
SOMMAIRE :

Chapitre I : Présentation de l'ouvragePage 1-2-3

Chapitre II : MatériauxPage 4

Chapitre III : Pré dimensionnement et descente de charges Page 11

Chapitre IV : Calcul des éléments

1. AcrotèrePage 30

2. Escaliers..... Page 34

3. Poutre palière Page 44

4. PlanchersPage 48

5. Dalle plienne Page 63

6. Salle machine Page 68

7. Balcons.....page 77

Chapitre : Etude au séisme Page 90

Chapitre : Ferrailage de la structure

1. Poutres Page 121

2. Poteaux Page 134

3. Voiles Page 158

Chapitre : Etude de l'infrastructure Page 177

Chapitre : Etude du voile périphériques Page 180

Le génie civil est un domaine qui s'intéresse à la construction de divers ouvrages tels que :

- les bâtiments à multiple usage,
- les gros œuvres de fondations des bâtiments de toutes natures,
- les ponts, viaducs et tunnels, désignées habituellement comme ouvrages d'art,
- les barrages, quais, les bassins et autres constructions hydrauliques
- l'ossature porteuse des constructions industrielles, usines, réservoirs, grandes canalisations, etc.
- éventuellement les terrassements et les chaussées.

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à l'étude d'un bâtiment en (R+9+Sous-Sol).

Pour le calcul de l'ouvrage nous avons utilisé un logiciel de calcul (ETABS) adapté essentiellement aux calculs des ossatures.

L'utilisation d'un tel logiciel permet une rapidité de l'exécution et une fiabilité des résultats, pour cela une interprétation juste et correcte des résultats est plus qu'indispensable.

I-1)- Introduction :

Le cycle de formation du master professionnel en génie civil étant arrivé à son terme, et dans le but de concrétiser les connaissances acquises, nous avons choisi l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (R+9+sous sol), à ossature mixte qui doit être calculé pour la sécurité des usagers pendant et après la réalisation avec le moindre coût. Pour cela nous allons nous conformer dans nos calculs aux règlements en vigueur, à savoir les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 modifié 2003) et les règles de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton ramé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).

Notre bâtiment sera implanté à Tizi Ouzou, région classée selon le (RPA 99 version 2003) comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).

I-2)-Présentation de l'ouvrage :

Le bâtiment comporte :

01 RDC à usage commerciale.

01 étage de service

08 étages à usage d'habitation

02 cages d'escalier.

01 ascenseur.

I-2-1)- Caractéristiques géométriques :

Longueur totale.....	25,75 m.
Largeur totale.....	16,45 m.
Hauteur totale (y compris l'acrotère).....	32,42 m.
Hauteur total.....	31,62m.
Hauteur du RDC.....	4,08 m.
Hauteur d'étage courant.....	3,06 m.
Hauteur de l'étage de service.....	3,06 m.
Hauteur du sous-sol.....	4,14m.

I-2-2)- Eléments de l'ouvrage :**1- Ossature :**

L'ossature est composée de portique transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et les surcharges verticales et d'un ensemble de voiles disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), servant de contreventement vis-à-vis des charges horizontales.

2- Planchers :

Les planchers sont des éléments longitudinaux limitant les différents niveaux d'une construction. Notre bâtiment comporte deux types de planchers (corps creux et dalle pleine). Les planchers des étages courants sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression reposant sur des poutrelles préfabriquées. Les dalles pleines en béton armé sont prévues pour les balcons et le plancher porteur de l'appareil de levage (ascenseur), les autres planchers sont en corps creux.

3- Maçonnerie :

Les façades extérieures seront réalisées en double cloison de briques creuses (10 et 15cm), son épaisseur est de 30cm. Et en simple cloison de brique creuses de 10cm pour les murs de séparation.

4- Revêtements :

Horizontal : Carrelage pour les planchers et escaliers.

Vertical : Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.

Plâtre et enduits pour les cloisons et les plafonds.

Mortier de ciment pour les murs de façades.

5- Escaliers :

Le bâtiment dispose de deux cages d'escalier qui permet l'accès aux différents niveaux, elles sont constituées de deux volets et un palier.

6- Les fondations :

Par leur position et leur fonction stabilisatrice dans la structure, elles constituent une partie importante de l'ouvrage. C'est une liaison directe entre la structure et le sol. Elles assurent aussi la transmission des charges et surcharges au sol. Leur choix dépend du type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

7- Coffrage :

On opte pour un coffrage métallique de façon à faire limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

I-3)- Etude du sol :

La contrainte moyenne du sol est prise égale à 2,0bars pour une profondeur comprise entre 1m et 5m.

I- Le béton :

Le béton est un composite qui résulte du mélange intime de ciment, d'eau, d'agréats et éventuellement d'adjuvants. Ces constituants sont dosés de manière à obtenir après durcissement, un produit solide dont les propriétés mécaniques peuvent être très supérieures à celles des roches naturelles.

Le béton obtenu aura une masse volumique de 2500 kg/m^3 .

- **Résistance à la compression :** f_{cj}

Le béton est défini par la valeur de sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours ; f_{c28} .

