdot \frac{1}{2} l_i^2 \left(l_j - \frac{1}{3} l_i \right).$$

Théorème de "MAXWELL":

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$

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



le calcul que nous allons faire sera donné pour le sens longitudinal pour le sens transversal le même travail est réalisé, on se contentera de donner les résultats nécessaires seulement.

Sens longitudinal: $I_y = I_{long} = 58.528 \text{ m}^4.$

Soit la matrice de Souplesse $\delta_{ij} = [K^{-1}]$

δ_{ij}	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	$3.674 \cdot 10^{-8}$	$9.186 \cdot 10^{-8}$	$1.469 \cdot 10^{-7}$	$2.021 \cdot 10^{-7}$	$2.572 \cdot 10^{-7}$	$3.123 \cdot 10^{-7}$	$3.674 \cdot 10^{-7}$	$4.225 \cdot 10^{-7}$	$4.777 \cdot 10^{-7}$
2	$9.186 \cdot 10^{-8}$	$2.939 \cdot 10^{-7}$	$5.144 \cdot 10^{-7}$	$7.349 \cdot 10^{-7}$	$9.554 \cdot 10^{-7}$	$1.175 \cdot 10^{-6}$	$1.396 \cdot 10^{-6}$	$1.616 \cdot 10^{-6}$	$1.837 \cdot 10^{-6}$
3			$9.921 \cdot 10^{-7}$	$1.488 \cdot 10^{-6}$	$1.984 \cdot 10^{-6}$	$2.480 \cdot 10^{-6}$	$2.976 \cdot 10^{-6}$	$3.472 \cdot 10^{-6}$	$3.968 \cdot 10^{-6}$
4				$2.351 \cdot 10^{-6}$	$3.233 \cdot 10^{-6}$	$4.116 \cdot 10^{-6}$	$4.997 \cdot 10^{-6}$	$5.879 \cdot 10^{-6}$	$6.761 \cdot 10^{-6}$
5					$4.593 \cdot 10^{-6}$	$5.971 \cdot 10^{-6}$	$7.349 \cdot 10^{-6}$	$8.727 \cdot 10^{-6}$	$1.010 \cdot 10^{-5}$
6						$7.937 \cdot 10^{-6}$	$9.921 \cdot 10^{-6}$	$1.190 \cdot 10^{-5}$	$1.389 \cdot 10^{-5}$
7							$1.260 \cdot 10^{-5}$	$1.530 \cdot 10^{-5}$	$1.810 \cdot 10^{-5}$
8								$1.881 \cdot 10^{-5}$	$2.234 \cdot 10^{-5}$
9									$2.678 \cdot 10^{-5}$

Calcul des élongations x_i :

$$x_i = \sum [d_{ij}] \cdot W_i \quad W_i : t ; d_{ij} : m/t$$

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$W_i = m_i$	544.209	544.209	544.209	544.209	544.209	544.209	544.209	544.209	481.717
x_i	$1.229 \cdot 10^3$	$4.574 \cdot 10^3$	$9.560 \cdot 10^3$	0.0457	0.0228	0.0305	0.0385	0.0467	0.0550

La précision des résultats obtenus dépend du choix de la ligne élastique. Cette précision peut être améliorée par un procédé itératif de correction de la forme choisie tel que :

on calcule $e_i^s = \frac{x_i}{x_n}$ avec x_n : élongation au sommet $i = 1,9$

ensuite on calcule les efforts $F_i^s = e_i^s \cdot W_i$

on arrête les itérations quand : $e_i^{s-1} \approx e_i^s$ avec : $x_i = \sum F_i^s d_{ij} = \sum_{j=1}^9 e_i^s W_j d_{ij}$

1^{ère} itération (s=1) :

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^1	0.0223	0.0831	0.4737	0.2867	0.4155	0.5550	0.7008	0.8498	1.0000
F_i	12.13	45.12	94.52	156.02	226.11	302.03	381.38	462.46	481.71
x_i	$7.678 \cdot 10^4$	$2.913 \cdot 10^5$	$6.201 \cdot 10^5$	0.0103	0.0452	0.0206	0.0263	0.0321	0.0381

2^{ème} itération (s=2) :

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^2	0.0201	0.0764	0.4627	0.2729	0.4012	0.5422	0.6914	0.8449	1.0000
F_i	10.93	41.57	88.54	148.51	218.33	295.07	376.26	459.80	481.71
x_i	$7.58 \cdot 10^4$	$2.877 \cdot 10^5$	$6.124 \cdot 10^5$	0.0102	0.0451	0.0204	0.0260	0.0318	0.0376

3^{ème} itération (s=3) :

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
e^3	0.0201	0.0763	0.4624	0.2725	0.4008	0.5419	0.6911	0.8447	1.0000
F_i	10.93	41.52	88.37	148.29	218.11	294.90	376.10	459.69	481.71
x_i	$7.58 \cdot 10^4$	$2.875 \cdot 10^5$	$6.122 \cdot 10^5$	0.0102	0.0451	0.0204	0.0260	0.0318	0.0376

$$\sum m_i x_i^2 = 2,038 . ; \quad \sum m_i x_i = 79.88 ; \quad \sum m_i = 4835,389$$

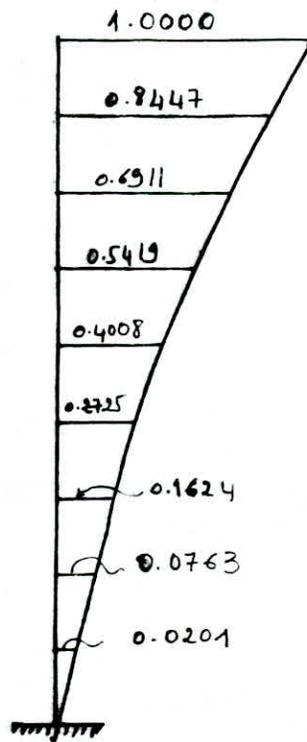
d'où la période vaut :

$$T_x = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \left(\frac{\sum m_i x_i^2}{\sum m_i x_i} \right)^{1/2} = 0.3204 \text{ s.}$$

la participation du mode vaut : $\eta^I = \frac{(\sum m_i x_i)^2}{\sum m_i \cdot \sum m_i x_i^2} = 64.74\%$

$$\eta^I = 64.74\%$$

Schéma de la déformée :



Second Mode : Méthode de "STODOLA"

L'équation du mouvement d'un système de déplaçant librement sans amortissement s'écrit :

$$[M] \{\ddot{x}\} + [K] \{x\} = 0.$$

avec : $[M]$: matrice de masse ; $[K]$: matrice de rigidité .

Cette équation peut s'écrire : $[K - \omega^2 m] \{x\} = 0.$

$\frac{1}{\omega^2} \{x\} = [K]^{-1} [M] \{x\}$ avec : $[K]^{-1}$: matrice de souplesse .

$[D] = [K]^{-1} [M]$: matrice dynamique .

$[D]$: caractérise les propriétés dynamiques de la structure ; on peut écrire :

$$\frac{1}{\omega^2} \{x\} = [D] \{x\}$$

Cette dernière équation ne sera satisfaite que pour les valeurs (ω) qui représentent un mode de vibration vrai. Pour la détermination de (ω) on doit connaître ω^2 et vice-versa. Pour sortir de ce cercle vicieux on se donne une valeur initiale (x^0), Amplitude est choisie arbitrairement qui sera désignée par $x^{(1)}$ tel qu'il lui soit proportionnel :

$$y = \frac{1}{\omega^2} x^{(1)} \quad \text{d'où} \quad y = D \cdot x.$$

Donc on peut schématiser le processus itératif comme suit :

1^{ère} itération : on se donne x^0 : vecteur unitaire
d'où $y^{(1)} = D \cdot x^0$ $\left. \begin{array}{l} x_k^{(1)} \text{ composante quelconque de } x^0 \\ y_k^{(1)} \text{ " " " de } y^{(1)} \end{array} \right\} \omega_1^2 = \frac{x_k^{(1)}}{y_k^{(1)}}$

$$y^{(1)} = \frac{y_k^{(1)}}{x_k^{(1)}} x^{(1)} \quad \longrightarrow \quad \{x\}^{(1)} = \frac{x_k^{(1)}}{y_k^{(1)}} \{y\}^{(1)}.$$

2^e itération :

$$y^{(2)} = D \cdot x^{(1)} \quad \text{avec} \quad x^{(2)} = \frac{x_k^{(2)}}{y_k^{(2)}} y^{(2)}$$

3^e itération :

$$y^{(3)} = D \cdot x^{(2)} \quad \text{avec} \quad x^{(3)} = \frac{x_k^{(3)}}{y_k^{(3)}} y^{(3)}$$

i^{ème} itération :

$$y^{(i)} = D \cdot x^{(i-1)} \quad \text{avec} \quad x^{(i)} = \frac{x_k^{(i)}}{y_k^{(i)}} y^{(i)}$$

On arrête les itérations quand $x^{(i-2)} \approx x^{(i-1)}$ ainsi on obtient l'allure de la déformée : $x^{(i-1)}$ et la pulsation propre :

$$\omega^2 = \frac{x_b^{(i-1)}}{y^{(i)}}$$

les propriétés d'Orthogonalité des modes permettent d'écrire :

$$\frac{1}{\omega_{II}} \{x_{II}\} = [D_{II}] \cdot \{x_{II}\} \quad II : \text{désigne le Second mode.}$$

$$D_{II} = D_I \cdot S_I ; \quad S_I : \text{matrice de balayage.}$$

$$D_I = [K]^{-1} \cdot [M] ; \quad [K]^{-1} : \text{matrice de souplesse déjà obtenue dans le 1^{er} mode.}$$

$$S_I = -\frac{x_I \cdot x_I^T \cdot M}{x_I^T \cdot M \cdot x_I} + I$$

$$\text{Soit: } S = x_I^T \cdot M \cdot x_I = 1435.3285$$

I : 1^{er} mode.
T : Transposé.

Matrice de balayage S_1 : (sans dimension.)

$$S_1 = \begin{bmatrix} 0.6643 & -0.3202 & -0.2620 & -0.2054 & -0.1519 & -0.1033 & -0.0615 & -0.0289 & -7,6 \cdot 10^{-3} \\ -0.2834 & -0.7294 & -0.2213 & -0.1735 & -0.1283 & -0.0872 & -0.0520 & -0.0244 & -6,4 \cdot 10^{-3} \\ -0.2319 & -0.2213 & 0.9189 & -0.1419 & -0.1050 & -0.0714 & -0.0425 & -0.0199 & -5,2 \cdot 10^{-3} \\ -0.1818 & -0.1735 & -0.1419 & 0.8886 & -0.0823 & -0.0559 & -0.0333 & -0.0156 & -4,1 \cdot 10^{-3} \\ -0.1345 & -0.1283 & -0.1050 & -0.0823 & 0.9390 & -0.0414 & -0.0246 & -0.0115 & -3,0 \cdot 10^{-3} \\ -0.0914 & -0.0872 & -0.0714 & -0.0559 & -0.0414 & 0.9718 & -0.0167 & -7,8 \cdot 10^{-3} & -2,0 \cdot 10^{-3} \\ -0.0545 & -0.0520 & -0.0425 & -0.0333 & -0.0246 & -0.0167 & 0.990 & -4,6 \cdot 10^{-3} & -1,2 \cdot 10^{-3} \\ -0.0256 & -0.0244 & -0.0199 & -0.0156 & -0.0115 & -7,8 \cdot 10^{-3} & -4,6 \cdot 10^{-3} & 0.9977 & -5 \cdot 10^{-4} \\ -6,7 \cdot 10^{-3} & -6,4 \cdot 10^{-3} & -5,2 \cdot 10^{-3} & -4,1 \cdot 10^{-3} & -3,0 \cdot 10^{-3} & -2,0 \cdot 10^{-3} & -1,2 \cdot 10^{-3} & -5,0 \cdot 10^{-4} & 0,9998 \end{bmatrix}$$

Détermination de la matrice dynamique du 1^{er} Mode :

$$\text{on a : } [D_I] = [K]^{-1} \cdot [M]$$

la matrice est présentée - comme suit :

$$D_I = \begin{bmatrix} 0.0129 & 0.0121 & 9.798 \cdot 10^3 & 2559 \cdot 10^3 & 5.499 \cdot 10^3 & 3.679 \cdot 10^3 & 2.459 \cdot 10^3 & 9.998 \cdot 10^4 & 2.599 \cdot 10^4 \\ 0.01071 & 0.0102 & 8.329 \cdot 10^3 & 6.479 \cdot 10^3 & 4.749 \cdot 10^3 & 3.199 \cdot 10^3 & 1.889 \cdot 10^3 & 8.799 \cdot 10^4 & 2.299 \cdot 10^4 \\ 8.673 \cdot 10^3 & 8.329 \cdot 10^3 & 6.859 \cdot 10^3 & 5.399 \cdot 10^3 & 3.999 \cdot 10^3 & 2.719 \cdot 10^3 & 1.619 \cdot 10^3 & 7.599 \cdot 10^4 & 1.999 \cdot 10^4 \\ 6.691 \cdot 10^3 & 6.479 \cdot 10^3 & 5.399 \cdot 10^3 & 4.319 \cdot 10^3 & 3.249 \cdot 10^3 & 2.239 \cdot 10^3 & 1.349 \cdot 10^3 & 6.399 \cdot 10^4 & 1.099 \cdot 10^4 \\ 4.867 \cdot 10^3 & 4.749 \cdot 10^3 & 3.999 \cdot 10^3 & 3.249 \cdot 10^3 & 2.499 \cdot 10^3 & 1.759 \cdot 10^3 & 1.079 \cdot 10^3 & 5.199 \cdot 10^4 & 1.399 \cdot 10^4 \\ 3.257 \cdot 10^3 & 3.199 \cdot 10^3 & 2.719 \cdot 10^3 & 2.239 \cdot 10^3 & 1.759 \cdot 10^3 & 1.279 \cdot 10^3 & 8.099 \cdot 10^4 & 3.999 \cdot 10^4 & 1.099 \cdot 10^4 \\ 1.911 \cdot 10^3 & 1.889 \cdot 10^3 & 1.619 \cdot 10^3 & 1.349 \cdot 10^3 & 1.079 \cdot 10^3 & 8.099 \cdot 10^4 & 5.399 \cdot 10^4 & 2.799 \cdot 10^4 & 7.999 \cdot 10^4 \\ 8.850 \cdot 10^4 & 8.799 \cdot 10^4 & 7.599 \cdot 10^4 & 6.399 \cdot 10^4 & 5.199 \cdot 10^4 & 3.999 \cdot 10^4 & 2.799 \cdot 10^4 & 1.599 \cdot 10^4 & 4.999 \cdot 10^5 \\ 2.301 \cdot 10^4 & 2.299 \cdot 10^4 & 1.999 \cdot 10^4 & 1.699 \cdot 10^4 & 1.399 \cdot 10^4 & 1.099 \cdot 10^4 & 7.999 \cdot 10^5 & 4.999 \cdot 10^5 & 1.999 \cdot 10^5 \end{bmatrix}$$

matrice dynamique du Second mode :

$$D_{II} = D_I \cdot S_I$$

D_I : matrice dynamique du 1^{er} mode
 S_I : « de balayage » « »

$$D_{II} = \begin{bmatrix} 2576 \cdot 10^{-4} & 9.015 \cdot 10^{-5} & -7.504 \cdot 10^{-5} & -1.831 \cdot 10^{-4} & -2.269 \cdot 10^{-4} & -2.137 \cdot 10^{-4} & -1.604 \cdot 10^{-4} & -9.023 \cdot 10^{-5} & -2.720 \cdot 10^{-5} \\ 7.893 \cdot 10^{-5} & 4.378 \cdot 10^{-5} & -4.213 \cdot 10^{-5} & -6.116 \cdot 10^{-5} & -8.797 \cdot 10^{-5} & -8.928 \cdot 10^{-5} & -7.029 \cdot 10^{-5} & -4.099 \cdot 10^{-5} & -1.262 \cdot 10^{-5} \\ -6.732 \cdot 10^{-5} & -1.231 \cdot 10^{-5} & 3.464 \cdot 10^{-5} & 4.815 \cdot 10^{-5} & 4.166 \cdot 10^{-5} & 2.876 \cdot 10^{-5} & 1.612 \cdot 10^{-5} & 6.455 \cdot 10^{-6} & 1.490 \cdot 10^{-6} \\ -1.623 \cdot 10^{-4} & -6.086 \cdot 10^{-5} & 4.251 \cdot 10^{-5} & 1.238 \cdot 10^{-4} & 1.464 \cdot 10^{-4} & 1.299 \cdot 10^{-4} & 9.245 \cdot 10^{-5} & 4.911 \cdot 10^{-5} & 1.435 \cdot 10^{-5} \\ -2.012 \cdot 10^{-4} & -8.793 \cdot 10^{-5} & 4.178 \cdot 10^{-5} & 1.462 \cdot 10^{-4} & 2.044 \cdot 10^{-4} & 1.992 \cdot 10^{-4} & 1.498 \cdot 10^{-4} & 8.298 \cdot 10^{-5} & 2.487 \cdot 10^{-5} \\ -1.901 \cdot 10^{-4} & -8.999 \cdot 10^{-5} & 2.824 \cdot 10^{-5} & 1.293 \cdot 10^{-4} & 1.989 \cdot 10^{-4} & 2.186 \cdot 10^{-4} & 1.774 \cdot 10^{-4} & 1.028 \cdot 10^{-4} & 3.170 \cdot 10^{-5} \\ -1.432 \cdot 10^{-4} & -7.128 \cdot 10^{-5} & 1.534 \cdot 10^{-5} & 9.176 \cdot 10^{-5} & 1.493 \cdot 10^{-4} & 1.772 \cdot 10^{-4} & 1.629 \cdot 10^{-4} & 1.028 \cdot 10^{-4} & 3.332 \cdot 10^{-5} \\ -8.027 \cdot 10^{-5} & -4.130 \cdot 10^{-5} & 6.221 \cdot 10^{-6} & 4.894 \cdot 10^{-5} & 8.284 \cdot 10^{-5} & 1.027 \cdot 10^{-4} & 1.028 \cdot 10^{-4} & 7.677 \cdot 10^{-5} & 2.807 \cdot 10^{-5} \\ -2.427 \cdot 10^{-5} & -1.278 \cdot 10^{-5} & 1.362 \cdot 10^{-6} & 1.424 \cdot 10^{-5} & 2.479 \cdot 10^{-5} & 3.167 \cdot 10^{-5} & 3.331 \cdot 10^{-5} & 2.806 \cdot 10^{-5} & 1.422 \cdot 10^{-5} \end{bmatrix}$$

D'où le processus itératif somme suit :

$x_1^{(1)}$	$y_1^{(1)}$	x_1	y_2
1	$-6.285 \cdot 10^{-4}$	1.0000	$1.008 \cdot 10^{-3}$
1	$-2.517 \cdot 10^{-4}$	-0.4002	$3.814 \cdot 10^{-4}$
1	$9.767 \cdot 10^{-5}$	-0.0553	$-1.880 \cdot 10^{-4}$
1	$3.814 \cdot 10^{-5}$	-0.6065	$-6.293 \cdot 10^{-5}$
1	$5.602 \cdot 10^{-5}$	-0.8908	$-8.770 \cdot 10^{-5}$
1	$6.069 \cdot 10^{-5}$	-0.9650	$-9.024 \cdot 10^{-5}$
1	$5.182 \cdot 10^{-5}$	-0.8240	$-7.275 \cdot 10^{-5}$
1	$3.269 \cdot 10^{-5}$	-0.5198	$-4.300 \cdot 10^{-5}$
1	$1.106 \cdot 10^{-5}$	-0.1359	$-1.354 \cdot 10^{-5}$

x_2	y_3	x_3	y_4	x_4
1.000	$9.664 \cdot 10^{-4}$	1.0000	$5.606 \cdot 10^{-4}$	1.0000
0.378	$3.621 \cdot 10^{-4}$	0.3747	$3.595 \cdot 10^{-4}$	0.3742
-1.117	$-1.850 \cdot 10^{-4}$	-0.1915	$-1.845 \cdot 10^{-4}$	-0.1921
-0.624	$-6.047 \cdot 10^{-5}$	-0.6258	$-6.013 \cdot 10^{-5}$	-0.6261
-0.8695	$-8.364 \cdot 10^{-5}$	-0.8655	$-8.309 \cdot 10^{-5}$	-0.865
-0.8946	$-8.547 \cdot 10^{-5}$	-0.8845	$-8.484 \cdot 10^{-5}$	-0.8832
-0.7212	$-6.846 \cdot 10^{-5}$	-0.7084	$-6.789 \cdot 10^{-5}$	-0.7068
-0.4263	$-4.022 \cdot 10^{-5}$	-0.4163	$-3.980 \cdot 10^{-5}$	-0.415
-0.1343	$-1.260 \cdot 10^{-5}$	-0.1305	$-1.248 \cdot 10^{-5}$	-0.13

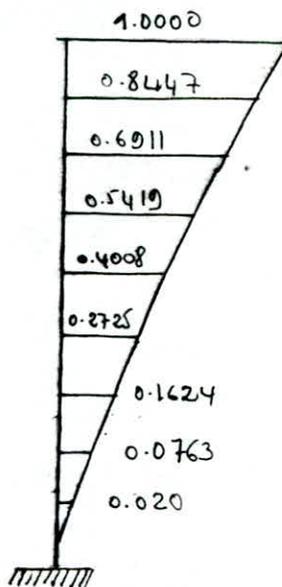
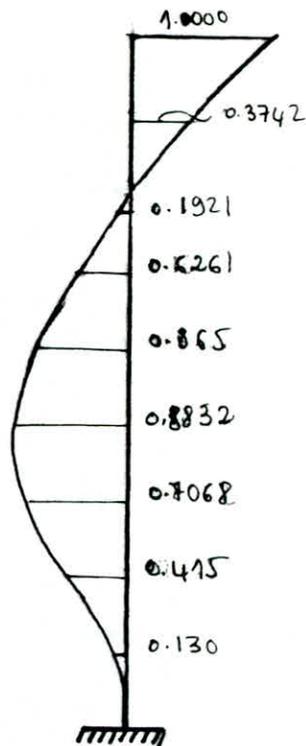
y_5	x_5
$9.599 \cdot 10^{-4}$	1.0000
$3.592 \cdot 10^{-4}$	0.3742
$-1.844 \cdot 10^{-4}$	-0.1922
$-6.009 \cdot 10^{-5}$	-0.6261
$-8.302 \cdot 10^{-5}$	-0.8649
$-8.470 \cdot 10^{-5}$	-0.883
$-6.782 \cdot 10^{-5}$	-0.7066
$-3.982 \cdot 10^{-5}$	-0.4149
$-1.247 \cdot 10^{-5}$	-0.13

$$T^{\text{II}} = 0.195 \Delta$$

la participation du second mode : $\eta^{\text{II}} = 20.07\%$

$$\eta^{\text{I}} + \eta^{\text{II}} = 64.74 + 20.07 = 84.81\% > 80\%$$

Donc le second mode est suffisant.



Sens transversal :

1^{er} mode :

$$T_y^{\text{I}} = 0.208 \Delta$$

Participation du mode fondamental :

$$\eta^{\text{I}} = 64.74\%$$

$$\sum w_i x_i^2 = 0.3604; \quad \sum w_i x_i = 33.5893 \quad \sum w_i = 4835.389$$

2^{ème} mode :

$$T_y^{\text{II}} = 0.1262 \Delta.$$

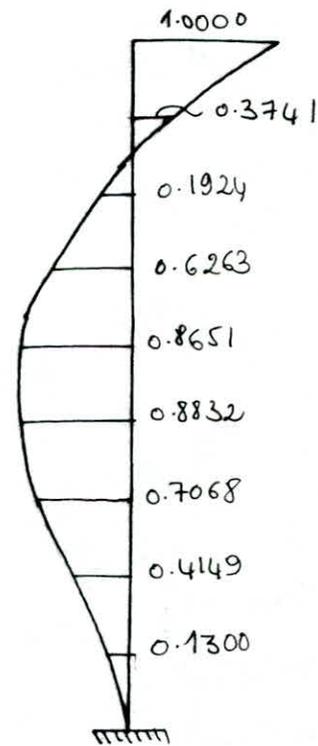
Participation du mode fondamental.

$$\eta^{\text{II}} = 20.08\%.$$

avec : $\Sigma W_i x_i = -1392.865.$

$$\Sigma W_i x_i^2 = 1998.029$$

$$\Sigma W_i = 4835.389.$$



Calcul de T par la formule R.P.A 81 (art 3.3.12.2)

page 33 :

$$T = \frac{0.09 H}{\sqrt{L}}$$

H : hauteur du Bâtiment en (m) = 26,1^m

L : dimension du Bâtiment dans la direction de l'action sismique en m.

Direction ① :

$$T = \frac{0.09 \cdot 26,1}{\sqrt{30}} = 0.429 \Delta.$$

Direction ② :

$$T = \frac{0.09 \cdot 26,1}{\sqrt{19.93}} = 0.526 \Delta.$$

CALCUL AU SEISME

Introduction:

Notre ouvrage sera implanté dans une zone de moyenne sismicité (zone II) donc il doit être conçu de façon à pouvoir résister aux forces sismiques horizontales totales agissant sur la structure.

Calcul de la force sismique V:

la force sismique horizontale totale agissant sur la structure est :

$$V = ABDQW \quad \text{selon art 3.3.1 RPA 81}$$

. A: Coefficient d'accélération de zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

- groupe d'usage 2 (bâtiment à usage d'habitation.)
- zone II } $\Rightarrow A = 0.15$

. D: facteur d'amplification dynamique moyen: déterminé d'après le type de sol, en fonction de la période T de l'ouvrage.

- pour un sol meuble $D = 2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}$ pour $T \leq 0.5s \rightarrow D = 2$

. B: facteur de comportement de la structure, dépend de son type et la nature de ses contreventements.

- structures à voiles porteurs $\rightarrow B = 1/3$.

. Q: facteur de qualité: il est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan de sa régularité en élévation et de la qualité de contrôle pendant la construction.

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

P_q : pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité.

Critère	P_{qL}	P_{qT}
conditions minimales de files d'ouvertures	0	0
surabondance en plan.	0.1	0.1
symétrie en plan.	0	0
Régularité en élévation.	0	0
Contrôle de la qualité des matériaux.	0.1	0.1
Contrôle de la qualité de la construction	0.1	0.1
Valeur de facteur de qualité: $Q = 1 + \sum P_q$	1.3	1.3

- W : poids total de la structure, comprend la totalité des charges permanentes (RPA 81 art 3.3.15).

$$\text{soit } W = 4577.837 \text{ t}$$

Les forces sismiques dans les deux sens sont :

$$V = V_x = V_y = 0.15 \times \frac{1}{3} \times 2 \times 1.3 W = 0.13 W.$$

$$V = V_x = V_y = 595.12 \text{ t}.$$

Répartition de la force sismique :

La force totale latérale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules :

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

- avec :
- F_t : la force concentrée au sommet de la structure.
 - $F_t = 0$ dans les deux sens puisque $T < 0.7 \text{ s}$.

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

$$F_k = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum W_i h_i} = \frac{V}{\sum W_i h_i} W_k h_k.$$

- F_k : étant l'effort horizontal au niveau k .
- h_k : hauteur à partir de la base du bâtiment au niveau k .

$$\sum W_i h_i = 481.717 \times 26.1 + 544.209 \times 104.4 = 69388.233 \text{ tm}$$

Cette répartition est donnée dans le tableau suivant :

Niveau	F_k (t)	F_k cumulé (t)	$M_{cumulé}$ (tm)
9	107.833	107.833	0.0000
8	108.286	216.119	312.7157
7	94.750	310.869	939.4608
6	81.215	392.084	1840.9809
5	67.679	459.763	2978.0245
4	54.143	513.906	4311.3372
3	40.607	554.513	5801.16646
2	27.072	581.585	7409.7523
1	13.536	595.121	9096.3488
0	0.000	595.121	10822.1997

DEFORMATIONS

DEPLACEMENTS RELATIFS (Art 3371. RPA81)

Le déplacement calculé à partir des forces latérales spécifiques doit être multiplié par $(1/2B)$ pour obtenir le déplacement relatif.

Le rapport $(1/2B)$ ne doit pas être plus petit que 1.

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

1/ Calcul des déplacements sous forces latérales :

a/ Sens Longitudinal : $\delta = [K]^{-1} \cdot V$

où : δ = déplacement de niveaux.

$[V]$ = forces latérales (sismiques)

$[K]^{-1}$ = Matrice de souplesse (voir Calcul pseudodynamique).

$$[K]^{-1} = \begin{bmatrix} 3,674 \cdot 10^8 & 9,186 \cdot 10^8 & 1,469 \cdot 10^7 & 2,021 \cdot 10^7 & 2,572 \cdot 10^7 & 3,123 \cdot 10^7 & 3,674 \cdot 10^7 & 4,225 \cdot 10^7 & 4,777 \cdot 10^7 \\ 9,186 \cdot 10^8 & 2,439 \cdot 10^7 & 5,144 \cdot 10^7 & 7,849 \cdot 10^7 & 9,554 \cdot 10^7 & 1,175 \cdot 10^6 & 1,396 \cdot 10^6 & 1,616 \cdot 10^6 & 1,837 \cdot 10^6 \\ 1,469 \cdot 10^7 & 5,144 \cdot 10^7 & 9,921 \cdot 10^6 & 1,488 \cdot 10^6 & 1,984 \cdot 10^6 & 2,480 \cdot 10^6 & 2,976 \cdot 10^6 & 3,472 \cdot 10^6 & 3,968 \cdot 10^6 \\ 2,021 \cdot 10^7 & 7,349 \cdot 10^7 & 1,478 \cdot 10^6 & 2,351 \cdot 10^6 & 3,233 \cdot 10^6 & 4,156 \cdot 10^6 & 4,997 \cdot 10^6 & 5,879 \cdot 10^6 & 6,761 \cdot 10^6 \\ 2,572 \cdot 10^7 & 9,554 \cdot 10^7 & 1,984 \cdot 10^6 & 3,233 \cdot 10^6 & 4,593 \cdot 10^6 & 5,971 \cdot 10^6 & 7,349 \cdot 10^6 & 8,727 \cdot 10^6 & 1,010 \cdot 10^7 \\ 3,123 \cdot 10^7 & 1,175 \cdot 10^6 & 2,480 \cdot 10^6 & 4,156 \cdot 10^6 & 5,971 \cdot 10^6 & 7,937 \cdot 10^6 & 9,921 \cdot 10^6 & 1,190 \cdot 10^7 & 1,389 \cdot 10^7 \\ 3,674 \cdot 10^7 & 1,396 \cdot 10^6 & 2,976 \cdot 10^6 & 4,997 \cdot 10^6 & 5,349 \cdot 10^6 & 9,221 \cdot 10^6 & 1,260 \cdot 10^7 & 1,530 \cdot 10^7 & 1,810 \cdot 10^7 \\ 4,225 \cdot 10^7 & 1,616 \cdot 10^6 & 3,472 \cdot 10^6 & 5,879 \cdot 10^6 & 7,927 \cdot 10^6 & 1,190 \cdot 10^7 & 1,530 \cdot 10^7 & 1,831 \cdot 10^7 & 2,234 \cdot 10^7 \\ 4,777 \cdot 10^7 & 1,837 \cdot 10^6 & 3,968 \cdot 10^6 & 6,761 \cdot 10^6 & 1,010 \cdot 10^7 & 1,389 \cdot 10^7 & 1,810 \cdot 10^7 & 2,234 \cdot 10^7 & 2,678 \cdot 10^7 \end{bmatrix}$$

$$V = \begin{bmatrix} 107,833 \\ 108,286 \\ 94,750 \\ 31,215 \\ 67,679 \\ 54,143 \\ 40,607 \\ 27,072 \\ 13,536 \end{bmatrix} \longrightarrow \delta = \begin{bmatrix} 1,414 \cdot 10^{-4} \\ 4,037 \cdot 10^{-4} \\ 8,235 \cdot 10^{-4} \\ 1,331 \cdot 10^{-3} \\ 1,806 \cdot 10^{-3} \\ 2,480 \cdot 10^{-3} \\ 2,950 \cdot 10^{-3} \\ 3,695 \cdot 10^{-3} \\ 4,313 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

$$\text{Déplacement relatif} = \delta \times \frac{1}{2B} \quad B = \frac{1}{3} \rightarrow \frac{1}{2B} = \frac{1}{2 \times \frac{1}{3}} = 1,571$$

$$\text{Le déplacement relatif (m)} = \delta \times \frac{1}{2B} = \delta \times 1,5$$

$$\delta_{\text{relatif}} = \delta \times 1,5 =$$

$7,671 \cdot 10^4$
$6,068 \cdot 10^4$
$4,235 \cdot 10^3$
$4,996 \cdot 10^3$
$2,709 \cdot 10^3$
$3,720 \cdot 10^3$
$4,425 \cdot 10^3$
$5,542 \cdot 10^3$
$6,469 \cdot 10^3$

D'après le RPA 81 (Art 3371) $\delta_{\text{rel}} < 0,0075 \cdot h = 0,0075 \cdot 2,9 = 0,0217 \text{ m.}$
 $= 2,17 \cdot 10^{-2} \text{ m.}$

Cette condition est largement vérifiée.

b) Sens transversal :

$1,545 \cdot 10^8$	$3,863 \cdot 10^8$	$6,180 \cdot 10^8$	$8,498 \cdot 10^8$	$1,081 \cdot 10^7$	$1,313 \cdot 10^7$	$1,545 \cdot 10^7$	$1,777 \cdot 10^7$	$2,008 \cdot 10^7$
$3,063 \cdot 10^8$	$1,236 \cdot 10^7$	$2,163 \cdot 10^7$	$3,090 \cdot 10^7$	$4,017 \cdot 10^7$	$4,944 \cdot 10^7$	$5,871 \cdot 10^7$	$6,798 \cdot 10^7$	$7,726 \cdot 10^7$
$6,180 \cdot 10^7$	$2,163 \cdot 10^7$	$4,172 \cdot 10^7$	$6,258 \cdot 10^7$	$8,344 \cdot 10^7$	$1,043 \cdot 10^6$	$1,251 \cdot 10^6$	$1,460 \cdot 10^6$	$1,668 \cdot 10^6$
$8,498 \cdot 10^8$	$3,090 \cdot 10^7$	$6,258 \cdot 10^7$	$9,889 \cdot 10^7$	$1,359 \cdot 10^6$	$1,730 \cdot 10^6$	$2,101 \cdot 10^6$	$2,472 \cdot 10^6$	$2,843 \cdot 10^6$
$1,081 \cdot 10^7$	$4,017 \cdot 10^7$	$8,344 \cdot 10^7$	$1,043 \cdot 10^6$	$1,730 \cdot 10^6$	$2,511 \cdot 10^6$	$3,090 \cdot 10^6$	$3,669 \cdot 10^6$	$4,248 \cdot 10^6$
$1,313 \cdot 10^7$	$4,944 \cdot 10^7$	$1,359 \cdot 10^6$	$1,730 \cdot 10^6$	$2,101 \cdot 10^6$	$3,337 \cdot 10^6$	$4,172 \cdot 10^6$	$5,006 \cdot 10^6$	$5,840 \cdot 10^6$
$1,545 \cdot 10^7$	$5,871 \cdot 10^7$	$1,251 \cdot 10^6$	$2,101 \cdot 10^6$	$3,090 \cdot 10^6$	$4,172 \cdot 10^6$	$5,300 \cdot 10^6$	$6,435 \cdot 10^6$	$7,571 \cdot 10^6$
$1,777 \cdot 10^7$	$6,798 \cdot 10^7$	$1,460 \cdot 10^6$	$2,472 \cdot 10^6$	$3,669 \cdot 10^6$	$5,006 \cdot 10^6$	$6,435 \cdot 10^6$	$7,911 \cdot 10^6$	$9,395 \cdot 10^6$
$2,008 \cdot 10^7$	$7,726 \cdot 10^7$	$1,668 \cdot 10^6$	$2,843 \cdot 10^6$	$4,243 \cdot 10^6$	$5,840 \cdot 10^6$	$7,571 \cdot 10^6$	$9,395 \cdot 10^6$	$1,126 \cdot 10^7$

$$V = \begin{bmatrix} 107,833 \\ 108,286 \\ 94,750 \\ 81,825 \\ 67,679 \\ 54,143 \\ 40,607 \\ 27,072 \\ 13,536 \end{bmatrix} \longrightarrow \delta = \begin{bmatrix} 4,689 \cdot 10^{-5} \\ 1,698 \cdot 10^{-4} \\ 3,446 \cdot 10^{-4} \\ 5,857 \cdot 10^{-4} \\ 7,678 \cdot 10^{-4} \\ 1,044 \cdot 10^{-3} \\ 1,296 \cdot 10^{-3} \\ 1,554 \cdot 10^{-3} \\ 1,812 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

$$\delta_{\text{relatif}} = \delta \times 1,5 = \begin{bmatrix} 7,024 \cdot 10^{-5} \\ 2,547 \cdot 10^{-4} \\ 5,169 \cdot 10^{-4} \\ 8,785 \cdot 10^{-4} \\ 1,152 \cdot 10^{-3} \\ 1,566 \cdot 10^{-3} \\ 1,944 \cdot 10^{-3} \\ 2,331 \cdot 10^{-3} \\ 2,718 \cdot 10^{-3} \end{bmatrix}$$

CALCUL DES CENTRES DE MASSE ET DE TORSION

A. Détermination du centre de masse :

Le but de ce paragraphe est la détermination du centre de masse des éléments soumis aux efforts sismiques que l'on suppose concentrés au niveau des planchers.

Eléments horizontaux :

Centre de masse du plancher Terrasse :

Section	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$S(m^2)$	$M_i(t)$	$M_i x_i (tm)$	$M_i y_i (tm)$
1	8.725	3.330	18.81	17.136	63.832	56.550
2	2.575	8.125	14.68	13.370	37.1800	119.270
3	2.575	11.170	14.68	13.370	37.800	163.970
4	8.725	16.200	18.81	17.136	63.832	277.600
5	7.075	4.825	33.29	30.330	214.580	146.340
6	7.075	14.675	33.29	30.330	214.580	445.090
7	10.425	3.330	18.81	17.136	178.640	56.550
8	13.475	4.240	13.45	12.255	165.140	51.860
9	16.525	4.240	13.45	12.255	202.510	51.860
10	19.575	3.330	18.81	17.136	335.440	56.550
11	15.000	9.750	70.80	64.499	967.482	628.865
12	10.425	16.200	18.81	17.136	178.640	277.600
13	19.575	16.200	18.81	17.136	335.440	277.600
14	22.925	14.675	33.29	30.330	695.310	445.09
15	22.925	4.825	33.29	30.330	695.310	146.340
16	26.275	3.330	18.81	17.136	450.250	56.550
17	27.425	8.125	14.68	13.370	366.670	119.270
18	27.425	11.170	14.68	13.370	366.670	163.970
19	26.275	16.200	18.81	17.136	450.250	277.600
20	15.000	15.260	27.85	25.370	380.550	387.15

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 15.020 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.867 \text{ m}$$

Exemple de Calcul: Soit la dalle 1:

- on évalue la surface de la dalle : $S_i = 18.81 \text{ m}^2$.

- on détermine le poids par m^2 : $G + 1.2P = 0.791 + 1.2 \times 0.1 = 0.911 \text{ t/m}^2$.

- on détermine la masse : $(G + 1.2P) \times \text{surface} = 0.911 \times 18.81 = 17.136 \text{ t}$.

Centre de masse de l'étage courant:

Section	$x_i(\text{m})$	$y_i(\text{m})$	$S(\text{m}^2)$	$M_i(\text{t})$	$M_i x_i(\text{tm})$	$M_i y_i(\text{tm})$
1	3.725	3.330	18.81	15.07	56.12	50.17
2	2.575	8.125	14.68	11.76	30.28	95.55
3	2.575	11.170	14.68	11.76	30.28	131.36
4	3.725	16.200	18.81	15.06	56.01	243.97
5	7.075	4.825	33.29	26.66	188.65	128.63
6	7.075	14.675	33.29	26.66	188.65	391.23
7	10.425	3.330	18.81	15.07	157.07	50.17
8	13.475	4.240	13.45	10.77	145.19	45.68
9	16.525	4.240	13.45	10.77	178.06	45.68
10	19.575	3.330	18.81	15.07	294.93	50.17
11	15.000	12.100	14.40	12.89	193.32	155.94
11'	9.600	9.150	5.64	5.05	48.46	46.19
11''	20.400	9.150	5.64	5.05	102.97	46.19
12	10.425	16.200	18.81	15.07	157.07	244.08
13	19.575	16.200	18.81	15.07	294.93	244.08
14	22.925	14.675	33.29	26.66	611.30	391.31
15	22.925	4.825	33.29	26.66	611.30	128.66
16	26.275	3.330	18.81	15.07	395.88	50.17
17	27.425	8.125	14.68	11.76	322.48	95.54
18	27.425	11.170	14.68	11.76	322.48	131.34
19	26.275	16.200	18.81	15.07	395.88	244.08
20	15.000	15.775	12.09	9.61	142.23	151.28
20'	13.025	14.135	4.82	5.21	67.88	73.66
20''	14.625	14.135	4.82	5.21	76.22	73.66

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 14.958 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.768 \text{ m.}$$

Centre de masse du plancher R.D.C :

Section	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$S(m^2)$	$M_i(t)$	$M_i x_i (tm)$	$M_i y_i (tm)$
1	3.725	3.33	18.81	20.15	75.04	67.08
2	2.575	8.13	14.68	15.72	40.49	127.74
3	2.575	11.17	14.68	15.72	40.49	175.62
4	3.725	16.20	18.81	20.15	75.04	326.36
5	7.075	4.83	33.29	35.65	252.25	172.03
6	7.075	14.68	33.29	35.65	252.25	523.22
7	10.425	3.33	18.81	20.15	210.02	67.08
8	13.475	4.24	13.45	14.41	194.14	61.09
9	16.525	4.24	13.45	10.78	180.06	45.69
10	19.575	3.33	18.81	15.07	294.93	50.17
11	15.000	9.75	70.80	63.15	947.30	615.75
12	10.425	16.20	18.81	20.15	210.02	326.36
13	19.575	16.20	18.81	20.15	394.45	326.36
14	22.925	14.68	33.29	35.65	817.36	523.22
15	22.925	4.83	33.29	26.67	611.30	128.66
16	26.275	3.33	18.81	15.07	395.81	50.17
17	27.425	8.13	14.68	11.76	322.48	95.54
18	27.425	11.17	14.68	15.72	431.18	175.62
19	26.275	16.20	18.81	20.15	529.32	326.36
20	15.000	15.78	12.09	9.61	142.23	151.28
20'	13.025	14.14	4.82	5.21	67.88	73.66
20''	14.625	14.14	4.82	5.21	76.22	73.66

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 13.386 \text{ m.}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.113 \text{ m.}$$

Centre de masse des façades :

Façades	$M_i(t)$	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i x_i (tm)$	$M_i y_i (tm)$
F ₁	2.427	3.725	0.00	9.040	0.000
F ₂	3.097	7.075	0.00	21.911	0.000
F ₃	2.427	10.425	0.00	25.301	0.000
F ₄	2.427	19.575	0.00	47.508	0.000
F ₅	3.097	22.925	0.00	70.999	0.000
F ₆	2.427	26.275	0.00	63.769	0.000
F _{1'}	2.427	3.725	19.84	9.040	48.151
F _{2'}	3.097	7.075	19.84	21.911	61.444
F _{3'}	2.427	10.425	19.84	25.306	48.151
F _{4'}	2.427	19.575	19.84	47.508	48.151
F _{5'}	3.097	22.925	19.84	70.998	61.444
F _{6'}	2.427	26.275	19.84	63.769	48.151

$$X_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 14.999 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.919 \text{ m.}$$

Centre de masse des voiles :

Voiles	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i(t)$	$M_i x_i (tm)$	$M_i y_i (tm)$
V_{t1}	2.20	9.75	22.330	49.126	217.717
V_{t2}	5.25	9.75	26.122	137.140	254.689
V_{t3}	8.90	1.99	7.337	65.299	14.600
V_{t3}''	8.90	16.58	7.337	65.299	121.647
V_{t5}	11.95	1.99	7.337	87.677	14.600
V_{t4}	11.95	15.46	8.700	103.965	134.502
V_{t4}	18.05	15.46	8.700	157.035	134.502
V_{t6}	15.00	3.62	5.481	82.215	19.841
V_{t7}	14.10	14.14	4.161	58.670	58.815
V_{t7}	15.90	14.14	4.161	66.159	58.815
V_{t5}	18.05	1.99	7.337	132.432	14.600
V_{t3}	21.10	1.99	7.337	154.810	14.600
V_{t3}'''	21.10	16.58	7.337	154.810	121.647
V_{t2}	24.75	9.75	26.122	646.519	254.689
V_{t1}	27.80	9.75	22.330	620.774	217.717
V_{L1}	2.675	6.70	7.757	20.749	51.971
V_{L1}	2.675	12.80	7.757	20.749	99.289
V_{L3}	4.50	9.75	13.050	58.725	127.237
V_{L5}	15.00	1.78	5.657	84.855	10.069
V_{L4}	15.00	6.70	16.675	250.125	111.722
V_{L3}	15.00	12.80	11.020	165.300	141.056
V_{L7}	15.00	15.57	2.320	34.800	36.122
V_{L1}''	27.425	6.70	7.757	212.735	51.971
V_{L2}	25.60	9.75	13.050	334.080	127.237
V_{L1}	27.425	12.80	7.757	212.735	99.289