Par convention, la résistance à la compression du béton est mesurée par la charge conduisant à l'écrasement par compression axiale d'une éprouvette cylindrique de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

[A.2.1.11/BAEL91] :

Pour l'établissement des projets, dans les cas courants, la résistance caractéristique f_{c28} est choisie à priori compte tenu des possibilités locales et des règles de contrôle qui permettent de vérifier quelle est atteinte.

[A.2.1.13BAEL91]:

Pour le choix de la valeur de f_{c28} on peut considérer que :

- Une résistance de 20MPa est facilement atteinte sur les chantiers convenablement outillés.
- On obtient facilement 25MPa sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier.
- On peut obtenir 30MPa dans toutes les régions à condition en outre, de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.
- Des résistances supérieures peuvent être atteintes moyennant une sélection rigoureuse des matériaux.

Dans notre cas, on a fixé $f_{c28} = 25\text{MPa}$.

[A.2.1.11/BAEL91] :

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton. Ainsi, pour $j \leq 28$ jours, elle suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76 + 0,83j)} \times f_{c28}$$

Pour $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40 + 0,95j)} \times f_{c28}$$

Pour $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$

Pour $j > 28$ jours, f_{cj} est conventionnellement prise égale à f_{c28} lorsqu'il s'agit de vérifier la résistance des sections.

- **Résistance à la traction : f_{tj}**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad (\text{A.2.1, 12 / BAEL91})$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.

- **Contraintes limites :**

- 1) **Etat limite ultime ELU :**

(A.4.3, 41/ BAEL91) : Pour le calcul à l'ELU, on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

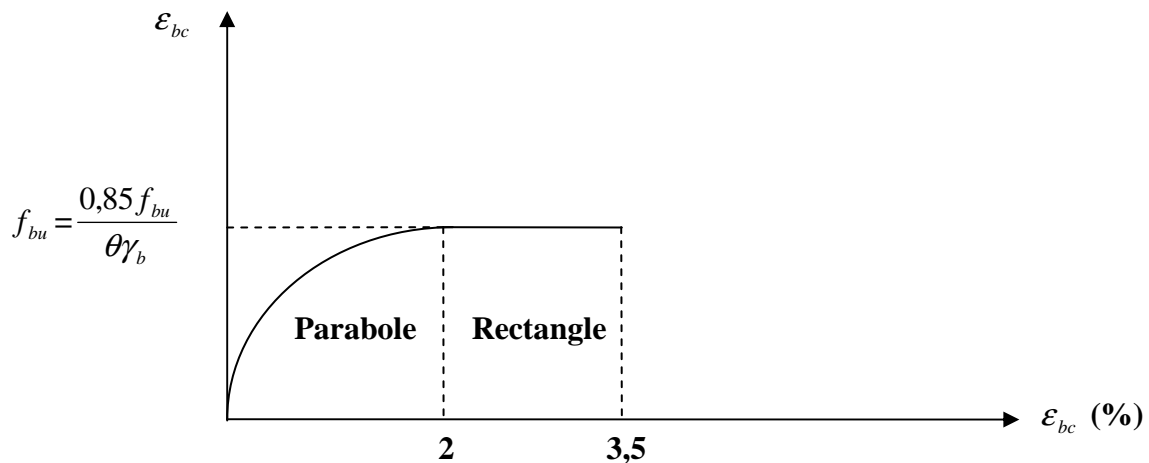


Figure II.1 : diagramme contrainte-déformation

- f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.
- γ_b : Coefficient de sécurité.

- $\gamma_b = 1,5$ en situation durable ou transitoire.
- $\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle.
- θ : coefficient de sécurité qui est en fonction de la durée d'application des actions tel que :

$\theta = 1$, si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$; si la durée d'application est comprise entre 1 heures et 24 heures.

$\theta = 0,85$; si la durée d'application est inférieure à 1 heure.

1^{er} cas : $\theta=0,85$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 0,85} = 14,2 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,85} = 21,74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

2^{ème} cas : $\theta=0,9$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 0,9} = 15,74 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation courante.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 0,9} = 20,53 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

3^{ème} cas : $\theta=1$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5 \times 1} = 14,16 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Situation courante.}$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,15 \times 1} = 18,48 \text{ MPa} \longrightarrow \text{situation accidentelle.}$$

• **Contraintes limites de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement est limitée par :

$$\tau = \min (0,13 f_{cj} ; 5 \text{ MPa}) \text{ cas où la fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau = \min (0,10 f_{cj} ; 4 \text{ MPa}) \text{ cas où la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.}$$

2) Etat limite de service ELS :

Dans le cas de l'ELS, on suppose que le diagramme parabole reste dans le domaine élastique, ce dernier est défini par son module d'élasticité.