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 15.01 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.848 \text{ m.}$$

Centre de masse au niveau de l'étage courant :

Eléments	$M_i(t)$	$x_i(m)$	$y_i(m)$	$M_i x_i (tm)$	$M_i y_i (tm)$
Plancher courant	338.782	14.958	9.768	5067.501	3309.222
Voiles	264.929	15.01	9.848	3976.584	2609.021
Façades	31.804	14.999	9.919	477.028	315.464

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = 14.982 \text{ m}$$

$$y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} = 9.809 \text{ m.}$$

Centre de masse au niveau de la Terrasse :

Éléments	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
Plancher Terrasse	426.267	15.02	9.867	6402.530	4205.976
$\frac{1}{2}$ Voiles	132.4645	15.01	9.848	1988.292	1304.510
$\frac{1}{2}$ Façades	15.902	14.999	9.919	238.514	157.732

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 15.017 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 9.864 \text{ m}$$

Centre de masse au niveau du R.D.C :

Éléments	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i (tm)$	$M_i Y_i (tm)$
Plancher R.D.C	491.9186	13.336	9.1127	6560.226	4482.7066
$\frac{1}{2}$ Voiles	132.4645	15.01	9.848	1988.292	1304.510

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i} = 13.691 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i} = 9.287 \text{ m}$$

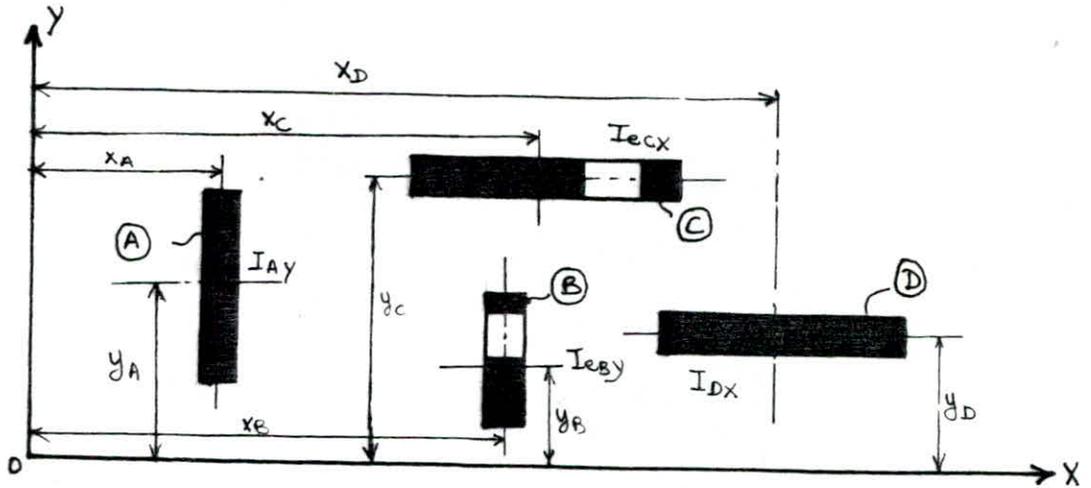
B. Détermination du centre de Torsion :

Définition :

Le centre de torsion C (ou centre élastique ou centre de rigidité ou centre de gravité de moment d'inertie) d'un groupe de refends est caractérisé par deux propriétés :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends (la direction de la translation est parallèle à la direction de la force.)
- Un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion engendre uniquement une rotation.

Exemple:



$$x_T = \frac{\sum(I_y dx)}{\sum I_y} = \frac{I_{Ay} \cdot x_A + I_{By} \cdot x_B}{I_{Ay} + I_{By}}$$

$$y_T = \frac{\sum(I_x dy)}{\sum I_x} = \frac{I_{Cx} \cdot y_C + I_{Dx} \cdot y_D}{I_{Cx} + I_{Dx}}$$

(ox, oy): axes parallèles aux axes principaux du bâtiment.

I_x : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend longitudinal.

I_y : inertie propre (réelle ou équivalente) d'un refend transversal.

dx : distance algébrique d'un refend transversal à l'axe oy .

dy : distance algébrique d'un refend longitudinal à l'axe ox .

Calcul du centre de Torsion :

Voiles	$I_{eci} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{exi} x_i (m^5)$	Voiles	$I_{eyi} (m^4)$	$y_i (m)$	$I_{eyi} y_i (m^5)$
$V_{e1} ; V_{e1}'$	5.7167	2.20	12.577	$V_{L1} ; V_{L1}'$	2.277	6.70	15.256
V_{e2}	45.0153	5.25	236.330	$V_{L2} ; V_{L2}'$	12.150	9.75	118.463
$V_{e3} ; V_{e3}''$	2.7300	8.90	24.297	V_{L5}	2.3078	1.78	4.108
V_{e5}	2.7621	11.95	33.007	V_{L4}	21.1882	6.70	141.961
V_{e6}	4.0766	11.95	48.715	$V_{L3} ; V_{L3}'$	0.7776	12.80	9.953
V_{e4}	4.0766	18.05	73.583	V_{L2}	0.0683	15.57	1.063
V_{e6}	0.900	15.00	13.500	$V_{L1} ; V_{L1}'$	2.277	12.80	29.146
V_{e7}	0.394	14.10	5.555		$\Sigma = 58.528$		$\Sigma = 492.768$
V_{e7}'	0.394	15.00	5.910				
V_{e5}	2.7621	18.05	49.856				
$V_{e3}'' ; V_{e3}$	2.7300	21.10	57.603				
V_{e2}	45.0153	24.75	1114.129				
$V_{e1}'' ; V_{e1}$	5.7167	27.80	158.924				
	$\Sigma = 139.173$		$\Sigma = 2087.387$				

$$x_T = 14.997 \text{ m.}$$

$$y_T = 8.419 \text{ m.}$$

Calcul des excentricités dans les 2 sens :

$$e_x = x_T - x_G$$

$$e_y = y_T - y_G$$

Au niveau de l'étage courant :

$$e_x = 0.015 \text{ m.} \quad e_y = -1.39 \text{ m.}$$

Au niveau de la Terrasse :

$$e_x = -0.02 \text{ m.} \quad e_y = -1.445 \text{ m.}$$

Au niveau du R.D.C. :

$$e_x = 1.306 \text{ m.} \quad e_y = -0.868 \text{ m.}$$

La plus grande excentricité évaluée dans les 2 sens sera donc :

- Dans le sens X-X au niveau du R.D.C : $e_x = 1.306 \text{ m.}$
- Dans le sens Y-Y au niveau de la Terrasse : $e_y = -1.445 \text{ m.}$

Calcul de l'excentricité accidentelle :

$$e_a = 5\% \times 30.00^{\text{m}} = 1.50 \text{ m.}$$

D'après le R.P.A 81, la résultante des forces horizontales appliquées au centre de masse a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- 5% de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau.
- excentricité théorique résultant des plans.

Conclusion :

On retiendra les valeurs :

$$e_x = e_y = 1.50 \text{ m.} \quad (\text{excentricité accidentelle.})$$

ETUDE AU CONTREVENTEMENT

Introduction :

La déformation en plan d'un bâtiment sous l'action des charges sismiques (horizontales) peut être décomposée en deux :

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

Chaque voile sera calculé sous l'action des charges horizontales et verticales qui lui ont été distribuées afin de déterminer le ferrailage nécessaire pour des sections données.

Sollicitations horizontales :

Le but de ce chapitre est de répartir les efforts horizontaux entre les différents éléments de contreventement qui peuvent être étudiés comme des systèmes isolés.

Etape de Calcul :

Soit $x'-x$ et $y'-y$ les axes parallèles aux refends passant par le centre de torsion du groupe.

La force extérieure H appliquée au centre de gravité de l'ensemble se réduit en H_x , H_y et $M = H \cdot e$.

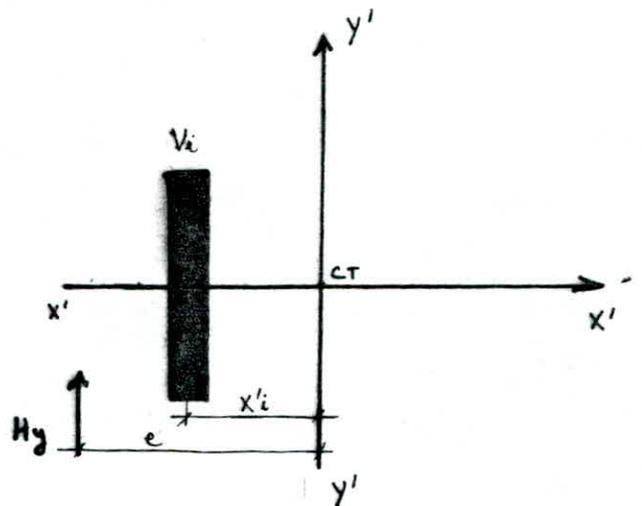
Les forces provenant des translations :

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

Les forces provenant des rotations :

$$H''_x = \frac{M x' I_x}{J} , \quad H''_y = \frac{M y' I_y}{J}$$

$$\text{avec } J = \sum I_x \cdot x'^2 + \sum I_y \cdot y'^2$$



x' et y' : distances du centre de torsion aux axes principaux d'inertie de chaque refend.

Les forces finales distribuées dans les refends sont :

$$H_x = H'_x + H''_x$$

$$H_y = H'_y + H''_y$$

caractéristiques géométriques des voiles :

voiles long	$I_{y_i} (m^4)$	$y'_i (m)$	$y_i'^2 (m^2)$	$y'_i I_{y_i} (m^6)$	$y_i'^2 I_{y_i} (m^6)$
$VL_1, V''L_1$	2.277	4.381	19.193	9.976	43.702
$V'L_1, V''L_1$	2.277	-1.719	2.955	-3.914	6.729
$VL_2, V'L_2$	12.150	1.331	1.772	16.172	21.530
$VL_3, V'L_3$	0.778	4.381	19.193	3.407	14.924
VL_4	21.188	-1.719	2.955	-36.423	62.611
VL_5	2.308	-6.639	44.076	-15.321	101.719
VL_7	0.068	7.151	51.137	0.488	3.493
	$\Sigma = 58.528$				$\Sigma = 341.593$

voiles trans	$I_{x_i} (m^4)$	$x'_i (m)$	$x_i'^2 (m^2)$	$x'_i I_{x_i} (m^6)$	$x_i'^2 I_{x_i} (m^6)$
V'_{t1}, V''_{t1}	5.717	-12.797	163.763	-73.157	936.184
V'_{t2}	45.015	-9.747	95.004	-438.764	4276.634
V'_{t3}, V''_{t3}	2.730	-6.097	37.173	-16.645	101.482
V'_{t5}	2.762	-3.047	9.284	-8.416	25.643
V'_{t4}	4.077	-3.047	9.284	-12.421	37.847
V_{t4}	4.077	3.053	9.321	12.446	37.958
V_{t6}	0.900	3×10^{-3}	9×10^{-6}	2.7×10^{-3}	8.1×10^{-6}
V_{t7}	0.394	-0.897	0.805	-0.353	0.317
V'_{t7}	0.394	3×10^{-3}	9×10^{-6}	1.182×10^{-3}	3.546×10^{-6}
V_{t5}	2.762	3.053	9.321	8.433	25.746
V'''_{t3}, V_{t3}	2.730	6.103	37.247	16.661	101.684
V_{t2}	45.015	9.753	95.121	439.034	4281.900
V'''_{t1}, V_{t1}	5.717	12.803	163.917	73.191	937.064
	$\Sigma = 139.183$				$\Sigma = 12838.918$

NB: $x'_i = x_i - x_T$

$y'_i = y_i - y_T$

Les efforts agissant longitudinalement et transversalement sont données dans les tableaux qui suivent :

Niveau	8		7		6		5		4		3		2		1		R.D.C	
$V_{t_1}^I, V_{t_1}^{II}$	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
$V_{t_1}^I, V_{t_1}^{II}$	10.676	14.868	15.423	45.828	19.368	90.555	22.712	146.722	25.387	212.587	27.392	286.209	28.730	365.646	29.397	448.863	29.397	534.117
$V_{t_2}^I$	80.690	116.754	116.066	350.755	147.727	687.346	171.656	1115.754	177.871	1613.556	207.033	2158.382	217.050	2757.777	222.193	3378.223	222.193	4032.603
$V_{t_3}^I, V_{t_3}^{II}$	4.648	6.728	6.687	20.207	8.434	39.599	9.889	64.058	11.053	92.736	11.925	124.790	12.508	159.373	12.800	195.646	12.800	232.768
$V_{t_5}^I$	4.496	6.505	6.467	19.543	8.156	38.298	9.564	61.950	10.691	89.686	11.535	120.679	12.099	154.141	12.380	179.228	12.380	226.180
$V_{t_4}^I$	6.635	9.599	9.544	28.847	12.038	56.519	14.116	91.432	15.778	132.368	17.025	178.125	17.856	227.497	18.272	279.279	18.272	332.269
V_{t_4}	6.636	9.602	9.545	28.846	12.039	56.526	14.117	91.439	15.780	132.373	17.026	178.140	17.858	227.515	18.274	279.303	18.274	332.298
V_{t_6}	1.397	2.021	2.010	6.072	2.535	11.901	2.973	19.253	3.323	27.875	3.586	37.512	3.761	47.911	3.848	58.819	3.848	69.977
V_{t_7}	0.621	0.896	0.892	2.697	1.126	5.284	1.319	8.549	1.476	12.374	1.592	16.455	1.669	21.271	1.709	26.227	1.709	31.184
$V_{t_7}^I$	0.612	0.884	0.880	2.659	1.110	5.211	1.301	8.430	1.455	12.203	1.570	16.423	1.646	20.976	1.685	25.749	1.685	30.686
V_{t_5}	4.496	6.505	6.467	19.543	8.157	38.297	9.565	61.952	10.692	89.691	11.536	120.697	12.100	154.152	12.391	179.242	12.391	226.147
$V_{t_3}^{III}, V_{t_3}^{II}$	4.649	6.728	6.687	20.210	8.434	39.602	9.890	64.061	11.054	92.742	11.926	124.793	12.510	159.384	12.801	195.663	12.801	232.786
V_{t_2}	80.696	116.766	116.075	350.724	146.400	687.402	171.671	1111.962	177.887	1609.708	207.050	2154.68	217.068	2755.725	222.212	3384.622	222.212	4029.037
$V_{t_1}^{III}, V_{t_1}^{II}$	10.677	14.868	15.424	45.831	19.371	90.561	22.713	146.737	25.388	212.605	27.394	286.230	28.732	365.673	29.400	448.936	29.400	534.266

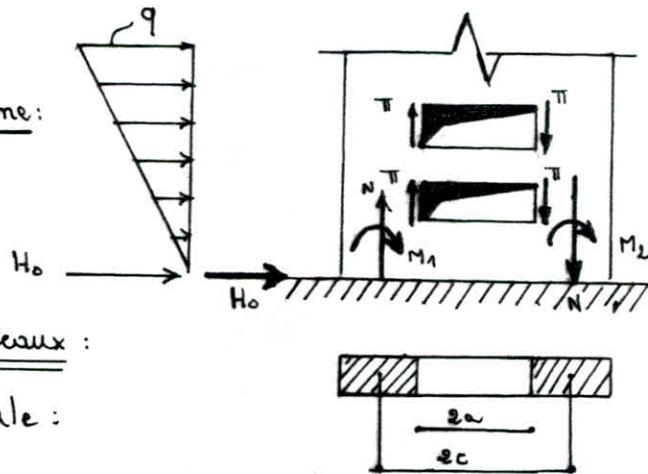
Niveau	8		7		6		5		4		3		2		1		R. D. C	
efforts voile long	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
$V_{L1} V_{L1}''$	8.653	12.519	12.447	37.613	15.701	73.709	18.408	119.242	20.576	172.625	22.204	232.295	23.287	296.686	23.825	364.218	23.825	433.372
$V_{L1} V_{L2}'''$	8.504	12.306	12.233	36.968	15.480	72.444	18.092	117.191	20.222	169.658	21.820	228.302	22.885	291.580	23.418	357.946	23.418	425.858
$V_{L2} V_{L2}'$	45.263	71.291	65.106	202.554	82.116	391.361	99.040	629.497	107.629	916.713	116.134	1024.342	121.803	1361.130	124.638	1714.360	124.638	2075.810
$V_{L3} V_{L3}'$	2.953	4.277	4.250	12.841	5.361	25.166	6.286	40.713	7.027	58.942	7.582	79.320	7.952	101.308	8.138	124.369	8.138	147.969
V_{L4}	79.134	114.506	113.829	343.995	143.567	674.099	168.369	1090.446	188.173	1578.655	203.242	2424.360	242.955	2713.702	247.911	3331.332	247.911	3963.274
V_{L5}	8.899	12.876	12.800	39.683	16.144	75.803	18.931	122.621	21.160	177.321	22.832	238.885	23.946	305.098	24.504	324.541	24.504	445.603
V_{L7}	0.264	0.383	0.370	1.149	0.480	2.251	0.562	3.643	0.629	5.273	0.678	7.097	0.711	9.063	0.727	11.125	0.727	13.233

EFFORTS DANS LES ELEMENTS DE REFENDS

La méthode utilisée pour calculer les efforts sollicitant chaque élément de refend est celle imaginée par M.M ALBIGES et GOULET fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure.

Refends a une file d'ouvertures :

Cas d'une charge triangulaire due au Seisme :



Calcul de l'effort tranchant π dans les linteaux :

l'effort tranchant est donné par la formule :

$$\pi(x) = H_0 \cdot \frac{m l}{I} \phi\left(\alpha, \frac{x}{l}\right)$$

avec :

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

m : moment statique de la section par rapport au c. d. g

l : hauteur d'étage.

I : moment d'inertie de la section.

Calcul des moments dans les trumeaux :

le moment dans le trumeau (1) est donné par : $M_1\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1 - \frac{x}{l})^2 (2 + \frac{x}{l})}{3} - \frac{2mc^4}{I} \right]$

le moment dans le trumeau (2) est donné par : $M_2\left(\frac{x}{l}\right) = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1 - \frac{x}{l})^2 (2 + \frac{x}{l})}{3} - \frac{2mc^4}{I} \right]$

Calcul de l'effort normal dans les trumeaux :

l'effort normal dans les trumeaux est égale à la somme des efforts tranchants dans les linteaux :

$$N = \sum \pi$$

Après avoir calculé les efforts précédents, on doit vérifier à la base du refend que le moment extérieur \cong moment intérieur ($M_{ext} \cong M_{int}$) avec :

$$M_{int} = M_1 + M_2 + 2NC$$

M_{ext} : moment obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

Refends à plusieurs files d'ouvertures:

Calcul de l'effort tranchant π :

L'effort tranchant est donné par :

$$\pi_i\left(\frac{z}{l}\right) = H_0 l \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi\left(\frac{z}{l}\right)$$

A cause des approximations effectuées les valeurs de l'effort deviennent peu précises quand les ouvertures sont assez petites.

Les formules pour plusieurs files d'ouvertures fournissent des valeurs de π par excès pour les ouvertures proches des extrémités du refend et par défaut pour les ouvertures centrales sans pouvoir donner d'indications précises, pour cela il est conseillé pour les petites ouvertures d'effectuer deux (02) évaluations de π .

Cas de petites ouvertures dont le rapport : $\frac{\text{Ouvertures}}{\text{Statals du refend}} < 25\%$.

avec : $S_{\text{ouvertures}}$: surface des ouvertures prise en élévation.

S_{totale} : surface totale du voile.

Pour ce cas il est conseillé d'effectuer des évaluations de π :

avec :

$$\pi'_i = H_0 l \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi\left(\frac{z}{l}\right) \text{ et } \pi''_i = \frac{H_0 l m_i}{I} \Phi\left(\alpha, \frac{z}{l}\right)$$

et on prend la moyenne des 2 valeurs π'_i et π''_i : $\pi_i = \frac{\pi'_i + \pi''_i}{2}$

Calcul du moment dans les éléments du refend :

le moment dans chaque tourneau est donné par : $M_i\left(\frac{z}{l}\right) = \frac{I_i}{\sum_{i=1}^n I_i} H_0 z \left[\frac{(1-\frac{z}{l})(2+\frac{z}{l})}{3} - \psi\left(\frac{z}{l}\right) \right]$

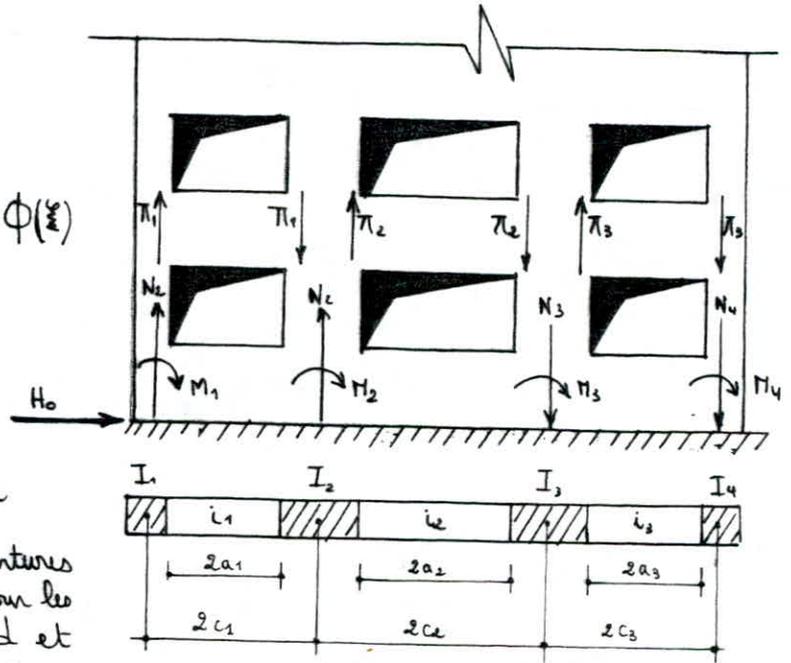
Calcul de l'effort normal dans les éléments de refend :

$$N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

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

$$N_4 = \sum \pi_4$$



à la fin il faudra vérifier l'équilibre extérieur par la relation :

$$M_i = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_2(c_2 + c_3 + \dots) + 2N_3(c_3 + c_4 + \dots)$$

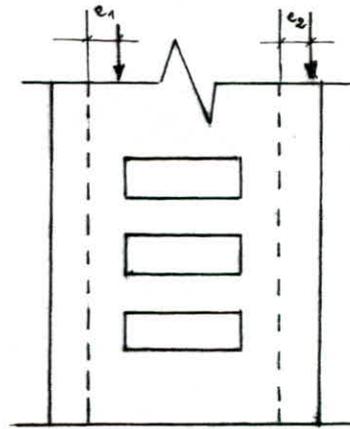
$$M_{int} = M_{ext}$$

avec M_{ext} : c'est le moment extérieur obtenu après la distribution des efforts horizontaux dans les refends.

Cas des charges verticales :

D'après M^E DAVIDOVICI, si les ouvertures sont disposées d'une façon symétrique par rapport à leurs axes, alors les charges verticales (charges permanentes et surcharges d'exploitation) sont excentrées, de plus la redistribution des efforts dans les éléments de refends engendre des moments et des efforts normaux. Mais puisque ces moments sont négligeables devant les moments dus au sisme, donc on pourra négliger cette excentricité et on ne tiendra compte que de l'effort normal de compression dans les trumeaux.

$$e_1 = e_2 \approx 0$$



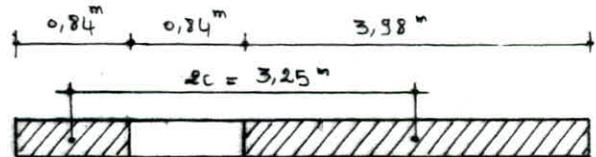
Les distributions des efforts dans les trumeaux sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile V_{t3} :

$$H_0 = 12,801 \text{ t} \quad M_{ext} = 232,786 \text{ tm}$$

$$M_{int} = 245,752 \text{ tm}$$

$$\text{erreur} = \frac{245,752 - 232,786}{232,786} = 5,57\%$$



Niveau	ξ	ϕ	ψ	$\frac{2m_c \psi}{\pi}$	$\pi(t)$	$M_1(\text{tm})$	$M_2(\text{tm})$	$N(\text{t})$
T	1	0	0	0	0	0	0	0
8	0,89	0,225	0,042	$6,96 \cdot 10^{-3}$	1,491	0,0146	1,554	1,491
7	0,78	0,413	0,045	0,026	2,736	0,0587	6,239	4,227
6	0,67	0,550	0,090	0,052	3,644	0,1398	14,868	7,871
5	0,56	0,690	0,165	0,096	4,506	0,215	22,906	12,377
4	0,44	0,800	0,275	0,160	5,301	0,2958	31,464	17,678
3	0,33	0,875	0,355	0,206	5,798	0,4439	47,214	23,476
2	0,22	0,950	0,450	0,261	6,295	0,5888	62,628	29,771
1	0,11	0,975	0,551	0,320	6,460	0,7378	78,481	36,231
R.D.C	0	1	0,600	0,348	6,626	0,9916	105,475	42,857

Voile V_{t5}

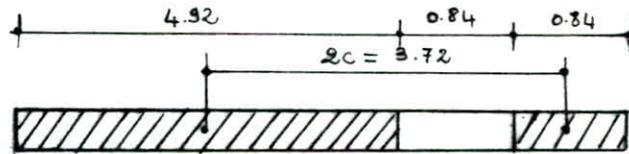
$$H_0 = 12.381 \text{ t}$$

$$M_{\text{ext}} = 225.147 \text{ tm}$$

$$M_{\text{int}} = 237.707 \text{ tm}$$

$$\text{erreur} = \frac{237.707 - 225.147}{225.147} \times 100 = 5.58\%$$

Niveau	ξ	ϕ	ψ	$2mc\psi/I$	$\pi(t)$	$M_1(\text{tm})$	$M_2(\text{tm})$	$N(t)$
T	1	0	0	0	0	0	0	0
8	0.89	0.225	0.012	6.96×10^{-3}	1.422	0.0141	1.503	1.442
7	0.78	0.413	0.045	0.026	2.646	0.0568	6.035	4.089
6	0.67	0.550	0.090	0.052	3.525	0.1252	14.381	7.613
5	0.56	0.680	0.165	0.096	4.358	0.2080	22.156	11.972
4	0.44	0.800	0.275	0.160	5.127	0.2861	30.434	17.099
3	0.33	0.875	0.355	0.206	5.608	0.4294	45.668	22.707
2	0.22	0.950	0.450	0.261	6.089	0.5695	60.578	28.796
1	0.11	0.975	0.551	0.320	6.248	0.7136	75.912	35.045
R.D.C	0	1	0.600	0.348	6.409	0.9591	102.022	41.454

Voile V_{b4} (V_{t4})

$$H_0 = 18.274 \text{ t}$$

$$M_{\text{ext}} = 332.298 \text{ tm}$$

$$M_{\text{int}} = 321.237 \text{ tm}$$

$$\text{erreur} = \frac{332.298 - 321.237}{332.298} = 3.33\%$$

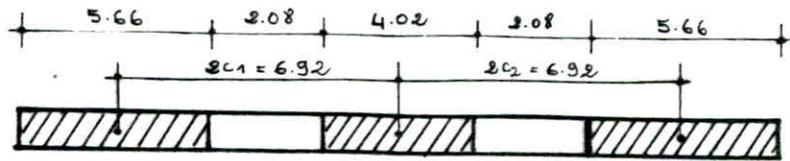
Niveau	ξ	ϕ	ψ	$2mc\psi/I$	$\pi(t)$	$M_1(\text{tm})$	$M_2(\text{tm})$	$N(t)$
T	1	0.255	0	0	1.812	0	0	1.812
8	0.89	0.225	0.030	0.015	3.310	-1.582	-7.90×10^3	4.122
7	0.78	0.413	0.060	0.030	2.935	7.048	0.0350	7.057
6	0.67	0.525	0.115	0.057	3.731	18.947	0.0944	10.788
5	0.56	0.625	0.165	0.082	4.442	39.488	0.1960	15.230
4	0.44	0.680	0.275	0.137	4.839	56.031	0.2790	20.063
3	0.33	0.713	0.355	0.177	5.067	81.461	0.4050	25.130
2	0.22	0.645	0.435	0.217	4.584	110.622	0.5510	29.714
1	0.11	0.525	0.480	0.239	3.731	150.972	0.7510	33.445
R.D.C	0	0	0.510	0.254	0	195.847	0.9760	33.445

Voile Vt2

$$H_0 = 222.212 \text{ t.}$$

$$M_{\text{ext}} = 4029.037 \text{ tm.}$$

$$M_{\text{int}} = 3999.89 \text{ tm.}$$



$$\text{erreur} = \frac{4029.037 - 3999.89}{4029.037} = 0.72 \%$$

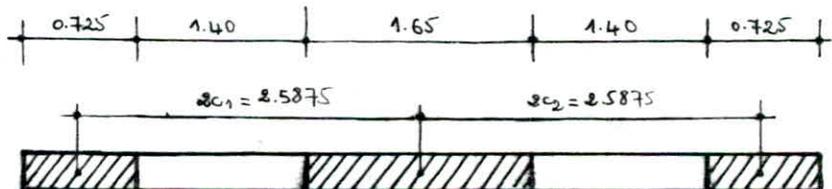
Niveau	ξ	ϕ	ψ	π_1	π_2	$M_1(\text{tm})$	$M_2(\text{tm})$	$M_3(\text{tm})$	$N_1(\text{t})$	$N_2(\text{t})$	$N_3(\text{t})$
T	1	0.325	0.010	15.133	15.133	-24.593	-8.811	-24.593	15.133	0	-15.133
8	0.89	0.350	0.050	16.297	16.297	-94.299	-33.785	-94.299	31.430	0	-31.430
7	0.78	0.413	0.075	19.230	19.230	-74.147	-26.565	-74.147	50.660	0	-50.660
6	0.67	0.506	0.125	23.560	23.560	-69.055	-24.741	-69.055	74.220	0	-74.220
5	0.56	0.575	0.195	26.773	26.773	-73.274	-26.252	-73.274	100.993	0	-100.993
4	0.44	0.625	0.275	29.101	29.101	-49.035	-17.568	-49.035	130.094	0	-130.094
3	0.33	0.606	0.330	28.216	28.216	45.856	16.429	45.856	158.310	0	-158.310
2	0.22	0.525	0.400	24.445	24.445	123.497	44.246	123.497	182.755	0	-182.755
1	0.11	0.350	0.445	16.297	16.297	275.714	98.781	275.714	199.052	0	-199.052
R.D.C	0	0	0.452	0	0	527.933	189.144	527.933	199.052	0	-199.052

Voile VL5 :

$$H_0 = 24.504 \text{ t.}$$

$$M_{\text{ext}} = 445.603 \text{ tm.}$$

$$M_{\text{int}} = 469.504 \text{ tm.}$$



$$\text{erreur} = \frac{469.504 - 445.603}{445.603} = 5.36 \%$$

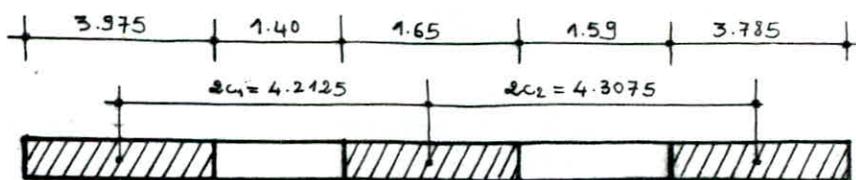
Niveau	ξ	ϕ	ψ	π_1	π_2	$M_1(\text{tm})$	$M_2(\text{tm})$	$M_3(\text{tm})$	$N_1(\text{t})$	$N_2(\text{t})$	$N_3(\text{t})$
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0.89	0.225	0.012	3.089	3.089	-0.0159	-0.178	-0.0159	3.089	0	-3.089
7	0.78	0.413	0.045	5.671	5.671	-6.92×10^{-3}	-0.082	-6.92×10^{-3}	8.760	0	-8.760
6	0.67	0.550	0.090	7.552	7.552	0.3210	3.785	0.3210	16.312	0	-16.312
5	0.56	0.680	0.165	9.338	9.338	9.521×10^{-3}	0.112	9.521×10^{-3}	25.650	0	-25.650
4	0.44	0.800	0.275	10.985	10.985	-0.926	-10.903	-0.926	36.635	0	-36.635
3	0.33	0.875	0.355	12.015	12.015	-0.295	-3.475	-0.295	48.650	0	-48.650
2	0.22	0.950	0.450	13.045	13.045	0.0100	0.118	0.0100	61.695	0	-61.695
1	0.11	0.975	0.551	13.388	13.388	0.2830	3.341	0.2830	75.083	0	-75.083
R.D.C	0	1.000	0.650	13.732	13.732	0.7730	9.114	0.7730	88.815	0	-88.815

Voile VL4 :

$$H_0 = 217.911 \text{ t.}$$

$$M_{ext} = 3963.274 \text{ tm.}$$

$$M_{int} = 3753.74 \text{ tm.}$$



$$\text{erreur} = \frac{3963.27 - 3753.74}{3963.27} = 5.29\%$$

Niveau	ξ	ϕ	ψ	$\pi_1(t)$	$\pi_2(t)$	$M_1(t)$	$M_2(t)$	$M_3(t)$	$N_1(t)$	$N_2(t)$	$N_3(t)$
T	1	0.200	0.000	17.507	12.221	0.000	0.000	0.000	17.507	-5.286	-12.221
8	0.89	0.230	0.030	20.133	14.054	-53.921	-3.858	-46.550	37.640	-11.365	-26.275
7	0.78	0.413	0.065	36.152	25.235	-59.229	-4.238	-51.132	73.792	-22.282	-51.510
6	0.67	0.550	0.110	48.144	33.607	-38.446	-2.751	-33.190	121.936	-36.819	-85.117
5	0.56	0.650	0.185	56.898	39.717	-58.186	-4.163	-50.232	178.834	-54.000	-124.834
4	0.44	0.750	0.255	65.651	45.827	0.180	0.0129	0.156	244.485	-73.824	-170.661
3	0.33	0.812	0.355	71.079	49.615	-18.679	-1.336	-16.125	315.564	-95.219	-220.275
2	0.22	0.775	0.450	67.840	47.355	0.635	0.045	0.548	383.404	-115.773	-267.631
1	0.11	0.600	0.530	52.521	36.662	79.690	5.702	68.797	435.925	-131.632	-304.293
R.D.C	0.00	0.000	0.560	0.000	0.000	313.546	22.435	270.684	435.925	-131.632	-304.293

NB : la méthode utilisée pour le calcul de ces efforts est celle imaginée par M.M ALBIGES et GOULET.

SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Base de Calcul des éléments Structureaux

Les éléments structureaux doivent être dimensionnés par la combinaison de charges verticales et des charge horizontales données ci-dessus sur la base du règlement parasismique en vigueur R.P.A 81
la combinaison des charges et surcharges dans les voiles à chaque niveau du bâtiment doit se faire en respectant les deux formules

$$G + Q + E \quad \text{ou} \quad G : \text{charge permanente}$$

$$0,8G \pm E \quad Q : \text{charge d'exploitation non pondérée}$$

$$E : \text{effets des séismes}$$

Pour les voiles plans il n'y a aucune difficulté, mais pour les voiles avec une ou plusieurs files d'ouvertures, il faut noter que la distribution des charges verticales sur les trumeaux se fait proportionnellement à leurs longueurs

$$V_i = V \frac{l_i}{l} \quad \text{avec} \quad V : \text{charge verticale qui s'applique sur le voile}$$

$$V_i : \text{charge verticale revenant au trumeau } i$$

$$l_i : \text{longueur du trumeau } (i) + \frac{1}{2} \text{ longueur du linteau}$$

$$l : \text{longueur totale du voile}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux pour chaque voile et à chaque niveau

Voiles plans:

$$NB: E = 0$$

Superposition	8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
$G (t)$	17,461	31,690	45,899	60,118	74,337	88,556	102,775	116,994	131,213
$Q (t)$	0,919	2,987	3,855	5,323	6,791	8,259	9,727	11,195	12,663
$G+Q+E (t)$	18,380	34,677	49,754	65,441	81,128	96,815	112,502	128,189	143,876
$0,8G \pm E (t)$	13,969	26,344	36,719	48,094	59,470	70,845	82,220	93,595	104,970
$M (t.m)$	14,868	45,831	90,551	146,937	212,605	284,230	366,693	448,996	534,256
$G (t)$	14,545	26,546	38,977	51,208	63,439	75,670	87,901	100,132	112,363
$Q (t)$	1,142	3,141	5,140	7,139	9,138	11,137	13,136	15,135	17,134
$G+Q+E (t)$	15,687	29,687	44,117	58,347	72,577	86,807	101,037	115,267	129,497
$0,8G \pm E (t)$	11,812	21,237	31,112	40,966	50,752	60,526	70,322	80,108	89,885
$M (t.m)$	2,021	6,072	11,901	19,253	27,722	37,512	47,944	58,818	69,977
$G (t)$	8,377	14,825	21,273	27,722	34,170	40,619	47,067	53,516	59,965
$Q (t)$	0,389	1,120	1,851	2,582	3,313	4,044	4,775	5,506	6,237
$G+Q+E (t)$	8,766	15,945	23,124	30,304	37,483	44,663	51,842	59,022	66,202
$0,8G \pm E (t)$	6,702	11,860	17,018	22,177	27,336	32,495	37,654	42,813	47,972
$M (t.m)$	0,896	2,697	5,284	8,549	12,574	16,635	21,271	26,227	31,684

NB: $E=0$.

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
VL1	G(t)	14.848	27.543	40.238	52.933	65.628	78.323	91.018	103.713	116.408
	Q(t)	1.083	2.545	4.007	5.469	6.931	8.393	9.855	11.317	14.659
	G + Q + E(t)	15.931	30.088	44.245	58.402	72.559	86.716	100.873	115.030	131.067
	0.8G ± E(t)	11.878	22.034	32.190	42.346	52.502	62.658	72.814	82.970	93.126
	M(tm)	12.519	37.613	73.709	119.242	172.625	232.295	296.686	364.219	433.372
VL2	G(t)	26.824	49.750	72.676	95.602	118.528	141.454	164.380	187.306	210.232
	Q(t)	1.956	4.880	7.804	10.728	13.652	16.576	19.500	22.424	27.228
	G + Q + E(t)	28.780	54.630	80.480	106.330	132.180	158.030	183.880	209.730	237.460
	0.8G ± E(t)	21.459	39.800	58.141	76.482	94.822	113.163	131.504	149.845	168.186
	M(tm)	71.291	202.554	391.361	629.497	916.713	1224.342	1561.130	1914.260	2275.810
VL3	G(t)	9.996	20.270	30.544	40.818	51.092	61.366	71.640	81.914	91.709
	Q(t)	0.298	2.453	4.609	6.765	8.920	11.076	13.231	15.387	17.504
	G + Q + E(t)	10.294	22.723	35.153	47.583	60.012	72.442	84.871	97.301	109.213
	0.8G ± E(t)	7.997	16.216	24.435	32.654	40.874	49.093	57.312	65.531	73.867
	M(tm)	4.277	12.841	25.166	40.713	58.942	79.320	101.308	124.369	147.969
VL7	G(t)	6.656	11.121	15.586	20.051	24.516	28.981	33.446	37.911	42.792
	Q(t)	0.621	1.704	2.787	3.870	4.953	6.036	7.119	8.202	9.286
	G + Q + E(t)	7.277	12.825	18.373	23.921	29.469	35.017	40.565	46.113	52.078
	0.8G ± E(t)	5.325	8.997	12.469	16.041	19.613	23.185	26.757	30.329	34.284
	M(tm)	0.383	1.149	2.251	3.643	5.273	7.097	9.063	11.125	13.233

Voile V_{63} (V_{63}^I ; V_{63}^{II}): voiles à une file d'ouvertures :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Toumeau I	G(t)	6.544	11.891	17.475	22.523	27.929	33.276	38.622	43.968	49.100
	Q(t)	0.524	1.442	2.359	3.276	4.194	5.111	6.029	6.946	9.156
	E(t)	1.491	4.227	7.871	12.377	17.678	23.476	29.771	36.231	42.857
	G+Q+E(t)	8.559	17.560	27.705	38.236	49.801	61.863	74.422	87.145	101.113
	0.8G+E(t)	6.726	13.740	21.851	30.443	40.021	50.097	60.669	71.405	82.137
	0.8G-E(t)	3.744	5.286	6.109	5.689	4.665	3.145	1.127	-1.057	-3.577
	M ₁ (tm)	0.015	0.059	0.1398	0.215	0.296	0.444	0.589	0.738	0.992
Toumeau II	G(t)	22.855	41.524	60.426	78.863	97.532	116.201	134.871	153.54	169.315
	Q(t)	1.831	5.034	8.238	11.442	14.645	17.849	21.052	24.256	31.972
	E(t)	1.491	4.227	7.871	12.377	17.678	23.476	29.771	36.231	42.857
	G+Q+E(t)	26.177	50.785	76.535	102.682	129.855	157.526	185.694	214.027	244.144
	0.8G+E(t)	19.775	37.446	56.212	75.467	95.704	116.937	137.668	159.063	178.309
	0.8G-E(t)	16.793	28.992	40.470	50.713	60.348	69.485	78.126	86.601	92.595
	M ₂ (tm)	1.554	6.239	14.868	22.906	31.464	47.214	62.628	78.481	105.475

Voile V_{65} :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Toumeau I	G(t)	4.575	8.335	12.094	15.852	19.609	23.370	27.128	30.887	34.197
	Q(t)	0.323	0.900	1.477	2.054	2.631	3.208	3.784	4.361	4.938
	E(t)	1.442	4.089	7.613	11.972	17.099	22.707	28.796	35.045	41.454
	G+Q+E(t)	6.340	13.318	21.184	29.878	39.339	49.285	59.708	70.293	80.589
	0.8G+E(t)	5.102	10.751	17.288	24.654	32.786	41.403	50.498	59.755	68.812
	0.8G-E(t)	2.218	2.585	2.062	0.710	-1.412	-4.011	-7.094	-10.335	-14.096
	M ₁ (tm)	0.014	0.057	0.135	0.208	0.286	0.429	0.5695	0.714	0.959
Toumeau II	G(t)	15.980	29.105	42.230	55.356	68.481	81.607	94.732	107.858	119.423
	Q(t)	1.130	3.142	5.159	7.173	9.187	11.201	13.216	15.230	17.244
	E(t)	1.442	4.089	7.613	11.972	17.099	22.707	28.796	35.045	41.454
	G+Q+E(t)	18.552	36.326	55.002	74.501	94.767	115.515	136.744	157.133	178.121
	0.8G+E(t)	14.226	27.373	41.397	56.257	71.884	87.993	104.582	120.331	136.992
	0.8G-E(t)	11.342	19.195	26.171	32.313	37.686	42.579	46.990	52.241	54.084
	M ₂ (tm)	1.503	6.035	14.381	22.156	30.434	45.668	60.578	75.912	102.022

Voile V_{t4} (V'_{t4}) :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trameau I	G(t)	3.520	6.856	10.122	13.528	16.865	20.201	23.537	26.873	30.210
	Q(t)	0.193	0.681	1.169	1.657	2.145	2.632	3.120	3.608	4.159
	E(t)	4.122	7.057	10.788	15.230	20.063	25.130	29.714	33.445	33.445
	G+Q+E(t)	7.835	14.594	22.079	30.415	39.073	47.963	56.371	63.926	67.814
	0.8G+E(t)	6.938	12.542	18.886	26.052	33.555	41.291	48.544	54.943	57.613
	0.8G-E(t)	-1.306	-1.572	-2.690	-4.408	-6.571	-8.969	-10.884	-11.947	-9.277
	M ₁ (tm)	-7.90.16'	0.035	0.094	0.196	0.279	0.405	0.551	0.751	0.976
Trameau II	G(t)	14.911	29.057	43.194	57.335	71.473	85.611	99.751	113.890	128.029
	Q(t)	0.820	2.887	4.954	7.021	9.087	11.156	13.223	15.290	17.628
	E(t)	4.122	7.057	10.788	15.230	20.063	25.130	29.714	33.445	33.445
	G+Q+E(t)	19.853	39.001	58.936	79.586	100.623	121.897	142.688	162.625	179.102
	0.8G+E(t)	16.051	30.303	45.343	61.098	77.241	93.619	109.515	124.557	135.868
	0.8G-E(t)	7.807	16.189	23.767	30.638	37.115	43.359	50.087	57.667	68.978
	M ₂ (tm)	-1.586	7.048	11.947	39.488	56.031	81.461	110.612	150.972	195.847