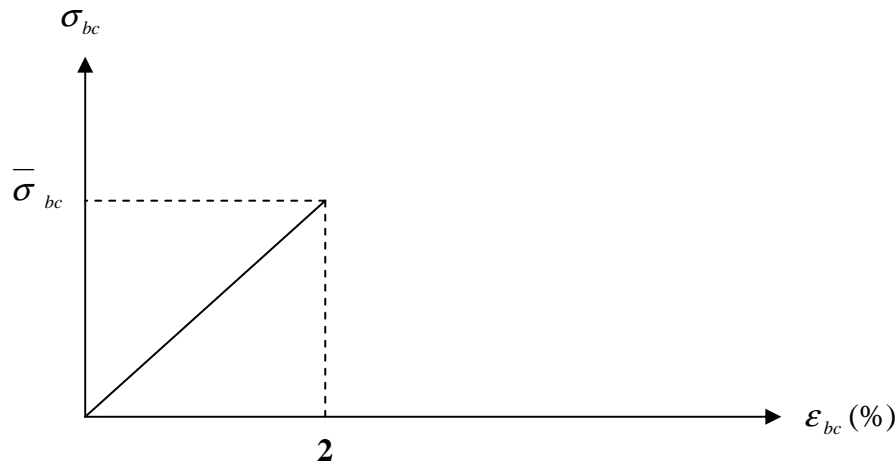


Figure II.2 : Diagramme Contrainte-déformation

La contrainte limite de service en compression est limitée par : $\bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}.$$

• Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale du béton est défini selon la durée d'application des contraintes normales.

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad \text{charges instantanées.}$$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{ij}} \quad \text{charges de longue durée.}$$

• Coefficient de Poisson :

Le coefficient de Poisson ν est le rapport entre la déformation transversale relative et la déformation longitudinale relative.

[A.2.1,3 / BAEL91] :

$\nu = 0,20 \longrightarrow$ pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0 \longrightarrow$ pour le calcul des sollicitations (ELU).

II- Les aciers :

Les armatures pour le béton armé sont constituées par des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface ; on trouve les ronds lisses (RL) et les aciers à haute adhérence (HA). Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : FeE215 et FeE235, pour les barres à haute adhérence, les nuances sont FeE400 et FeE500.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Type d'aciers	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe (MPa)	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Aciers en barres	Haute adhérence FeE400	HA	400	1,6	1,5
Aciers en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1,3	1

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Quel que soit la nuance de l'acier, le module d'élasticité longitudinale sera pris égale à :

$$E_s = 2.10^5 \text{ MPa} \quad (\text{A.2.2.1/BAEL91}).$$

- **Contraintes limites :**

1) Etat limite ultime ELU :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad (\text{A.4.3,2 /BAEL 91})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité.

$\gamma_s = 1$ ———> cas des situations accidentelles.

$\gamma_s = 1,15$ ———> cas des situations durables (courantes).

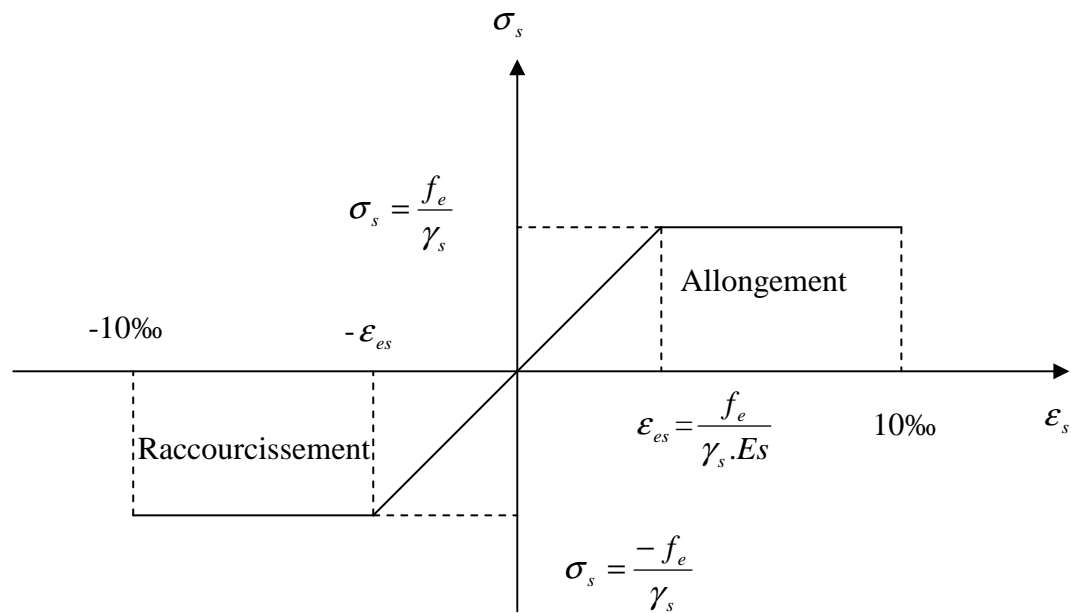


Figure II.3 : Diagramme déformation- contraintes des aciers

Remarque :

Les allures décrites par l'acier en compression et en traction sont symétriques par rapport à l'origine.