Voile V_{t2} : voile à 2 files d'ouvertures :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Trameau I	G(t)	42.251	22.330	32.815	43.097	53.379	63.661	73.944	84.226	93.560
	Q(t)	0.890	2.428	3.965	5.503	7.041	8.579	10.117	11.655	15.170
	E(t)	31.430	50.660	74.220	100.993	130.094	158.316	182.755	199.052	199.052
	G+Q+E(t)	44.571	75.418	111.000	149.593	190.514	230.550	266.816	294.933	307.782
	0.8G+E(t)	41.231	68.524	100.472	135.471	172.797	209.239	241.910	266.433	273.900
	0.8G-E(t)	-21.629	-32.796	-47.968	-66.515	-87.391	-107.381	-123.600	-131.671	-124.204
	M ₁ (tm)	-94.299	-74.147	-69.055	-73.274	-49.035	45.856	123.497	275.714	527.933
Trameau II	G(t)	23.404	42.660	62.691	82.335	101.978	121.622	141.265	160.909	178.739
	Q(t)	1.700	4.638	7.576	10.514	13.452	16.390	19.328	22.266	28.982
	E(t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	G+Q+E(t)	25.104	47.298	70.267	92.849	115.430	138.012	160.593	183.175	207.721
	0.8G+E(t)	18.723	34.129	50.153	65.868	81.582	97.298	113.012	128.727	142.991
	0.8G-E(t)	18.723	34.129	50.153	65.868	81.582	97.298	113.012	128.727	142.991
	M ₂ (tm)	-33.385	-26.565	-24.241	-26.252	-17.568	16.429	46.246	97.781	189.144
Trameau III	G(t)	42.251	22.330	32.815	43.097	53.379	63.661	73.944	84.226	93.560
	Q(t)	0.890	2.428	3.965	5.503	7.041	8.579	10.117	11.655	15.170
	E(t)	-31.430	-50.660	-74.220	-100.993	-130.094	-158.316	-182.755	-199.052	-199.052
	G+Q+E(t)	-18.289	-25.902	-37.440	-52.393	-69.674	-86.070	-98.694	-103.171	-90.322
	0.8G+E(t)	-21.629	-32.796	-47.968	-66.515	-87.391	-107.381	-123.600	-131.671	-124.204
	0.8G-E(t)	41.231	68.524	100.472	135.471	172.797	209.239	241.910	266.433	273.900
	M ₃ (tm)	-94.299	-74.147	-69.055	-73.274	-49.035	45.856	123.497	275.714	527.933

Voile VL5 :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Taux cou. I	G(t)	2.142	4.088	6.034	7.976	9.927	11.873	13.819	15.765	17.712
	Q(t)	0.098	0.449	0.801	1.152	1.503	1.854	2.205	2.556	2.728
	E(t)	3.089	8.760	16.312	25.650	36.635	48.650	61.695	75.083	88.815
	G+Q+E(t)	5.329	13.297	23.147	34.778	48.065	62.377	77.719	93.404	109.255
	0.8G+E(t)	4.803	12.030	21.139	32.031	44.577	58.148	72.750	87.695	102.985
	0.8G-E(t)	-1.375	-5.490	-11.485	-19.269	-28.693	-39.152	-50.640	-62.471	-74.645
	M ₁ (tm)	-0.016	-6.92.10 ³	0.321	9.52.10 ³	-0.926	-0.295	0.010	0.283	0.773
Taux cou. II	G(t)	6.728	12.840	18.951	25.063	31.175	37.287	43.399	49.510	55.622
	Q(t)	0.308	1.412	2.516	3.620	4.724	5.828	6.932	8.036	9.575
	E(t)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	G+Q+E(t)	7.036	14.252	21.467	28.683	35.899	43.115	50.331	57.546	64.197
	0.8G+E(t)	5.382	10.272	15.161	20.050	24.940	29.830	34.719	39.608	44.498
	0.8G-E(t)	5.382	10.272	15.161	20.050	24.940	29.830	34.719	39.608	44.498
	M ₂ (tm)	-0.188	-0.082	3.785	0.112	-10.903	-3.475	0.119	3.341	9.114
Taux cou. III	G(t)	2.142	4.088	6.034	7.976	9.927	11.873	13.819	15.765	17.712
	Q(t)	0.098	0.449	0.801	1.152	1.503	1.854	2.205	2.556	2.728
	E(t)	-3.089	-8.760	-16.312	-25.65	-36.635	-48.650	-61.695	-75.083	-88.815
	G+Q+E(t)	-0.849	-4.223	-9.477	-16.522	-25.658	-34.923	-45.671	-56.762	-68.375
	0.8G+E(t)	-1.375	-5.490	-11.485	-19.269	-28.693	-39.152	-50.640	-62.471	-74.645
	0.8G-E(t)	4.803	12.030	21.139	32.031	44.577	58.148	72.750	87.695	112.985
	M ₃ (tm)	-0.016	-6.92.10 ³	0.321	9.52.10 ³	-0.926	-0.295	0.010	0.283	0.773

Voile VL4 :

Superposition		8	7	6	5	4	3	2	1	R.D.C
Taux cou. I	G(t)	12.435	20.812	29.188	37.565	45.942	54.319	62.696	71.073	81.495
	Q(t)	0.306	0.993	1.660	2.337	3.014	3.691	4.368	5.045	6.622
	E(t)	37.640	73.792	121.936	179.834	244.485	315.564	383.404	435.925	435.925
	G+Q+E(t)	50.381	95.587	152.784	217.736	293.441	373.574	450.468	512.043	524.042
	0.8G+E(t)	47.588	90.442	145.236	208.886	281.239	359.019	433.561	492.789	501.121
	0.8G-E(t)	27.692	57.142	91.586	148.782	207.731	272.109	333.247	379.067	370.729
	M ₁ (tm)	-53.921	-59.229	-38.446	-58.186	0.180	-11.679	0.635	79.690	313.546
Taux cou. II	G(t)	20.800	34.812	48.824	62.836	76.848	90.860	104.872	118.884	132.896
	Q(t)	0.512	1.645	2.778	3.911	5.044	6.177	7.310	8.443	11.080
	E(t)	-11.365	-22.282	-36.819	-54.000	-73.824	-95.289	-115.773	-131.632	-131.632
	G+Q+E(t)	9.947	14.175	14.783	12.747	8.068	1.748	-3.591	-4.305	15.766
	0.8G+E(t)	5.275	5.568	2.240	-3.731	-12.346	-22.601	-31.875	-46.525	-22.579
	0.8G-E(t)	28.005	50.132	75.878	104.269	135.302	167.977	199.671	226.739	240.686
	M ₂ (tm)	-3.758	-4.238	-2.751	-4.163	0.013	-1.386	0.045	5.702	22.435
Taux cou. III	G(t)	12.182	20.389	28.595	36.802	45.009	53.216	61.423	69.630	79.841
	Q(t)	0.300	0.963	1.626	2.289	2.952	3.615	4.278	4.941	6.486
	E(t)	-26.275	-51.510	-85.117	-124.834	-170.661	-220.275	-267.631	-304.293	-304.293
	G+Q+E(t)	-13.793	-30.158	-54.896	-85.743	-122.700	-163.444	-201.930	-229.722	-217.966
	0.8G+E(t)	-16.529	-35.199	-62.241	-95.392	-134.654	-177.702	-219.493	-248.589	-240.420
	0.8G-E(t)	36.021	67.821	107.993	154.276	206.668	262.949	316.769	359.997	368.166
	M ₃ (tm)	-46.550	-51.132	-33.190	-50.232	0.156	-16.125	0.548	68.797	270.684

FERRAILLAGE DES VOILES

Introduction:

Les voiles sont sollicités par un effort normal et un moment, donc le ferrailage se fera en flexion composée.
 A partir des combinaisons données par le R.P.A 81 on aura 2 couples (M, N_{max}) et (M, N_{min}) .
 la méthode utilisée pour la détermination des sections d'acier est celle du ferrailage symétrique (Pierre CHARRON.)

Dispositions générales pour le ferrailage:

La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible du béton du 1^{er} genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{en} .

$$\text{si } e_0 < \frac{ht}{2} \text{ on a : } \bar{\sigma}'_b = \left(1 + \frac{2e_0}{ht}\right) \bar{\sigma}'_{b0}.$$

$$\text{si } e_0 > \frac{ht}{2} \text{ on a : } \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}'_{b0} \rightarrow \bar{\sigma}'_b(SP_1) = 2\bar{\sigma}'_{b0}, \bar{\sigma}'_b(SP_2) = 1,5\bar{\sigma}'_b(SP_1).$$

$$\bar{\sigma}'_a(SP_2) = \sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$$

armatures transversales:

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

$$w_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \times 100 \quad \text{avec : } \tau = \frac{1.4 T}{b.z} \quad z = 7/8 h$$

Les parties courantes:

Doivent être armées par un quadrillage d'armatures en double nappe dont le % minimum total est donné ci-dessous :

$$\begin{aligned} & \text{- pour : } \epsilon_b \leq 0.025 \sigma'_{28} \rightarrow 0.15 \% \\ & \text{- pour : } 0.025 \sigma'_{28} < \epsilon < 0.12 \sigma'_{28} \rightarrow 0.25 \% \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} & \text{- pour : } \epsilon_b \leq 0.025 \sigma'_{28} \rightarrow 0.15 \% \\ & \text{- pour : } 0.025 \sigma'_{28} < \epsilon < 0.12 \sigma'_{28} \rightarrow 0.25 \% \end{aligned}} \right\} \text{ dans chaque direction.}$$

• Lorsque une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.5%

• L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des 2 valeurs suivantes : $s \leq (30 \text{ cm}, 1.5 b) = (30 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) \rightarrow s \leq 30 \text{ cm}$

• les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré. Dans chaque nappe les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

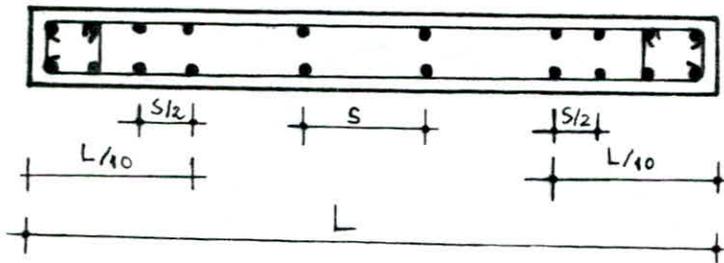
• Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

• A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.

• Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

• Mise en place aux extrémités des refends des armatures de renforcement (principales) sous forme de potelets de dimensions : $b \times 1.5 b$ ou : b : épaisseur du voile.

• Le potelet est ferrillé comme un poteau avec $A_{min} = 1\% b \times 1.5 b$ en zone II sans toutefois dépasser 4%.



Vérification du cisaillement dans les trumeaux :

D'après l'article 4.33.1 (RPA 01) la contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau = 1.4 \frac{T}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b \quad \text{avec : } \begin{array}{l} T : \text{effort tranchant} \\ b : \text{épaisseur du voile} \\ z : \text{bras de levier } (z = \frac{7}{8} h) \\ h : \text{hauteur du refend} \end{array}$$

$\bar{\tau}_b$: contrainte admissible de cisaillement $\bar{\tau}_b = 0.12 \cdot \sigma_{28} = 0.12 \cdot 1.019 \cdot 270 = 33 \text{ kg/cm}^2$

la section d'acier résistant à l'effort tranchant est : $\bar{w} = \frac{\tau_b - 8}{\sigma_{en}}$

le pourcentage minimum est donné par :

• pour $\bar{\tau}_b \leq 0.025 \sigma_{28} = 0.025 \times 1.019 \times 270 = 6.88 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0.15\%$

• pour $0.025 \sigma_{28} \leq \bar{\tau}_b \leq 0.12 \sigma_{28} \rightarrow 6.88 \text{ kg/cm}^2 \leq \tau_b \leq 33 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow w_t = 0.25\%$

Toutes les vérifications sont résumées dans le tableau suivant avec :

- T_i : effort tranchant repris par le trumeau (i)
- τ_{bi} : contrainte de cisaillement du trumeau (i).
- I_i : Inertie du trumeau (i).

voiles	Trameaux	T(t)	$T_i = \frac{T_i}{\sum T_i} T(t)$	ϵ_{L_i} (kg/cm ²)	$\bar{\omega}_t$ %	$\bar{\omega}_t$ % min
V _{t3}	T _{r1} : 84x20	12.801	0.119	0.113	-0.19	0.15
	T _{r2} : 398x20	12.801	12.682	2.549	-0.13	0.15
V _{t5}	T _{r1} : 84x20	12.381	0.115	0.109	-0.19	0.15
	T _{r2} : 398x20	12.381	12.265	2.465	-0.13	0.15
V _{t4}	T _{r1} : 84x20	18.274	0.0905	0.086	-0.19	0.15
	T _{r2} : 492x20	18.274	18.183	2.956	-0.12	0.15
V _{t2}	T _{r1} : 566x20	222.212	94.226	13.318	0.13	0.25
	T _{r2} : 402x20	222.212	33.759	6.718	-0.03	0.15
	T _{r3} : 566x20	222.212	94.226	13.318	0.13	0.25
V _{L5}	T _{r1} : 72.5x20	24.504	1.777	1.961	-0.14	0.15
	T _{r2} : 165x20	24.504	20.951	10.158	0.05	0.25
	T _{r3} : 72.5x20	24.504	1.777	1.961	-0.14	0.15
V _{L4}	T _{r1} : 397.5x20	217.911	112.624	22.666	0.35	0.25
	T _{r2} : 165x20	217.911	8.058	3.906	-0.12	0.15
	T _{r3} : 397.5x20	217.911	97.229	20.550	0.30	0.25
V _{t1}	T _r : 660x20	29.398	29.398	3.360	-0.11	0.15
V _{t6}	T _r : 378x20	3.848	3.848	0.814	-0.17	0.15
V _{t7}	T _r : 287x20	1.709	1.709	0.476	-0.18	0.15
V _L	T _r : 515x20	23.825	23.825	3.700	-0.10	0.15
V _{L2}	T _r : 900x20	124.638	124.638	11.079	0.07	0.25
V _{L3}	T _r : 360x20	8.138	8.138	1.808	-0.15	0.15
V _{L7}	T _r : 160x20	0.727	0.727	0.364	-0.18	0.15

Dans notre calcul du ferrailage des voiles 3 éventualités de sections se présentent :

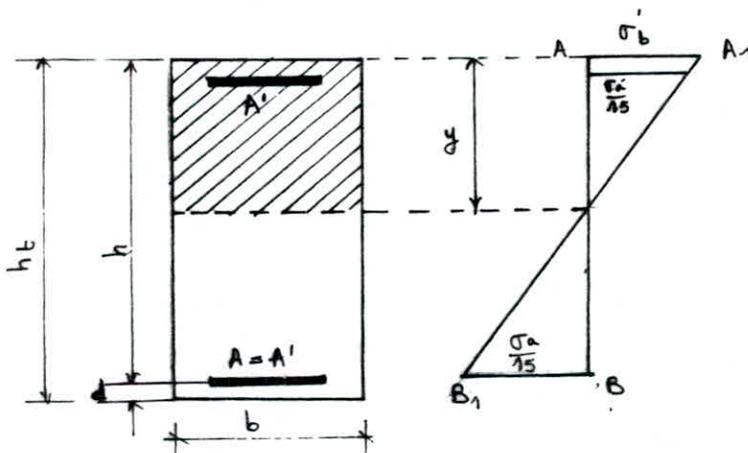
- Cas de Section partiellement comprimée (S.P.C)
- Cas de Section entièrement tendue (S.E.T)
- Cas de Section entièrement comprimée (S.E.C).

Nous exposerons la méthode utilisée dans le cas où la section est partiellement comprimée (ferrailage symétrique).
 Pour le reste des éventualités c'est à dire dans le cas où la section est entièrement comprimée ou entièrement tendue la méthode utilisée est celle de M^{re} Pierre Charron dans son livre : "exercices de Béton Armé" page 40 à 42.

Rem :

- on a opté à un ferrailage symétrique vu que le séisme est réversible c'est à dire qu'il peut être suivi bien dans un sens que dans l'autre.
- On a concentré notre ferrailage aux extrémités des voiles (potelets) la partie intermédiaire peut être une zone courante ou tendue.

Section Partiellement Comprimée avec N'effort de Compression :



Procédure de Calcul :

- ① S'assurer que la section est partiellement comprimée $e_0 > \frac{ht}{6}$ (condition suffisante mais non nécessaire.)
- ② Calculer la contrainte admissible de compression du béton $\bar{\sigma}_b'$.
- ③ Donner une valeur "raisonnable" de la contrainte réelle du béton.
- ④ Calculer la position de l'axe neutre et le ferrailage.
- ⑤ Calculer les contraintes de traction et de compression développées dans l'acier et les vérifier.

⑥ Dans le cas où les contraintes sont vérifiées on arrête le calcul et le choix du ferrailage adopté est bon.

Dans le cas où les contraintes ne sont pas vérifiées on redonne une nouvelle valeur à la contrainte du béton "valeur raisonnable" et on refait la même procédure jusqu'à avoir un résultat cohérent.

Etapes de Calcul :

en posant : $\mu = \frac{N}{\sigma'_b b h t}$ $\xi = \frac{M}{\sigma'_b b h^2 t}$ $\delta = \frac{d}{h t}$

L'équation de l'axe neutre est :

$$2\alpha^3 - 4\alpha^2 + [6\delta(\delta-1) + (3+12\xi)]\alpha - 3\mu(1-2\delta)^2 - 6\xi = 0$$

avec : $\alpha = y + 2/3$ en remplaçant α par sa valeur on a la forme :

$$\underline{y^3 + py + q = 0}$$

$$p = 3\delta(\delta-1) + 6\xi + 1/6.$$

$$q = \xi - 1.5\mu(1-2\delta)^2 + 2\delta(\delta-1) + \frac{11}{27}$$

La Section d'acier vaut :

$$A = A' = \frac{2N\alpha - \sigma'_b b h t \alpha^2}{30\sigma'_b (2\alpha - 1)}$$

Vérification des Contraintes :

$$\sigma'_a = 15 \sigma'_b \frac{\alpha - \delta}{\alpha} < \bar{\sigma}'_a$$

$$\sigma_a = 15 \cdot \sigma'_b \frac{1 - \alpha - \delta}{\alpha} < \bar{\sigma}_a$$

Le ferrailage des différents voiles est donné sous forme de tableaux.

NB : Pour une raison d'économie les voiles V_{t2} ; V_{L5} ; V_{L4} (truncaux II et III) V_{t1} ; V_{L1} ; V_{L2} ; V_{L3} qui donnent des sections relativement importantes sont ferrillées par niveaux; on a procédé à un changement de ferrailage tous les 3 niveaux. Quant au reste des autres voiles le ferrailage est minimum et on a adopté la même section dans tous les niveaux du bâtiment.

Voiles	Trumeaux	l (cm)	M (tm)	N _{max} (t)	Nature	A=A'	Section potelet	N _{min} (t)	Nature	A=A'	Section potelet
V _{t3}	I	84	0.9916	101.133 113	S.E.C	Min	20x30	-3.577	SET	Min	20x30
	II	398	105.475	244.144	SEC	Min	"	92.595	SPC	Min	20x30
V _{t5}	I	84	0.9591	80.589	SEC	Min	"	-14.096	SET	Min	20x30
	II	378	102.022	176.121	SEC	Min	"	54.084	SPC	Min	"
V _{t4}	I	84	0.976	67.814	SEC	Min	"	-9.277	SET	Min	"
	II	492	195.847	179.102	SPC	Min	"	68.978	SPC	2.67	"
V _{t2}	I	566	527.933	307.782	SPC	Min	/	-124.204	SPT	71.59	ferrailage uniforme
	II	402	189.144	207.721	SPC	Min	20x30	142.991	SPC	Min	20x30
	III	566	527.933	273.900	SPC	Min	/	-124.204	SPT	71.59	ferrailage uniforme
V _{L5}	I	72.5	0.773	109.255	SEC	Min	"	-74.645	SET	9.32	20x30
	II	165	9.114	64.197	SEC	Min	"	44.498	SEC	Min	"
	III	72.5	0.773	102.285	SEC	Min	"	-74.645	SET	9.32	"
V _{L4}	I	397.5	313.246	524.042	SEC	Min	"	370.729	SPC	Min	"
	II	165	22.435	240.686	SEC	Min	"	-22.578	SPT	11.84	"
	III	378.5	270.684	368.166	SPC	Min	20x60	-240.42	SET	48.86	20x60
V _{t1}	plein	660	534.256	144.151	SPC	5.56	20x30	104.00	SPC	9.62	20x30
V _{t6}	plein	378	69.977	129.467	SEC	Min	"	99.866	SPC	Min	"
V _{t7}	plein	287	31.184	62.202	SEC	Min	"	47.972	SPC	Min	"
V _{L1}	plein	515	433.372	131.067	SPC	8.14	"	93.126	SPC	12.21	"
V _{t2}	plein	900	2075.81	237.46	SPC	86.52	20x60	168.186	SPC	43.97	20x60
V _{L3}	plein	360	147.069	109.213	SPC	Min	20x30	73.367	SPC	2.72	20x30
V _{L7}	plein	160	13.233	52.078	SEC	Min	20x30	34.234	SPC	Min	"

		Armatures verticales						
Voiles	Traumeaux	ℓ (cm)	Section potelet	Potelets	Zone Tendue	Zone courante	Armat horiz	Avij
Vt3	I	84	20x30	4T12	2T12	/	10T8/ml	neglig
	II	398	" "	4T12	10T12/ml	/	" "	6T10
Vt5	I	84	" "	4T12	2T12	/	10T8/ml	negli
	II	378	" "	4T12	10T12/ml	/	" "	6T10
Vt4	I	84	" "	4T12	2T12	/	" "	negl
	II	492	" "	4T12	10T12/ml	/	" "	8T10
Vt2	I ⁽¹⁾	566	/	4T25	8T20	14T16	10T8/ml	18T20
	I ⁽²⁾	566	20x60	10T20	10T12/ml	/	" "	16T20
	I ⁽³⁾	566	20x30	6T16	/	/	" "	12T20
	II	402	20x30	4T12	10T12/ml	/	10T8/ml	12T10
	III ⁽¹⁾	566	/	4T25	8T20	14T16	" "	18T20
	III ⁽²⁾	566	20x60	10T20	10T12/ml	/	" "	16T20
	III ⁽³⁾	566	20x30	6T16	10T12/ml	/	" "	12T20
VL5	I ⁽¹⁾	72.5	20x30	4T20	2T12	/	" "	4T10
	I ⁽²⁾	72.5	20x30	4T12	2T12	/	" "	4T10
	II	165	20x30	4T12	/	10T8/ml	" "	10T10
	III ⁽¹⁾	72.5	" "	4T20	2T12	/	" "	6T10
	III ⁽²⁾	72.5	" "	4T12	2T12	/	" "	6T10
VL4	I	397.5	20x30	4T12	/	10T10/ml	" "	16T20
	II ⁽¹⁾	165	20x30	4T20	10T12/ml	/	" "	16T20
	II ⁽²⁾	165	20x30	4T12	/	/	" "	16T20
	III ⁽¹⁾	378.5	20x60	4T25+10T20	10T12/ml	/	" "	16T20
	III ⁽²⁾	378.5	20x30	8T20	10T12/ml	/	" "	16T20
	III ⁽³⁾	378.5	20x30	4T20	10T12/ml	/	" "	16T20
Vt1	1	660	20x30	4T20	10T12/ml	/	" "	8T10
	2-3	660	20x30	4T12	10T12/ml	/	" "	8T10
Vt6		378	20x30	4T12	/	10T8/ml	" "	negl
Vt7		297	20x30	4T12	/	10T8/ml	" "	negl
VL1	1	515	20x30	4T20	10T12/ml	/	" "	6T10
	2-3	515	20x30	4T12	10T12/ml	/	" "	6T10
VL2	1	900	20x60	4T25 8T20	10T12/ml	/	" "	10T20
	2	900	20x30	4T25	10T12/ml	/	" "	8T16
	3	900	20x30	4T12	10T12/ml	/	" "	8T14
VL3		360	20x30	4T12	10T12/ml	/	" "	negl
VL4		100	20x30	4T12	/	10T8/ml	" "	negl

Ferraillage du voile périphérique :

D'après le R.P.A 81 les ossatures au niveau de base doivent comporter un voile périphérique entre le niveau des fondations et le niveau de base, dans le cas de blocs séparés par des joints de tassements ce voile doit ceinturer chaque bloc.

Dimensions du voile :

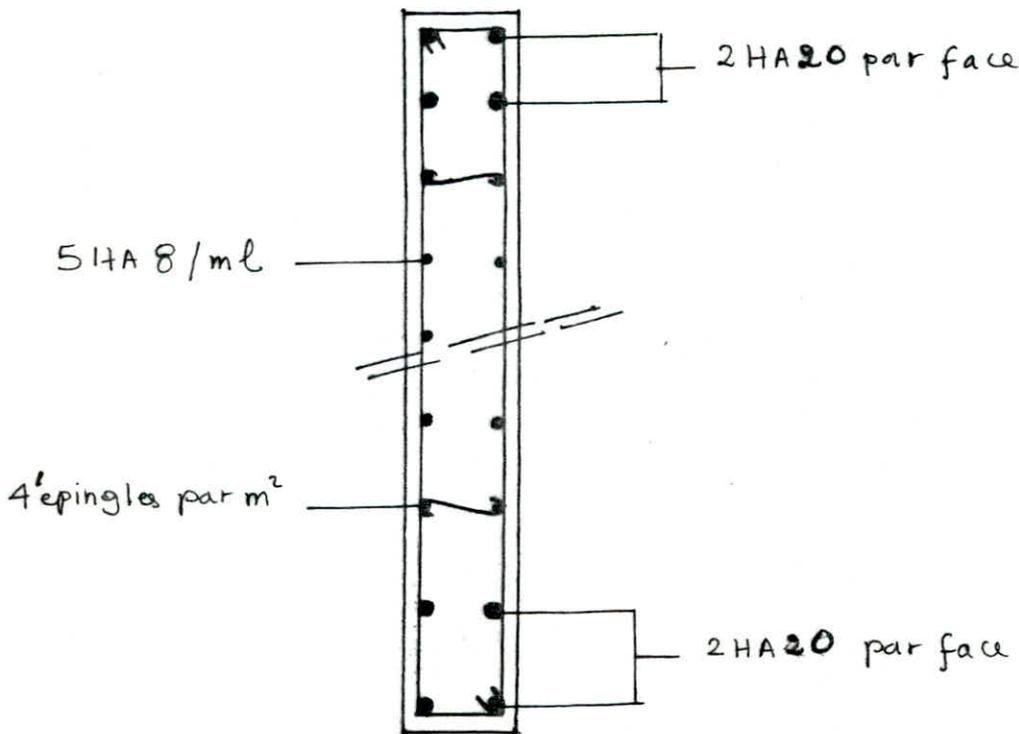
épaisseur : 25 cm hauteur 2,45 m
 Il sera ferraillé forfaitairement d'après le R.P.A 81 art 3.385

1°) Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures.
 $A \geq 0.20\%$ de la section transversale totale du béton avec un recouvrement de 50ϕ en queue de renforcement dans les angles.
 $A \geq 0.002 bh = 0.002 \times 25 \times 245 = 12,25 \text{ cm}^2$

On adoptera 4 T20 = 12.56 cm^2 par partie supérieure et par partie inférieure.

2°) Armatures longitudinales de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.
 on adoptera 5 T8 = $2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$ et par face.



FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux seront étudiés comme des poutres encastées à leurs extrémités. Les linteaux doivent être conçus de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capables de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner. Ces derniers seront ferrillés à partir du règlement R.P.A 81 art 4.3.23

Contraintes admissibles et efforts pris en compte :

Art 4.3.2.5 :

$$\begin{aligned} \bar{T} &= 1.4 T \quad (\text{calculé}) \\ M &= \text{calculé à partir des valeurs de } T. \\ \bar{\sigma}_b &= 0.12 \sigma_{28} = 32.4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Contrainte de cisaillement.} \\ \bar{\sigma}_b' &= 0.75 \sigma_{28} = 202.5 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Contrainte du béton en flexion.} \\ \bar{\sigma}_{at} &= \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Contrainte de traction.} \end{aligned}$$

Charges sollicitant les linteaux :

Les charges prises en compte pour la ferraillement des linteaux sont :

- charge et surcharge revenant aux linteaux
- effort sismique plus le poids propre du linteau revenant à celui-ci

Ferraillement :

Art 43314 :

Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure 1.

Art 3314 :

Pour $\bar{E}l \geq 0.06 \sigma_{28}$ des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles.

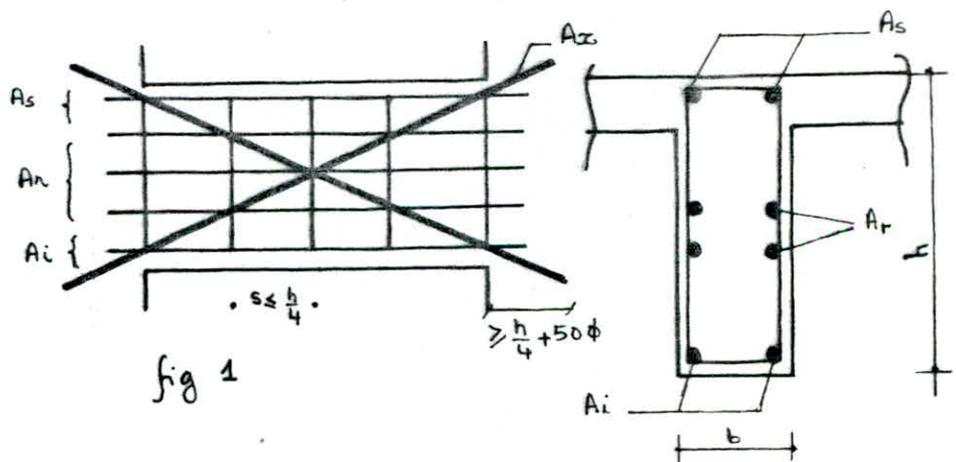
$$\text{Si } \bar{E}l \geq 0.06 \sigma_{28}$$

$$A_x \geq 0.0015 h b$$

$$A_i, A_s \geq \frac{15}{10000} b h$$

$$A_n \geq \frac{2}{1000} b h$$

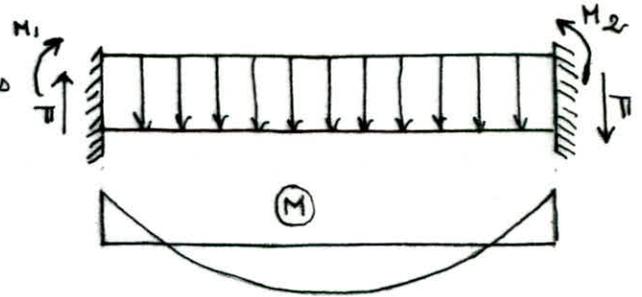
$$A_t \geq \frac{25}{10000} b h$$



Méthode de Calcul :

Les linteaux sont calculés comme des poutres encastées à ses extrémités et ils sont ferrillés sous les sollicitations les plus défavorables.

Le moment pris en compte dans le ferrillage est $M^{\max} = M_1$ et ce du fait que le pignon agit aussi bien dans un sens que dans l'autre.



exemple de Calcul :

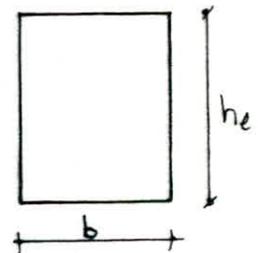
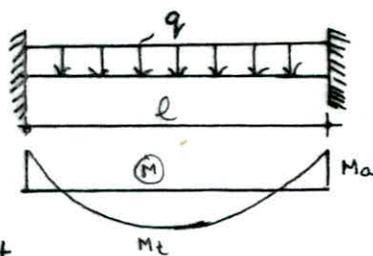
. linteau sous voile Vt_3 :

$$l = 2a = 84 \text{ cm.}$$

$$b = 20 \text{ cm} \quad h = 65 \text{ cm} \quad h_t = 68 \text{ cm}$$

Poids total revenant au linteau :

$$q = P_{pe} + G + \frac{P}{5} = 2.438 \text{ t}$$



P_{pe} : poids propre du linteau.

G : charge permanente totale revenant au linteau.

P : surcharge revenant au linteau.

la charge q (t/ml) revenant au linteau sera : $q = \frac{2.438}{0.84} = 2.902 \text{ t/ml}$

$$M_t = \frac{q l^2}{24} = \frac{2.902 \times 0.84^2}{24} = 0.085 \text{ tm}$$

$$M_a = -\frac{q l^2}{12} = -\frac{2.902 \times 0.84^2}{12} = -0.171 \text{ tm}$$

$$T_a = q \frac{l}{2} = \frac{2.902 \times 0.84}{2} = 1.219 \text{ t.}$$

$$T(\text{scisme}) = T_{\max} = 6.626 \text{ t.}$$

$$M(\text{scisme}) = T_a = 6.626 \times 0.42 = 2.783 \text{ tm.}$$

$$T = 1.4 T_a + q \frac{l}{2} = 1.4 \times 6.626 + 1.219 = 10.495 \text{ t.}$$

$$M = 1.4 T_a + \frac{q l^2}{12} = 1.4 \times 6.626 \times 0.42 + 0.171 = 4.067 \text{ tm.}$$

Vérification au cisaillement du béton :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0} = \frac{10.49 \times 10^3 \times 8}{20 \times 7 \times 65} = 9.22 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \quad \text{OK!}$$

Calcul des aciers longitudinaux :

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 4.067 \times 10^5}{4200 \times 20 \times 65^2} = 0.0171 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9422 \\ k = 71.5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{41.5} = 58.74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0.$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = \frac{4,067 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9422 \cdot 65} = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_i, A_s \geq \frac{15}{10000} b h t = \frac{15}{10000} \cdot 20 \cdot 68 = 2,04 \text{ cm}^2$$

on prend $A_i, A_s = 6T12$ ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cm}} = 0,69 \times 20 \times 65 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,62 \text{ cm}^2 \text{ vérifié.}$$

Aciers de répartition (A_x) :

$$A_x \geq \frac{20}{10000} b h t = \frac{20}{10000} \cdot 20 \cdot 68 = 2,72 \text{ cm}^2$$

on prend $6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$.

Aciers transversaux (A_{tr}) : on choisit (un cadre + 1 étrier) $\phi 8 = A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

$$\text{l'espacement } t = \frac{3 \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T} = \frac{0,875 \cdot 65 \cdot 4200}{10495} = 22,76 \text{ cm.}$$

$$\text{le R.P.A 81 exige : } s \leq \frac{h t}{4} = \frac{68}{4} = 17 \text{ cm.}$$

on prendra $t = 15 \text{ cm.}$

Armatures d'angles (A_x) : $\xi_b = 9,22 \stackrel{?}{\geq} 0,06 \bar{\sigma}'_{28} = 16,2 \text{ kg/cm}^2$ ceci n'est pas vérifié donc les armatures d'angles sont inutiles.

Vérification des contraintes :

$$w = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 6,78}{20 \times 65} = 0,5215 \Rightarrow \left. \begin{array}{l} E = 0,8915 \\ k = 31,1 \end{array} \right\}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{31,1} = 135,05 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ vérifié}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{4,067 \cdot 10^5}{6,78 \cdot 0,8915 \cdot 65} = 1035,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \text{ OK!}$$

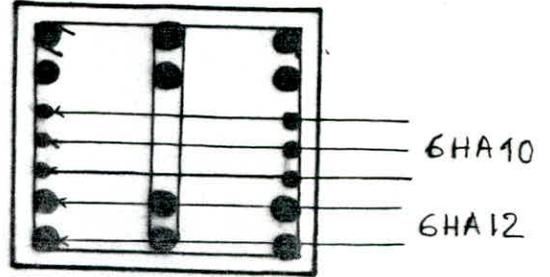
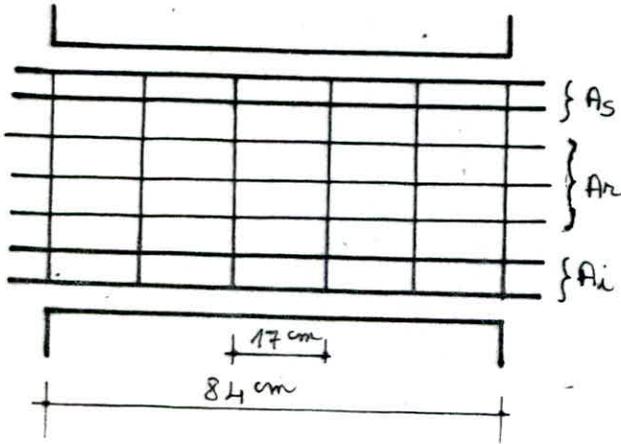
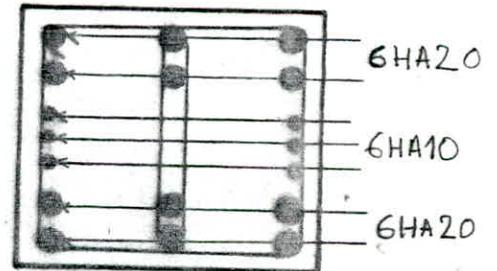
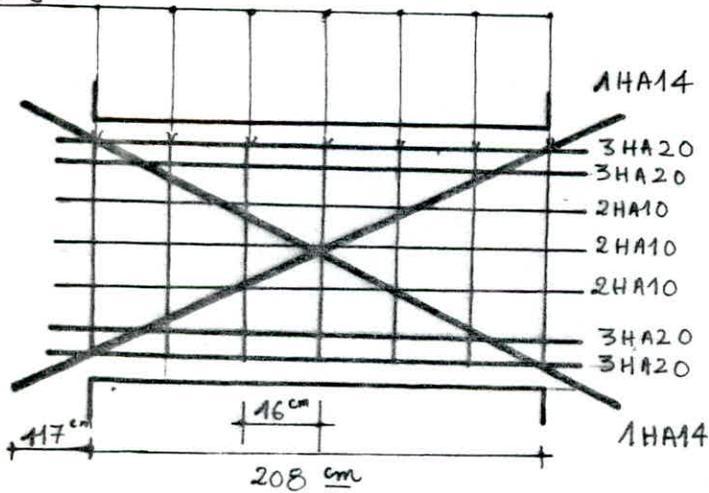
Vérification à la fissuration :

$$w_f = \frac{A}{2 b d} = \frac{6,78}{2 \times 20 \times 3} = 0,0565$$

$$\sigma_1 = k \frac{\pi}{\phi} \frac{w_f}{1 + 10 w_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0565}{1 + 0,565} = 8664,54 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \pi}{\phi} \bar{\sigma}_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 8,87} = 3501,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right. = \bar{\sigma}_a \text{ vérifié.}$$

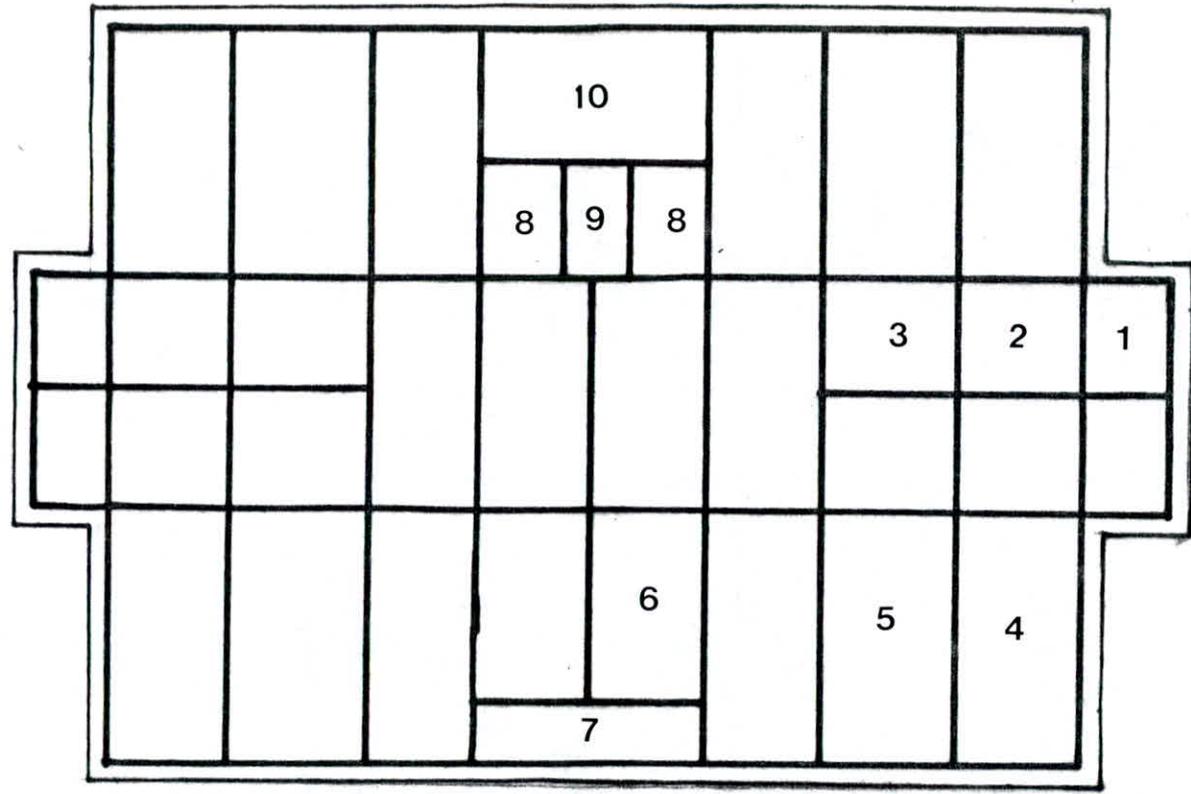
Linbeau sous voile Vt_3 :Linbeau sous voile Vt_2 :14 barres $e = 16$ cm

Les autres résultats sont donnés sous forme de tableaux au même titre que le ferrailage.

Voiles	L_{-2a} (m)	h_e (m)	b (m)	h (m)	q (t/m ²)	M_t (tm)	M_a (tm)	$T_{(t)}^{max}$	T (t)	M (tm)	$\bar{\epsilon}_b$ (‰)
V_{t3}	0.84	0.68	0.20	0.65	2.902	0.085	0.171	6.626	10.495	4.067	9.22
V_{t4}	0.84	0.83	0.20	0.80	1.630	0.048	0.096	5.067	7.778	3.075	5.35
V_{t5}	0.84	0.83	0.20	0.80	1.630	0.048	0.096	6.409	9.657	3.864	6.89
V_{L2}	2.08	0.68	0.20	0.65	1.172	0.211	0.423	29.104	41.960	42.794	36.89
	2.08	0.68	0.20	0.65	1.172	0.211	0.423	29.101	41.960	42.794	36.89
V_{L4}	1.40	0.68	0.20	0.65	0.880	0.072	0.144	71.079	100.127	69.801	88.02
	1.59	0.68	0.20	0.65	0.775	0.082	0.163	49.615	70.077	55.385	61.61
V_{L5}	1.40	1.58	0.20	1.55	1.201	0.098	0.196	13.732	20.066	13.654	7.39
	1.40	1.58	0.20	1.55	1.204	0.098	0.196	13.732	20.066	13.654	7.39

Tableau Récapitulatif du Ferrailage

Sous Voile Armatures	L_{Vt3}	L_{Vt4}	L_{Vt5}	L_{Vt2}	L_{Vt4}	L_{Vt5}
	As	6T12	6T12	6T12	6T20	9T20
Ai	6T12	6T12	6T12	6T20	9T20	7T20
An	6T10	6T10	6T10	6T10	6T10	4T10
At	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$	$(1 \text{ cad} + 1 \text{ ctr}) \cdot \frac{1}{8}$
Ax (angles)	inutiles	inutiles	inutiles	$2 \times (2HA14)$	$2 \times (2HA14)$	$2 \times (2HA14)$
L_{o_j} (Lm)				$\frac{L_o}{L} = \frac{4.67}{4.20}$	$\frac{L_o}{L} = \frac{4.18}{4.20}$	$\frac{L_o}{L} = \frac{4.30}{4.20}$



FONDATION

INTRODUCTION

Le sol sur lequel repose notre bâtiment a une contrainte admissible de 15 t/m^2 .