	$\gamma_s = 1,15$	$\gamma_s = 1$
Fe = 235 MPa	$\sigma_s = 204 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 235 \text{ MPa}$
Fe = 400 MPa	$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$
Fe = 520 MPa	$\sigma_s = 452 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 520 \text{ MPa}$

2) Etat limite de service ELS :

Etat limite d'ouverture de fissuration :

a) Fissuration peu préjudiciable : (A.4.5,32/BAEL91)

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable lorsque :

- Les éléments en cause sont situés dans les locaux couverts et clos non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées) à des condensations.
- Les parements susceptibles d'être fissurés ne sont pas visibles, ou ne font pas l'objet de conditions spécifiques concernant l'ouverture des fissures.

Dans notre cas aucune vérification à effectuer.

b) Fissurations préjudiciable : (A.4.5,33/BAEL91)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations, ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce.

Dans ce cas, on doit respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

f_{ij} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

η : Coefficient de fissuration qui vaut :

1,0 pour les r.l y compris les treilles soudés de fils tréfilés lisses.

1,6 pour les HA dont $\Phi \geq 6mm$

1,3 pour les HA dont $\Phi < 6mm$

c) Fissuration très préjudiciable : (A.4.5,34/BAEL91)

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, on observe la règle suivante :

$$\sigma_s = \min \left\{ 0,5 f_{ij}, 90 \sqrt{\eta f_{ij}} \right\} \quad (\text{MPa})$$

III.1 pré-dimensionnement des éléments :

III.1.1 Introduction :

Afin d'éviter un surcoût de béton et d'acier, le pré-dimensionnement est une étape où l'on détermine, par un pré-calcul, l'ordre de grandeur des différents éléments résistants de la structure.

Le pré-dimensionnement sera effectué selon les règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93), du règlement parasismique algérien (RPA99) modifié 2003 ainsi que des règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL91 modifié 99).

III.1.2 Pré-dimensionnement des planchers :

- **Plancher en corps creux :**

Le plancher est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée avec un treillis soudés, reposant sur des poutrelles préfabriquées placées parallèlement à la petite portée.

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée de manière à ce que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soit pas trop élevées à cause des désordres que cela occasionnerait aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule de l'article (B.6.8.424 du BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \text{ [cm]}$$

L_{\max} : portée libre de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

$$L = 4 \text{ m} = 400 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{400}{22,5} = 17,77 \text{ cm}$$

$$h_t \geq 17,77 \text{ cm} \quad \text{on opte pour } h_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur adoptée :** plancher en corps creux et dalle de compression (16+4) cm

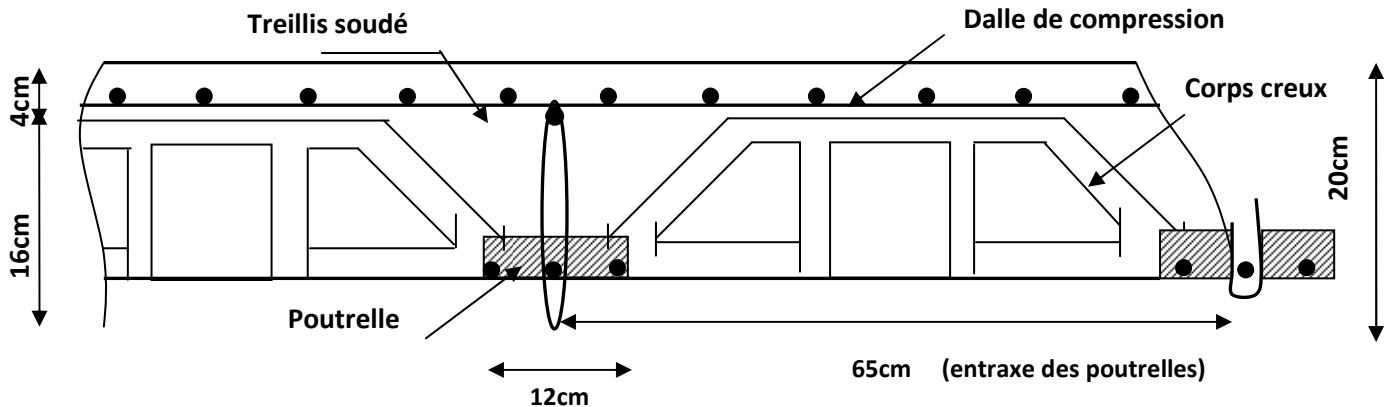


Fig. III.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

Panneau de la dalle pleine du local machine : (panneau le plus défavorable)

$$\alpha = 2.22 / 3.95 = 0.562 \longrightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

$$e_p \geq l_x / 30 = 222 / 30 = 7.4 \text{ cm}$$

➤ On opte pour : **$e_p = 15 \text{ cm}$**

- Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de résistance au feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de résistance au feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ pour quatre heures de résistance au feu.

e : épaisseur de la dalle pleine

➤ On opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures de feu, c'est-à-dire :

$$\mathbf{e_p = 15 \text{ cm.}}$$

- Isolation acoustique : (règles techniques CBA 93)

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de 350 kg/m^2 .

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{ cm}$$

➤ On opte pour une épaisseur de 15 cm .

II.1.3 Pré-dimensionnement des poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et des surcharges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

On distingue :

- Les poutres principales : qui constituent des appuis aux poutrelles.
- Les poutres secondaires : qui assurent le chaînage.

L'article A.4.14 du BAEL 91 nous donne les conditions suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,4.h \leq b \leq 0,7.h$$

L_{\max} : longueur libre entre nus d'appuis

- **Poutres principales** : Disposées perpendiculairement aux poutrelles (sens transversal).

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

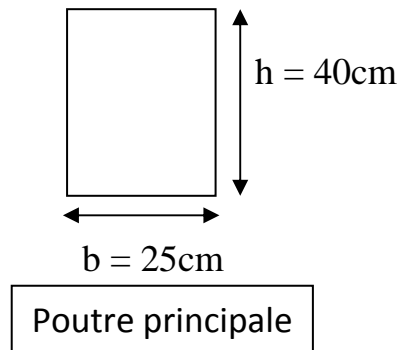
$$375/15 \leq h \leq 375/10$$

$$\text{Donc : } 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

$$10 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$



- **Poutres secondaires** : Disposées parallèlement aux poutrelles (sens longitudinal).

$$L_{\max} = 400 - 25 = 375 \text{ cm}$$

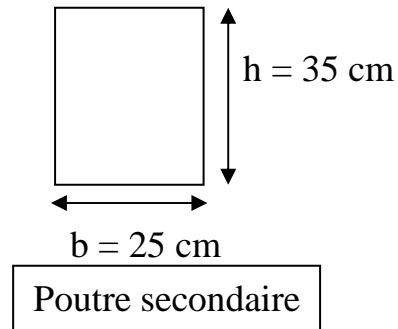
$$375/15 \leq h \leq 375/10$$

$$\text{Donc : } 25 \text{ cm} \leq h \leq 37.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

$$10 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On prend : $b = 25 \text{ cm}$



Vérification des exigences du RPA 99 modifié 2003 :

L'article (A.7.4-1) du RPA 99 modifié 2003 nous donne les dimensions des poutres à respecter :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

Avec :

h : hauteur totale de la poutre

b : largeur de la poutre

▪ **Poutres principales :**

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{25} = 1,60 < 4 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

▪ **Poutres secondaires :**

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = \frac{35}{25} = 1,4 < 4 \end{cases}$$

Les conditions sont vérifiées.

➤ **Conclusion** : les sections à adopter sont :

- Poutres principales : (25× 40) cm²

- Poutres secondaires : (25 × 35) cm²

II.1.4 Pré-dimensionnement des voiles :

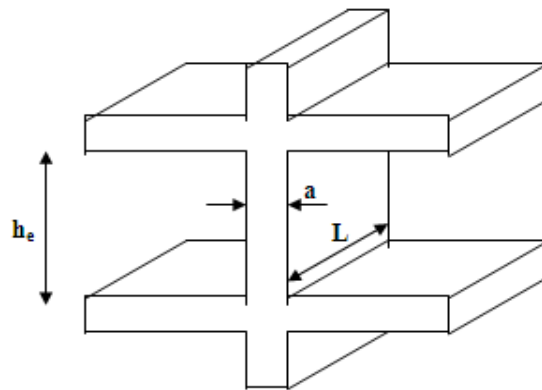
Le pré-dimensionnement des voiles se fera conformément à l'article (A.7.7-1) du RPA 99 version 2003 :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

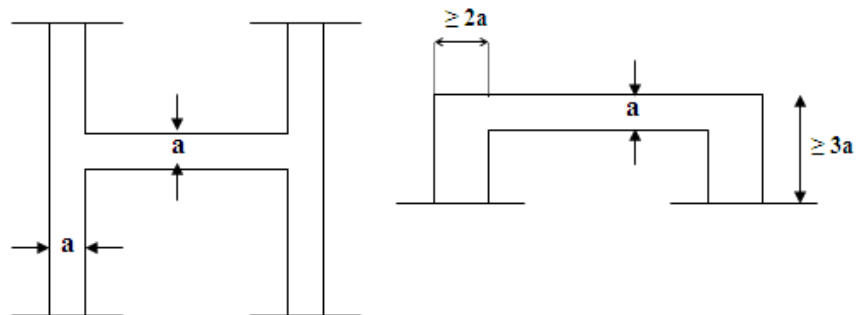
L_{min} : longueur minimale des voiles.

a : épaisseur du voile.

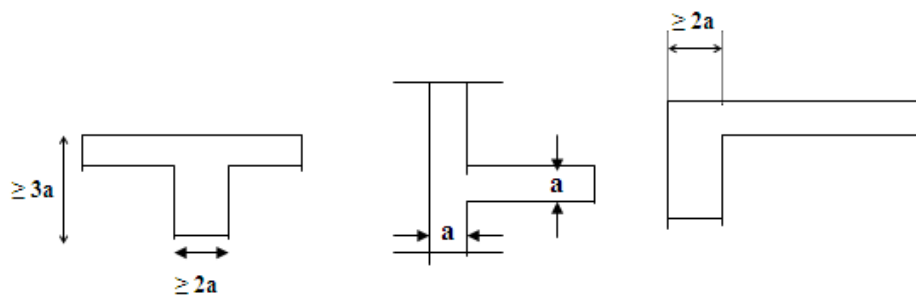
L'épaisseur minimale est de 15 cm.