La descente de charge de l'ensemble de la structure au niveau des fondations a donné les résultats suivants.

$$G = 5425,987 \text{ t}$$

$$P = 792,59 \text{ t}$$

Un calcul préliminaire a montré que l'adoption des semelles filantes comme fondations pour notre bâtiment a conduit à l'occupation de tout l'espace constitué par la zone inter-axes des voiles ou au mieux des cas à un espace trop faible.

En l'importance de la charge totale transmise au sol par les différents éléments porteurs du bâtiment, le nombre élevé des voiles dans les deux sens, le rapprochement de la plupart des voiles trop chargés, la portance assez faible du sol ($\sigma = 1,5 \text{ bars}$) et afin d'éviter le problème des tassements différentiels qui peuvent causer des désordres à la structure on adopte un radier général comme type de fondation.

Il sera constitué d'une dalle d'épaisseur constante assimilable du point de vue calcul à un plancher renversé soumis aux forces de réactions du sol agissant de bas vers le haut d'une manière uniforme. Le radier sera considéré comme infiniment rigide.

PREDIMENSIONNEMENT DU RADIER :

- Poids de la structure au niveau de la fondation sans SP1 :

$$N = G + 1,2 P = 5425,987 + 1,2 \cdot 792,59 = 6377,1 \text{ t.}$$

- Surface nécessaire du radier sans débord.

$$S_{\text{neo}} \geq \frac{N}{\sigma_s} = \frac{6377,1}{15} = 425,14 \text{ m}^2.$$

- Surface de la construction est $S_0 = 526,04 \text{ m}^2$. On prend un débord de 50 cm.

$$\text{d'où } S_{\text{deb}} = 50,5 \text{ m}^2$$

- La surface du radier est $S = S_0 + S_{\text{deb}} = 576,54 \text{ m}^2$.

PREDIMENSIONNEMENT DE L'ÉPAISSEUR DU RADIER :

- Condition forfaitaire $h_r \geq \frac{l_{\text{max}}}{10} = \frac{365}{10} = 36,5 \text{ cm.}$

- La contrainte de cisaillement pour une bande de 1m est

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq 1,15 \bar{\sigma}_b$$

$$T_{max} = \frac{qL}{2} \quad \text{et} \quad q = \frac{N}{S} = \frac{6377,1}{576,54} = 11,06 \text{ t/m}^2$$

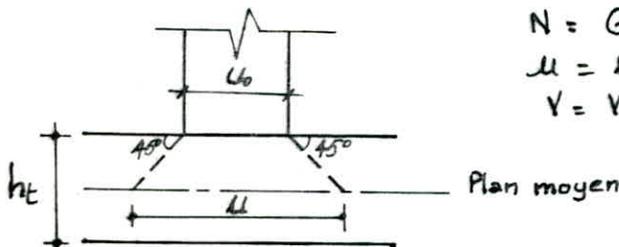
$$z = \frac{7}{8}h ; \quad b = 100 \text{ cm} ; \quad T_{max} = 20,19 \text{ t}$$

$$h \geq \frac{8 T_{max}}{7 b \bar{\sigma}_b} = \frac{8 \times 20,19 \cdot 10^3}{7 \times 100 \times 5,9 \times 1,15} = 34 \text{ cm}$$

Donc on prendra $h = 40 \text{ cm}$ et $h_t = h + d = 45 \text{ cm}$.

VERIFICATION AU POINÇONNEMENT :

Conformément aux règles (CCBA 68 art 39.54), on fera une vérification au poinçonnement, on vérifiera le poinçonnement sous le vide le plus chargé (V_{t2})



$$N = G + 1,2P = 306,92 + 1,2 \times 48,63 = 365,28 \text{ t}$$

$$u = u_0 + h_t = 19,50 + 0,45 = 19,95 \text{ m}$$

$$v = v_0 + h_t = 0,20 + 0,45 = 0,65 \text{ m}$$

La condition de non poinçonnement sous murs est donnée par :

$$1,5 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{avec}$$

P_c : périmètre du contour cisaille

h_t : hauteur totale du radier

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte de référence de traction.

$$P_c = 2(u+v) = 2(19,95 + 0,65) = 41,2 \text{ m}$$

$$1,5 \cdot \frac{365,28 \cdot 10^3}{41,20 \times 45} = 2,96 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ bars}$$

La condition est donc vérifiée.

VERIFICATION DE LA STABILITE DU RADIER

① Vérification sous SP1 :

$$N = (G + G_{radier}) + 1,2P = (54205,987 + 645,12) + 1,2 \cdot 992,57 = 7022,215 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{7022,215}{576,4} = 12,19 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s = 15 \text{ t/m}^2$$

② Vérification sous SP2 :

Sous les sollicitations introduisant un moment de renversement, nous devons vérifier que les extrémités du radier ne sont pas sujettes à la traction (boulement), le cas est très probable sous les sollicitations ($0,86 \pm E$)

donnée par le règlement parasismique (RPA81). D'autre part nous devons vérifier les forts compressions, sous la sollicitation $G + P + E$.

- sollicitation ($0,8G \pm E$):

$$N = 0,8G = 0,8(5425,987 + 645,12) = 4856,89 \text{ t.}$$

$$M = M_0 + T.h = 10822,2 + 595,121 \times 2,45 = 12280,25 \text{ t.m.}$$

Suivant le sens longitudinal:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_y}{I_y} \cdot v_x \quad I_y = 38649,80 \text{ m}^4 \quad \text{et } v_x = 15,5 \text{ cm.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{4856,89 \times 10^3}{576,54 \cdot 10^4} \pm \frac{12280,25 \times 10^5 \times 15,5}{38649,80 \times 10^8}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,844 \pm 0,493 \quad \begin{cases} \sigma_1 = 1,337 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,351 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

$$\sigma_1 = 1,337 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 1,337 + 0,351}{4} = 1,091 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,915 \text{ kg/cm}^2.$$

Suivant le sens transversal:

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_z}{I_z} \cdot v_y \quad I_z = 19228,10 \text{ m}^4 \quad v_y = 10,25 \text{ m.}$$

$$\sigma_{1,2} = 0,844 \pm 0,654 \quad \begin{cases} \sigma_1 = 1,498 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,190 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_1 = 1,498 \text{ kg/cm}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 1,498 + 0,190}{4} = 1,191 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s \quad (\text{vérifié})$$

DETERMINATION DE LA SOLLICITATION LA PLUS DÉFAVORABLE:

① sollicitation du 1^{er} genre (SP1):

$$N_1 = (G + 1,2P) = 5425,987 + 12 \cdot 702,59 = 6377,1 \text{ t.}$$

Sous cet effort la sous face du radier subira une contrainte

$$\sigma_{s1} = \frac{N_1}{S} = \frac{6377,1}{576,54} = 11,06 \text{ t/m}^2.$$

② sollicitation du 2^e genre (SP2):

Dans ce cas on peut déterminer un effort normal centré N_2 dont l'effet sera de produire la même contrainte moyenne que dans le cas le plus défavorable du second genre, soit $(G + P + E)$

pour lequel $\sigma_m = 15,17 - \frac{645,12}{576,45} = 14,05 \text{ t/m}^2$.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\bar{\sigma}_a (SP_2)}{\bar{\sigma}_a (SP_1)} &= \frac{4200}{2800} = 1,5 \\ \frac{q (SP_2)}{q (SP_1)} &= \frac{14,05}{11,06} = 1,27 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{q (SP_2)}{q (SP_1)} = 1,27 < \frac{\bar{\sigma}_a (SP_2)}{\bar{\sigma}_a (SP_1)} = 1,5$$

D'où le radier sera calculé, sous l'effet de sollicitations du 1^{er} genre
 $q = 11,06 \text{ t/m}^2$.

CALCUL DES MOMENTS :

Les panneaux de dalles sollicités par une charge uniformément répartie, on calculera les moments par la méthode de PIGEAUD.

- Moment dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = P(M_1 + \gamma M_2)$
 - Moment dans le sens de la grande portée : $M_{oy} = P(M_2 + \gamma M_1)$
- M_1, M_2 : moments unitaires pour une charge unitaire uniformément répartie donnée par l'abaque de PIGEAUD en fonction de $\beta = \frac{l_x}{l_y}$ et $\frac{1}{\beta}$ respectivement.

P : charge appliquée sur la dalle $P = q l_x l_y$.

γ : coefficient de fisson pour le béton $\gamma = 0,15$.

Repartition des moments :

- Sur appui : $M_{ax} = 0,50 M_{ox}$; $M_{ay} = 0,50 M_{oy}$.
- En travée : $M_{tx} = 0,85 M_{ox}$; $M_{ty} = 0,85 M_{oy}$.

Exemple de calcul :

$$l_x = 2,80 \text{ m} ; l_y = 6,40 \text{ m} \rightarrow \text{à partir de l'abaque } \begin{cases} M_1 = 0,0440 \\ M_2 = 0,0062 \end{cases}$$

$$P = q l_x l_y = 11,06 \times 2,80 \times 6,40 = 198,2 \text{ t}$$

$$M_{ox} = P(M_1 + \gamma M_2) = 198,2 (0,044 + 0,15 \cdot 0,0062) = 8,91 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{oy} = P(M_2 + \gamma M_1) = 198,2 (0,0062 + 0,15 \cdot 0,044) = 2,54 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$M_{ax} = 0,50 M_{ox} = 0,5 \cdot 8,91 = 4,455 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

$$M_{tx} = 0,85 M_{ox} = 0,85 \times 8,91 = 7,57 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

$$M_{ay} = 0,5 M_{oy} = 1,27 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{oy} = 2,16 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$$

Ferrailage :

enrobage $e = 5 \text{ cm}$.

choix du diamètre des barres longitudinales : $\phi_{Lx} = 12 \text{ mm}$; $\phi_{Ly} = 10 \text{ mm}$

$$h_x = h_t - e - \frac{\phi_{Lx}}{2} = 45 - 5 - \frac{1.2}{2} = 39.4 \text{ cm}$$

$$h_y = h_t - e - \phi_{Lx} - \frac{\phi_{Ly}}{2} = 45 - 5 - 1.2 - \frac{1.0}{2} = 38.3 \text{ cm}$$

Suivant x : $M_{tx} = 7.57 \text{ tm/ml}$ (en travée)

$$\mu = \frac{15 \times 7.57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 39.4^2} = 0.0261 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9301 \\ K = 56.5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{56.5} = 49.56 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$$

$$A_{tx} = \frac{7.57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9301 \cdot 39.4} = 7.38 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{on prend } 7T12/\text{ml} \\ A = 7.92 \text{ cm}^2$$

sur appui : $M_a = 4.455 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 4.455 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 39.4^2} = 0.0154 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.9451 \\ K = 76.0 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{4.455 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9451 \cdot 39.4} = 4.27 \text{ cm}^2 \quad \text{on adopte } 5T12/\text{ml} \\ A = 4.52 \text{ cm}^2$$

Suivant y : En travée : $M_{ty} = 2.16 \text{ tm}$.

$$\mu = \frac{15 \cdot 2.16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 38.3^2} = 0.0079 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0.9600 \\ K = 110 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{110} = 25.45 < \bar{\sigma}'_b \quad A' = 0$$

$$A_{ty} = \frac{2.16 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9600 \cdot 38.3} = 2.1 \text{ cm}^2 \quad \text{on adoptera } 5T10/\text{ml} \\ A = 3.92 \text{ cm}^2$$

sur appui : $M_a = 1.27 \text{ tm}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1.27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 38.3^2} = 0.0046 \quad \begin{cases} \epsilon = 0.9690 \\ K = 146 \end{cases}$$

$$A_a = \frac{1.27 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0.9690 \cdot 38.3} = 1.22 \text{ cm}^2 \quad \text{on adoptera } 5T10/\text{ml} \\ A = 3.92 \text{ cm}^2$$

Vérifications :

Les conditions de non fissuration, des contraintes (acier, béton), de non fragilité et de cisaillement sont satisfaites.

Caractéristiques Panneaux	l_x (m)	l_y (m)	P (t)	$f = \frac{l_x}{l_y}$	M_1 (tm/m)	$\frac{1}{f} = \frac{l_y}{l_x}$	M_2 (tm/m)	M_{0x} (tm/m)	M_{0y} (tm/m)	M_{ax} (tm/m)	M_{bx} (tm/m)	M_{by} (tm/m)	M_{ay} (tm/m)
Type 1	1.875	2.85	59.10	0.658	0.0479	1.520	0.0185	2.07	1.160	1.485	2.524	0.986	0.58
Type 2	2.80	2.85	88.26	0.982	0.0377	1.0183	0.0362	3.810	3.690	1.905	3.240	3.140	1.840
Type 3	2.85	3.40	107.17	0.838	0.04317	1.1933	0.0288	5.090	3.780	2.540	4.32	3.00	0.93
Type 4	2.80	6.40	198.2	0.4375	0.0440	2.2857	0.0062	8.91	2.54	4.455	7.57	2.16	1.27
Type 5	3.40	6.40	240.17	0.591	0.04781	1.8832	0.0113	11.91	4.45	5.95	10.12	3.78	2.22
Type 6	2.80	4.72	146.17	0.593	0.04843	1.6843	0.0143	7.37	3.15	3.69	6.28	1.73	2.68
Type 7	1.475	5.85	98.74	0.249	0.03014	4.020	0.0030	3.02	0.74	1.51	2.57	0.63	0.37
Type 8	1.95	2.60	56.01	0.75	0.0460	1.3333	0.024	2.78	1.73	1.39	2.36	1.47	0.87
Type 9	3.60	2.60	46.01	0.615	0.0484	1.626	0.0159	2.34	1.06	1.17	1.99	0.90	0.53
Type 10	3.60	5.85	232.92	0.615	0.0484	1.626	0.0159	11.83	5.39	5.92	10.10	4.58	2.69

Caractéristiques Panneaux	Type 1			Type 2			Type 3			Type 4			Type 5			Type 6			Type 7			Type 8			Type 9			Type 10				
	A_{bx} (cm^2/ml) calculée	A_{bx} (cm^2/m) adoptée	t (cm)	A_a (cm^2/ml) calculée	A_a (cm^2/ml) adoptée	t (cm)	A_{by} (cm^2/ml) calculée	A_{by} (cm^2/ml) adoptée	t (cm)	A_a (cm^2/ml) calculée	A_a (cm^2/ml) adoptée	t (cm)	A_{bx} (cm^2/ml) calculée	A_{bx} (cm^2/m) adoptée	t (cm)	A_a (cm^2/ml) calculée	A_a (cm^2/ml) adoptée	t (cm)	A_{bx} (cm^2/ml) calculée	A_{bx} (cm^2/m) adoptée	t (cm)	A_a (cm^2/ml) calculée	A_a (cm^2/ml) adoptée	t (cm)	A_{bx} (cm^2/ml) calculée	A_{bx} (cm^2/m) adoptée	t (cm)	A_a (cm^2/ml) calculée	A_a (cm^2/ml) adoptée	t (cm)		
Type 1	2.20	5HA10	20	1.38	5HA10	20	0.92	5HA10	20	0.53	5HA10	20																				
Type 2	3.04	5HA10	20	1.76	5HA10	20	2.94	5HA10	20	1.70	5HA10	20																				
Type 3	4.10	5HA12	20	2.36	5HA10	20	3.00	5HA10	20	0.93	5HA10	20																				
Type 4	7.57	5HA14	20	4.20	5HA12	20	2.00	5HA10	20	0.61	5HA10	20																				
Type 5	9.81	7HA14	14	5.67	6HA12	17	3.55	5HA10	20	2.06	5HA10	20																				
Type 6	6.06	6HA12	17	3.57	5HA10	20	2.50	5HA10	20	1.46	5HA10	20																				
Type 7	2.90	5HA10	20	1.39	5HA10	20	0.56	5HA10	20	0.34	5HA10	20																				
Type 8	2.19	5HA10	20	1.37	5HA10	20	1.45	5HA10	20	0.86	5HA10	20																				
Type 9	1.85	5HA10	20	1.16	5HA10	20	0.89	5HA10	20	0.53	5HA10	20																				
Type 10	9.79	7HA14	14	5.64	5HA12	20	4.33	5HA12	20	2.51	5HA10	20																				

SYSTEME DE COFFRAGE

1. Choix du coffrage :

Un tel programme de 200 logements ne permet pas d'armer le coffrage sur le site.

En effet le nombre de réutilisations de "l'outil" est de 400 fois en moyenne.

Il existe deux types de Coffrages :

Coffrage tunnel : la hauteur des voiles et la portée doivent être constantes pour un nombre de logements par équipement équivalent au nombre de réutilisations.

De plus, il ne peut y avoir plus d'un voile transversal par niveau puisque ce type de Coffrage permet de coffrer au plus un voile latéral, une dalle et un voile de fond.

Donc ce type de Coffrage comporte trop de contraintes et n'est valable que si le programme à réaliser permet de l'armer sur le site.

Tables et branches : procédé plus souple puisqu'il peut s'adapter quelconques les variations de hauteur de voiles ou de portées de dalles.

En effet les branches peuvent recevoir des rehausures et les tables sont extensibles. Les branches sont mises en place quelle que soit la position des voiles.

Il suffirait d'utiliser des prédalles dans les parties se trouvant entre deux voiles et ne pouvant être coffrées par des tables.

Rem : le ministère recommande d'utiliser le coffrage table et branche dans un but d'uniformisation.

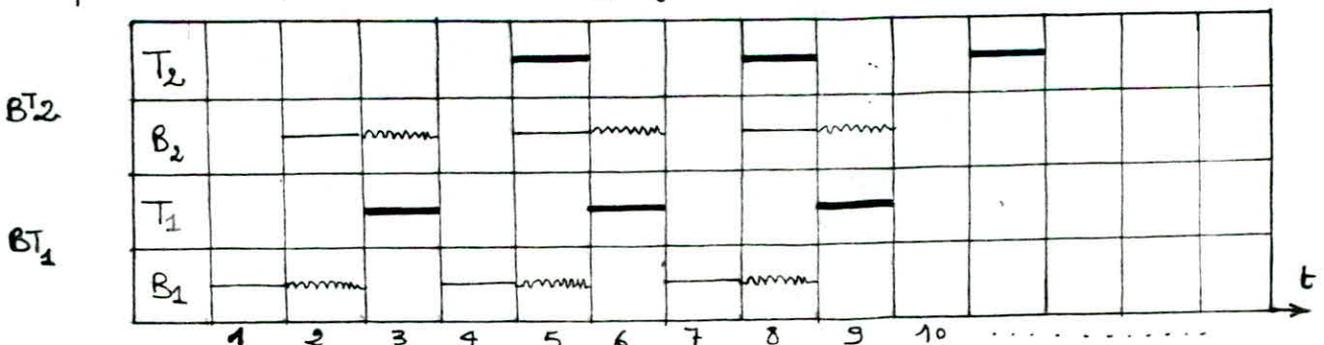
2. Rythme de Réalisation :

Nous savons que le décoffrage d'une branche se fait tous les jours, celle d'une table tous les 3 jours. Pour cela le délai risquant d'être important, nous optons pour un jeu de branches et 2 jeux de tables ce qui nous donne le nombre de réutilisations :

$$\text{branches : } R_b = \frac{200}{1} = 200 \text{ fois}$$

$$\text{Tables : } R_T = \frac{200}{2} = 100 \text{ fois}$$

Leur utilisation sur d'autres chantiers ne pose aucun problème de dimensions ; ce qui nous donne la rotation de Coffrage suivante :



Pour pouvoir garder le rythme qui correspond à 2 logements en structures / 3 jours, nous devons faire un choix de grue qui ne permette pas une immobilisation du coffrage. Pour cela nous optons pour 2 grues à montage et démontage rapide de caractéristiques données (hauteur sous-crochet, longueur de la flèche, charge en bout de flèche...)

Comme l'opération de montage et démontage risque de durer une journée nous prenons comme grue tampon, une grue mobile qui servira également aux travaux de l'infrastructure, à la pose des façades et à la manutention sur chantier. Elle aura à réaliser qu'une partie des voiles d'un logement du R.D.C.

La durée de réalisation de l'ossature sera donc de :

$$T_{BA} = \frac{200}{2} \times t + 1 \quad \text{comme } t = 3j \Rightarrow T_{BA} = 100 \times 3 + 1 = 301 \text{ jours.}$$

$$T_{BA} = 301 \text{ jours}$$

1 j : décollage entre le 1^{er} et le 2^e équipement.

Le rythme de réalisation tous corps d'état doit être donné par le Coffrage ce qui nous donne 2 logements en 3 jours.

3. Détermination des ressources :

A partir du devis quantitatif tous corps d'état, considérons les quantités rapportées à un logement moyen (façade, infrastructure, superstructure, C.E.S, VRD). Le rythme d'avancement des C.E.S et superstructure doit être celui du Coffrage. Pour les façades, infrastructure et VRD le rythme sera plus élevé, tenant compte des intempéries.

Les rythmes nous donnent les quantités de matériaux à approvisionner, la capacité du matériel à acquérir et le personnel à recruter.

Exception faite pour le central à béton dont la capacité horaire sera déterminée sur une durée assez faible vu le coulage du béton en fin d'après-midi.

4. Unités de Préfabrication :

Vu l'importance du personnel que pourrait avoir ce chantier il est souhaitable d'utiliser des procédés ou matériaux pouvant diminuer le nombre d'ouvriers. Pour cela les opérations autres que la structure doivent être préfabriquées au maximum :

- unité de préfabrication : façades, voiles d'escaliers, prédalles pour le V.S, arrières, gaines de ventilation et de fumées.
- Unité divisions de plâtre.
- Unité Treillis soudés (pour voiles et dalles).
- Unité ferronnerie (G.C, Panneaux de trapps d'accès VS et Terrasses, Conditionnement du Coffrage, fabrication de Coffrage métallique léger...)
- Unité de plomberie.
- Unité d'électricité.
- Unité de carreaux granito (cette unité peut être indépendante du Chantier.)

5. Matériel spécifique :

Pour éviter d'avoir un personnel de manutention important et pour ne pas permettre au matériel des ariétés importants (chargement et déchargement) il y a lieu de prévoir un chariot élévateur et des matériaux sur palettes en bois (briques, chaux, ...) et des montes matériaux pour ne pas utiliser des grues pour des faibles quantités (briques, granito, mortier, ...).

6. Organisation des Travaux :

Prévoir chaque jeu de coffrage avec ses équipes T.C.E et son matériel de manutention ce qui nous donne 2 chantiers bien distincts avec 2 chefs de chantiers et un responsable pour la coordination (conducteur de travaux ou Ingénieur.)