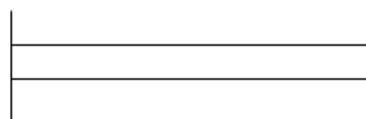
L'épaisseur (a) doit aussi être déterminée en fonction de la hauteur d'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :



$$a \geq \frac{h_e}{25}$$



$$a \geq \frac{h_e}{22}$$



$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = 414 - 20 = 394 \text{ cm}$$

20 cm : épaisseur du plancher (16+4) cm

$$a \geq h_e / 20$$

Donc : $a \geq (394/20) = 19.7 \text{ cm}$

➤ **épaisseur adoptée : $a = 20 \text{ cm}$**

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Article A.7.7-1) :

$$L_{\min} \geq 4.a$$

$$L_{\min} = 1,30 \text{ m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

III.1.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait en fonction de la descente des charges sur le poteau le plus sollicité, le dimensionnement retenu doit satisfaire les conditions imposées par le RPA 99 version 2003 et le BAEL 91 modifié 99.

Les poteaux sont pré-dimensionnés à l'état limite de service (ELS) en compression simple en supposant que, seul, le béton reprend l'effort normal (N) tel que :

$$N = G + Q$$

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$ (en zone II-a)
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e / 20$ (avec $h_e = 414 \text{ cm}$)
- $1/4 \leq b / h \leq 4$

La section transversale du poteau le plus sollicité est donnée par :

$$S = N / \bar{\sigma}_{bc}$$

N : effort de compression déterminé par la descente de charge.

$\bar{\sigma}_{bc}$: contrainte limite de service du béton en compression tel que :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$$

III.2 Détermination des charges permanentes et surcharges d'exploitation :

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers et les murs sont donnés par le document technique réglementaire (D.T.R) B.C.2-2 - charges permanentes et surcharges d'exploitation, idem pour les surcharges d'exploitation.

• **Charges permanentes des murs extérieurs :**

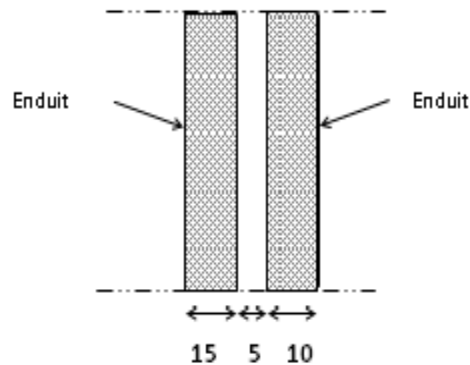


Fig. III.2 : Coupe transversale du mur extérieur (en double cloison)

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit extérieur (ciment)	20	2	0,40
2	Brique creuse (12 trous)	9	15	1,35
3	Brique creuse (8 trous)	9	10	0,90
4	Enduit intérieur (plâtre)	10	2	0,20
				G = 2,85 KN/m²

Charges permanentes des murs intérieurs :

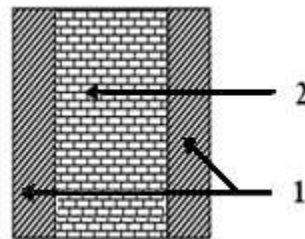
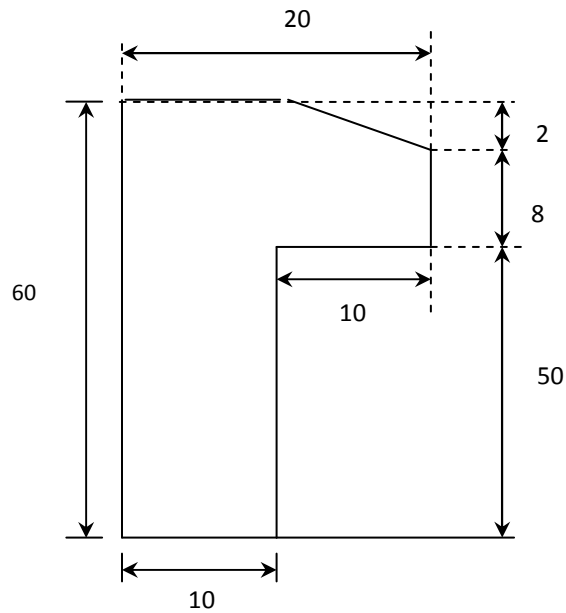


Fig. III.3 : Coupe transversale du mur intérieur.