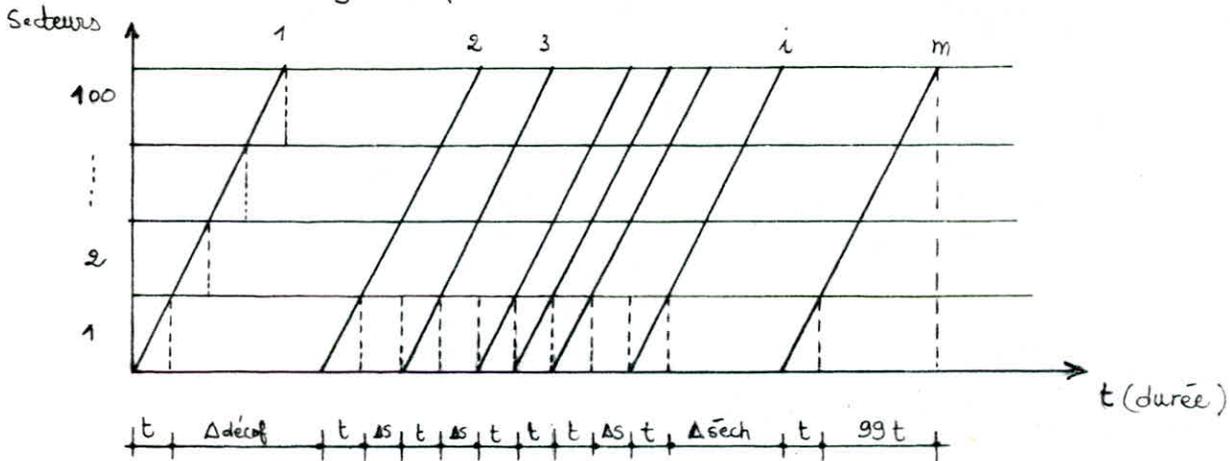
Seules les unités de production (C.A.B : centrale à béton) et les unités de préfabrication sont indépendantes et fournissent les 2 chantiers en même temps.

7. Délai de Réalisation :

la méthode en bande est la plus recommandée.

Afin de ne pas avoir des problèmes en cours de réalisation, il y a lieu de prévoir des attentes de sécurité.

le débi sera défini par la valeur suivante :



$$T_e = 100t + \sum_{i=1}^{m-1} \Delta_{\text{décal}} + \sum_{i=1}^{m-1} \Delta_{\text{sèche}} + \sum_{i=1}^{m-1} \Delta_s + (n-1)t$$

avec :

$\Delta_{\text{décal}}$: temps de décalage

$\Delta_{\text{sèche}}$: temps de séchage.

Δ_s : attentes de Sécurité.

n : nombre de Secteurs.

8. Livraisons Partielles :

Comme les travaux sont continus des livraisons partielles même par bâtiment sont possibles il suffira seulement de réaliser au préalable les tâches prioritaires et indispensables ; poste de transformation électrique, canalisations d'eau potable, d'eaux usées, aménagements extérieurs (trottoirs, chaussées, luminaires)

Les bâtiments sont entamés dans un ordre qui puisse isoler l'ouvrage achevé du chantier par une clôture et une voie d'accès indépendante.

9. Installation de chantier :

Afin de pouvoir s'installer et se replier le plus rapidement possible sans dépenses importantes il ya lieu d'utiliser :

- Les baraques préfabriquées (ou cabines sahariennes)
- Des ateliers en charpente métallique.
- Des éléments récupérables (clôtures, chemin de roulement de grue).

BIBLIOGRAPHIE.

RPA 81

Règles C.C.B.A 68.

Tables pour le Calcul des dalles et parois "R. BARES."

Traité de B.A. tome 4 "GUERRIN".

Calcul pratique des tours en B.A. "M. DIVER".

Contreventement des bâtiments "ALBIGES et GOULET"

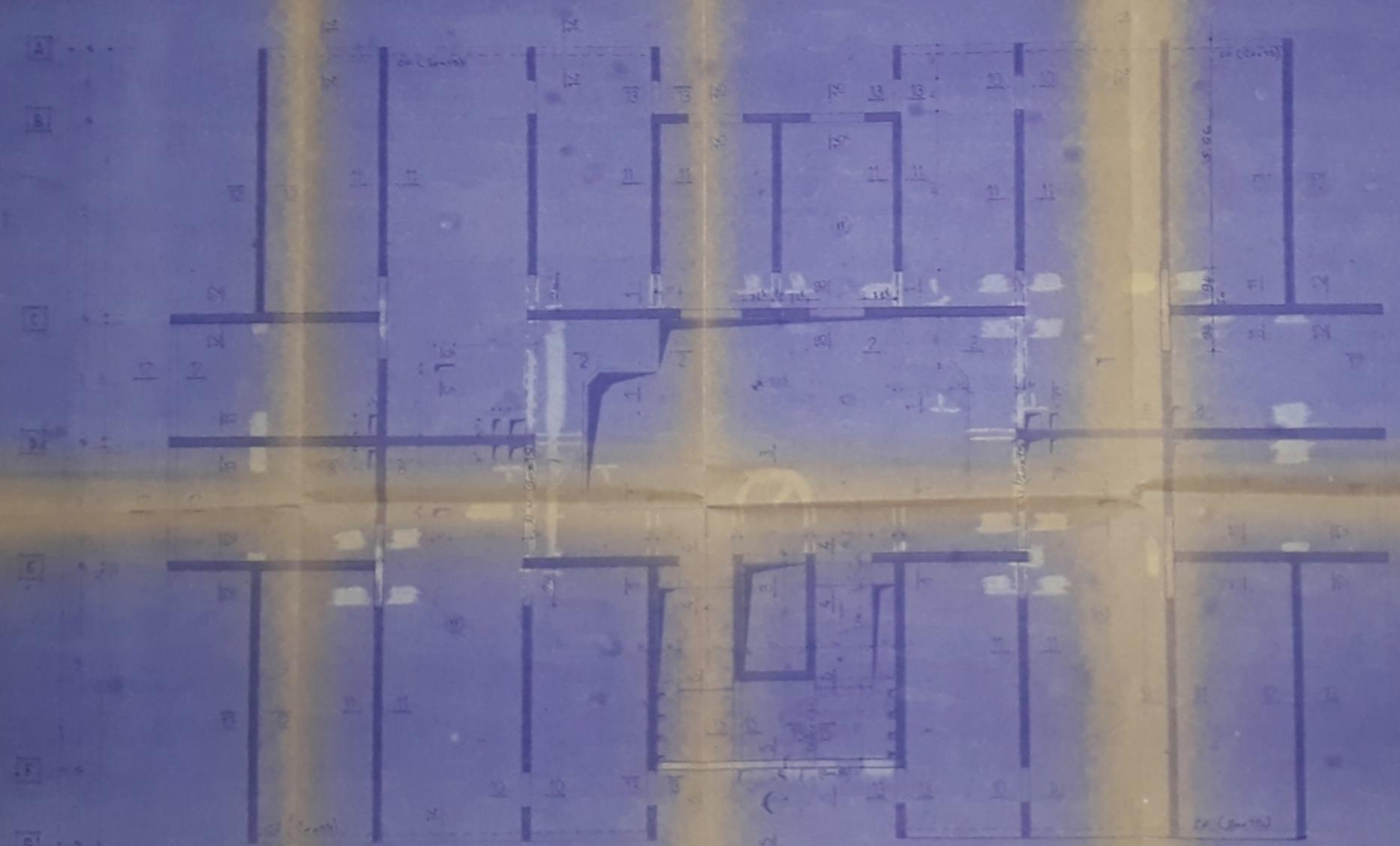
Traité de B.A. tome 2 "BELLAZOUGUI"

Calcul et Vérification des ouvrages en B.A. "P. CHARON".

Exercices de B.A. "P. CHARON".

Dynamiques des Structures. "J. PENZIEN".

Conception et calcul des structures soumises aux
seismes "M. DAOUDI - M. RILLI - A. SALHI."



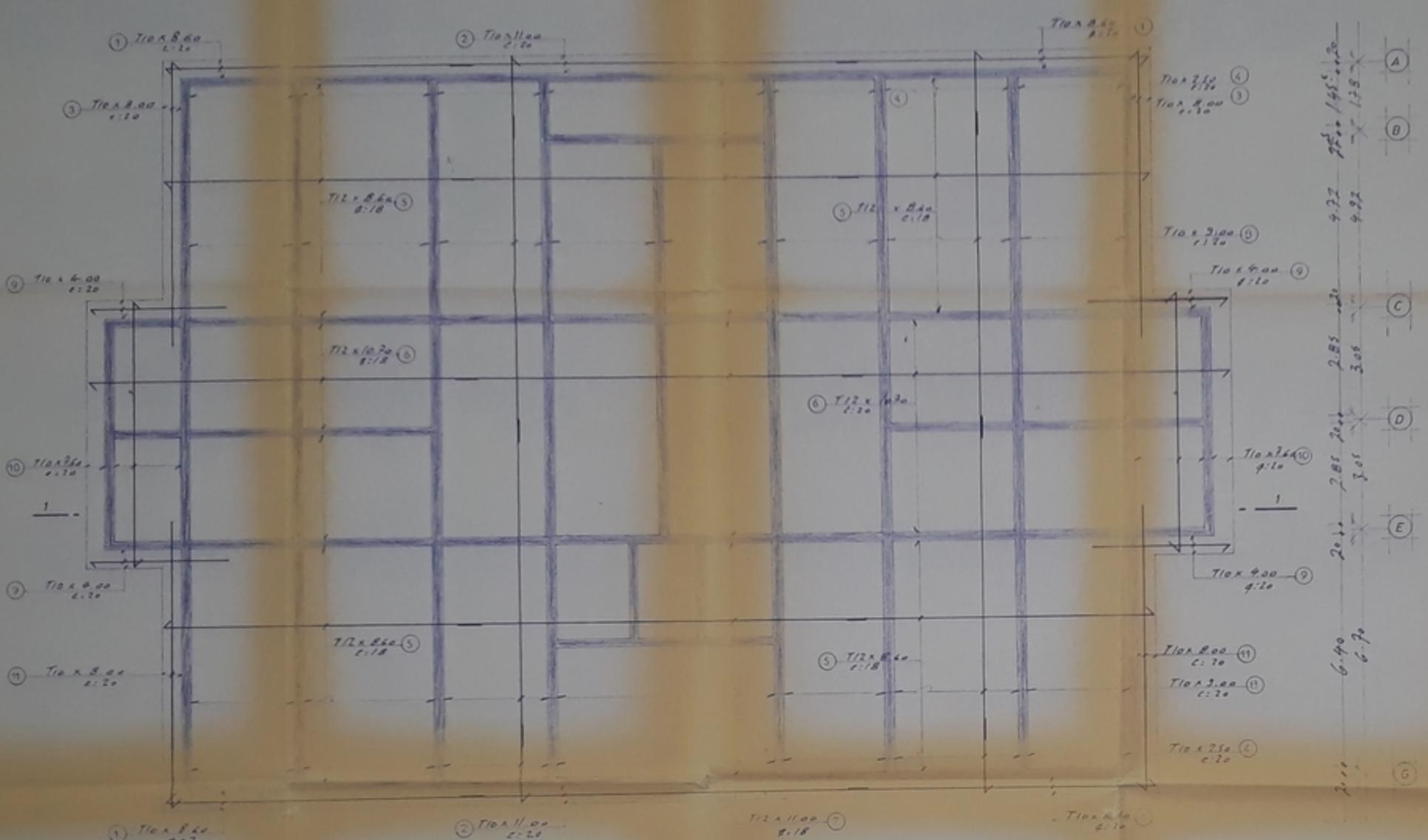
NOTA:
 NOT TO SCALE
 SEE PLAN FOR DETAILS

FB-5386
 1

200 LOGGERS - 4000
 - CHARGE BARRIED STEEL GUARD
 NY - 20 - 20 - 20 - 20 - 20 - 20
 + 20 - 20 - 20 - 20 - 20 - 20

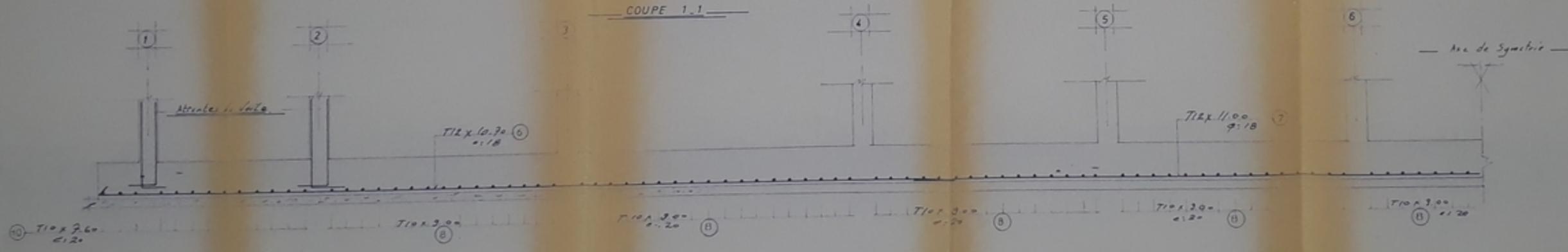
FIN 12/10/11

① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦ ⑧ ⑨ ⑩ ⑪
 2.70 3.05 3.65 3.05 3.05 3.05 3.65 3.05 2.20
 22' 1.87' 22' 2.80 3.90 24' 2.80 2.25 2.80 24' 2.80 24' 3.40 24' 2.80 24' 1.87' 22'



④
 ③
 ⑤
 ⑥
 ⑦
 ⑧
 ⑨
 ⑩
 ⑪
 ⑫
 ⑬
 ⑭
 ⑮
 ⑯
 ⑰
 ⑱
 ⑲
 ⑳
 ㉑
 ㉒
 ㉓
 ㉔
 ㉕
 ㉖
 ㉗
 ㉘
 ㉙
 ㉚
 ㉛
 ㉜
 ㉝
 ㉞
 ㉟
 ㊱
 ㊲
 ㊳
 ㊴
 ㊵
 ㊶
 ㊷
 ㊸
 ㊹
 ㊺
 ㊻
 ㊼
 ㊽
 ㊾
 ㊿

COUPE 1-1



PB053 86
 - 2 -

مكتب الدراسات والأبحاث الهندسية العامة
 BUREAU D'ENGINEERING DE RECHERCHES ET ETUDES GENERALES
 27 rue Mokrache Med. 9 Dey ALGER. Tel. 7791 28 48 58
 Téléc. 55530 BENEK 026

PROJET
 200 LOGEMENTS HYDRA
 FERRAILLAGE FONDATION
 NAPPE INFÉRIEURE
 FIN D'ETUDE

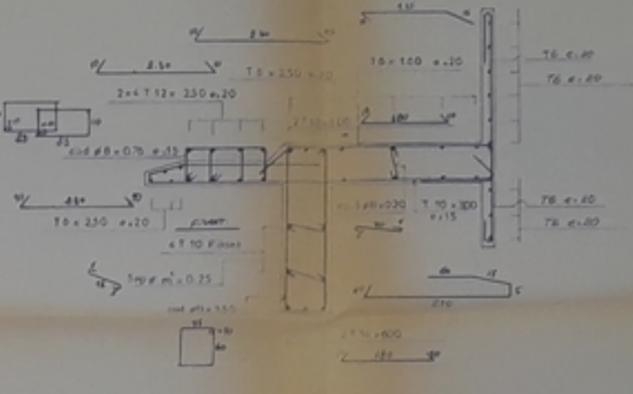
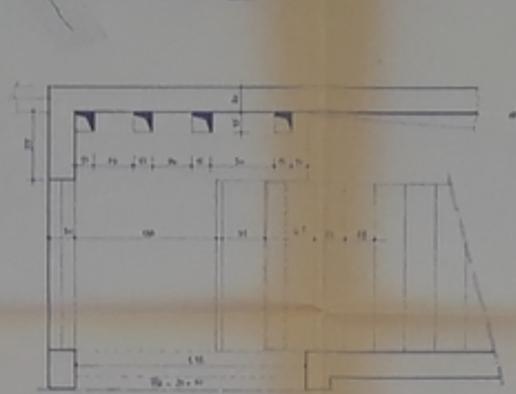
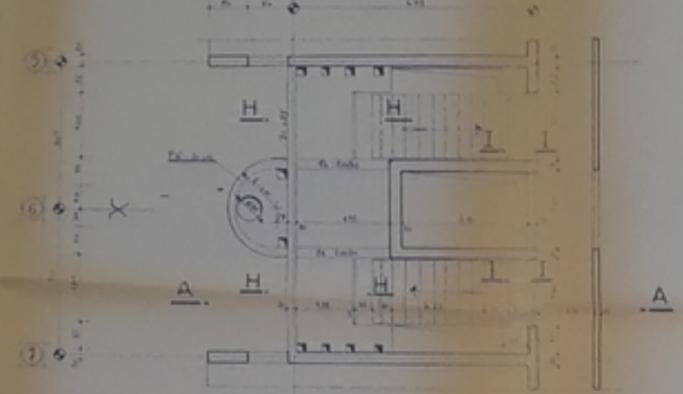
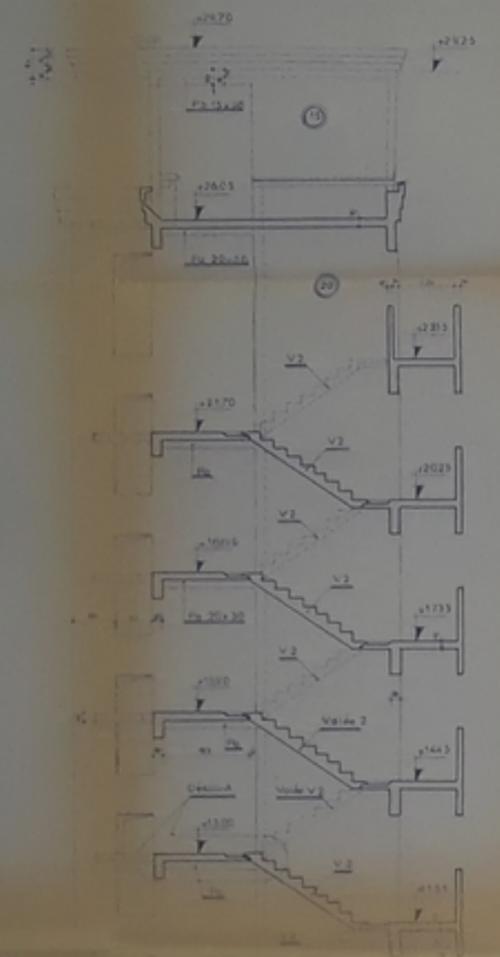
Date de l'ouvrage: 06/1986
 Echelle: 1/200
 Modifications:

Coupe - A - A -

Coupe - B - B -

Dimensionnement des Réservations

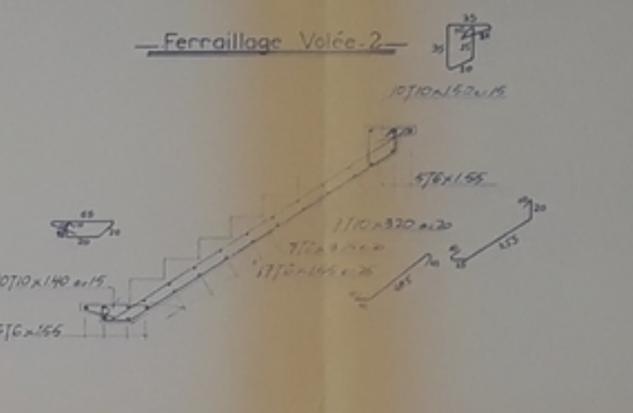
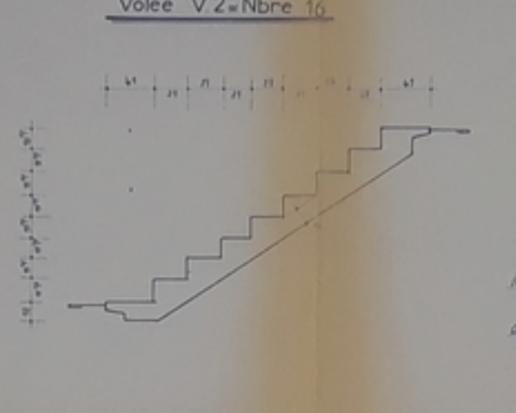
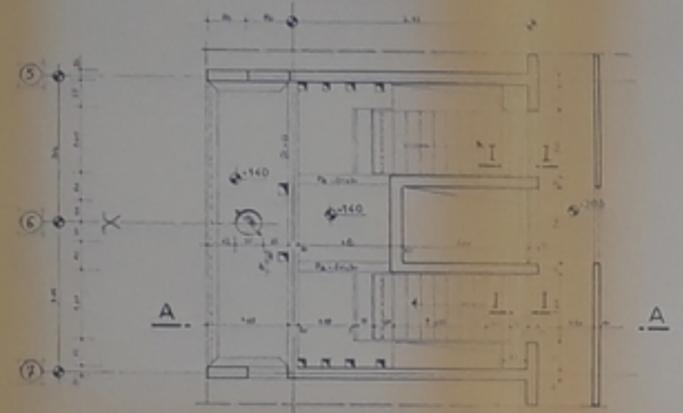
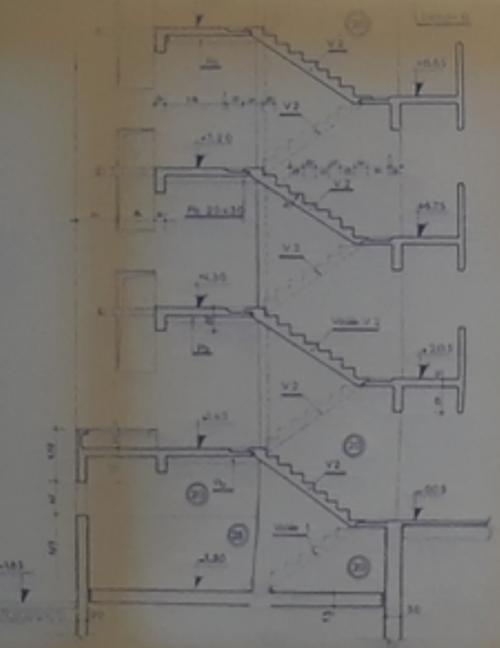
Ferraillage Detail B



Coupe - C - C -

Voiee V.2 = Nbre 16

Ferraillage Voiee 2



Coupe - D - D -

Coupe - G - G - Voiee V.1 Nbre. 1

Ferraillage Voiee 1