	Eléments du mur	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Enduit de plâtre	10	4	0,40
2	Brique creuse	9	10	0,90
				G = 1,30 KN/m²

Charges permanentes de l'acrotère :**Fig. III.4 :** Coupe transversale de l'acrotère**Surface de l'acrotère :**

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (0,02 \times 0,10) / (2) = 0,069 \text{ m}^2$$

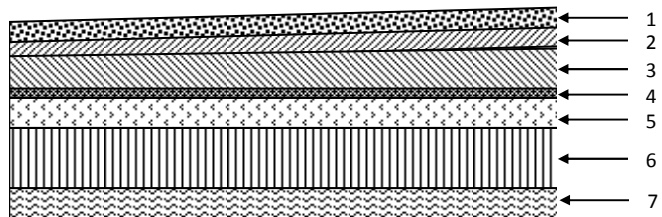
$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ KN/ml.}$$

- **Charges permanentes des planchers :** $G = \rho \cdot e$

ρ : Poids volumique :

e : l'épaisseur de l'élément

a) Plancher terrasse (dalle en corps creux) :**Fig. III.5 :** Plancher terrasse (dalle en corps creux)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Gravillon roulé de protection	18	5	0,90
2	Etanchéité multicouche	6	2	0,12
3	Béton en forme de pente	22	10	2,20
4	Pare vapeur (feuille de polyane)	/	/	0,01
5	Isolation thermique en liège	4	4	0,16
6	Dalle en corps creux (16+4)	14	20	2.80
7	Enduit de plâtre	10	2	0,20
				G = 6.39 KN/m²

Plancher étage courant (dalle en corps creux) :

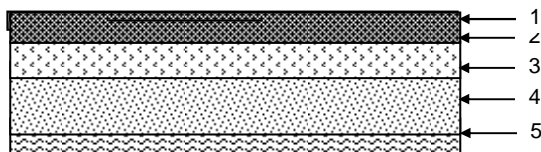
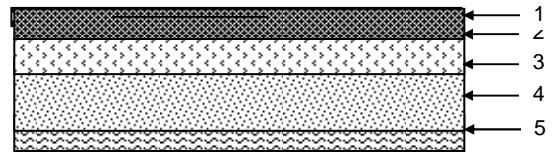


Fig. III.7 : Plancher étage courant (dalle en corps creux)

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle en corps creux (16+4)	14	20	2.80
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous (avec revêtements)	9	10	0,90
				G = 5.10KN/m²

d) Plancher étage courant (dalle pleine) :**Fig. III.8 :** Plancher étage courant (dalle pleine).

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Revêtement de carrelage	22	2	0,44
2	Mortier de pose	20	2	0,40
3	Lit de sable	18	2	0,36
4	Dalle pleine	25	15	3,75
5	Enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Cloison en briques creuses 8 trous (avec revêtements)	9	10	0,90
				G = 6,05 KN/m²

- Charges permanentes des voiles :**

	Eléments du voile	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Béton armé	25	20	5
2	Enduit de plâtre	10	2	0,2
3	Enduit de ciment	22	2	0,44
				G= 5.64 kn/m²

- Voile intérieur : $G = 5 + 0,2 \times 2 = \mathbf{5,40 \text{ KN/m}^2}$

- Voile extérieur : $G = 5 + 0,2 + 0,44 = \mathbf{5,64 \text{ KN/m}^2}$

- **Charges permanentes des escaliers :**

a) Charges agissant sur le palier:

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Poids propre	25	20	5
2	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	20 et 22	2	0,84
3	Poids du lit de sable	18	2	0,36
4	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
				G = 6,40 KN/m²

b) Charges agissant sur la paillasse :

	Eléments du plancher	ρ [KN/m ³]	e [cm]	G [KN/m ²]
1	Poids des marches	25	0,085	2,13
2	Poids de la volée	25	0,23	5,75
3	Poids des revêtements (carrelage+mortier)	22 et 20	2	0,84
4	Poids du lit de sable	18	2	0,36
5	Poids de l'enduit en plâtre	10	2	0,20
6	Poids du garde corps	/	/	0,20
				G = 9,48 KN/m²

- **Surcharges d'exploitation :**

Désignation du plancher	Q [kN/m ²]
Plancher de la terrasse inaccessible	1
Plancher des étages courants (habitations)	1,50
Plancher des balcons, loggias et séchoirs	3,50
Plancher du rez de chaussée (commercial)	5
Acrotères	1
Escaliers	2,50

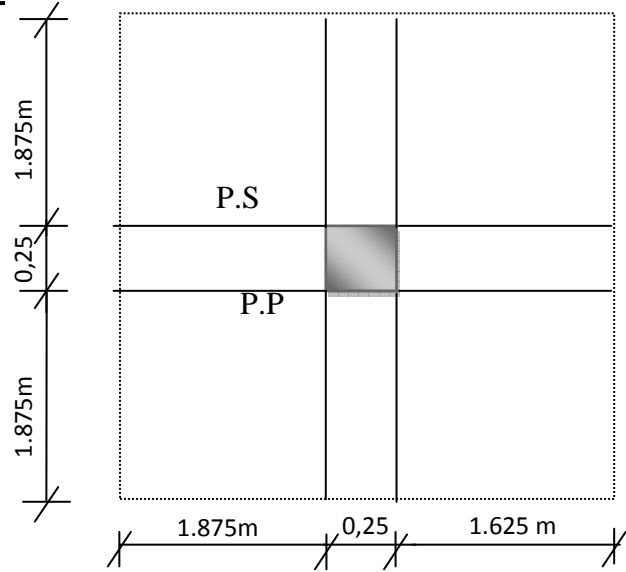
II.3 descente de charges :

La descente de charges est l'opération qui détermine, le cheminement des efforts, dans la structure, depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations, ce qui nous permet de pré-dimensionner les poteaux les plus sollicités de la structure.

➤ Dans notre cas, le poteau le plus sollicité est le poteau B4.

Surface d'influence revenant au poteau B4 :

$$S_T = 15.00 \text{ m}^2.$$

**Fig. III.10 :** Surface d'influence revenant au poteau B4**Loi de dégression des surcharges :**

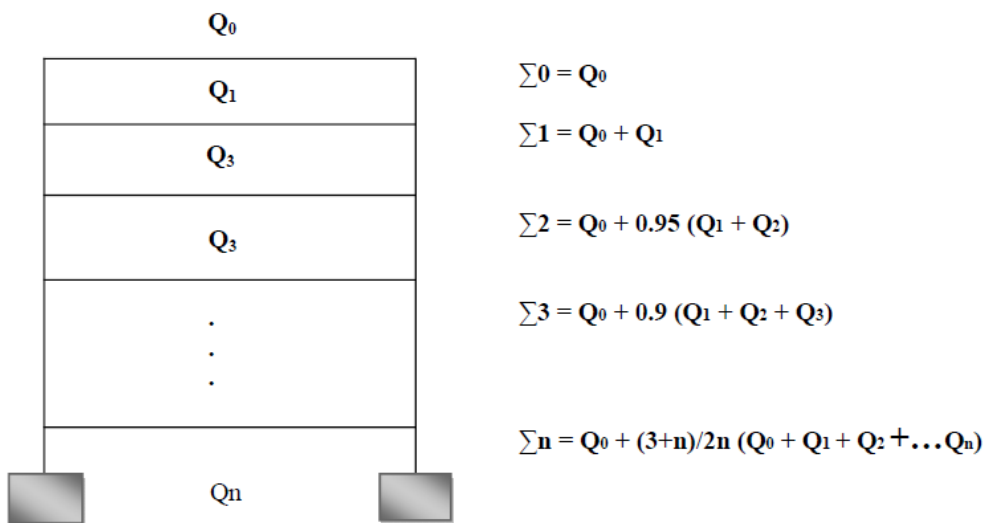
Le document technique réglementaire (DTR) nous impose une dégression des surcharges d'exploitation afin de tenir compte de la non-simultanéité de l'application des surcharges sur tous les planchers (surcharges différentes).

(Q_0) étant la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

($Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$) sont les surcharges d'exploitation respectives des planchers des étages (1, 2, 3, ..., n) numérotées à partir du sommet du bâtiment.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de 5 niveaux, ce qui est le cas du bâtiment étudié.

Dans notre cas, les surcharges d'exploitations sont réduites aux proportions suivantes :

**Fig. III.11 :** Loi de dégression des surcharges

Coefficients de dégression des surcharges :

Niveau	Te	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-S
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.69	0.68	0.66	0.65

Surcharges Cumulées :

$$S_T = Q_0 = 15 \text{ KN.}$$

$$S_1 = Q_0 + Q_1 = 15.00 + (1.5 \times 15.00) = 37.5 \text{ KN}$$

$$S_2 = Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 15.00 + 0.95 (22.5 \times 2) = 60.00 \text{ KN}$$

$$S_3 = Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.00 + 0.9 (22.5 \times 3) = 82.5 \text{ KN}$$

$$S_4 = Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.00 + 0.85 (22.5 \times 4) = 91.5 \text{ KN}$$

$$S_5 = Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.00 + 0.8 (22.5 \times 5) = 105.00 \text{ KN}$$

$$S_6 = Q_0 + 0.75 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 15.00 + 0.75 (22.5 \times 6) = 116.25 \text{ KN}$$

$$S_7 = Q_0 + 0.71 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 15.00 + 0.71 (22.5 \times 7) = 126.825 \text{ KN}$$

$$S_8 = Q_0 + 0.69 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 15.00 + 0.69 (22.5 \times 8) = 139.20 \text{ KN}$$

$$S_9 = Q_0 + 0.68 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 15.00 + 0.68 (22.5 \times 9) = 152.70 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \text{RDC} &= Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{RDC}}) = \\ &15.00 + 0.66 (22.5 \times 10) + = 163.5 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{S-S} &= Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{\text{RDC}}) + 0.65 \times Q_{\text{SS}} = \\ &15.00 + 0.65 (22.5 \times 9) + (0.65 \times 75) + (0.65 \times 37.5) = 219.75 \text{ KN} \end{aligned}$$

- De (Q_1) à (Q_9) : surcharges d'exploitation des planchers d'étage courant (habitations)

$$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = 1.5 \times 15 = 22.5 \text{ KN.}$$

- (Q_9) : surcharge d'exploitation du plancher du rez de chaussée (commercial)

$$\text{RDC} = 5 \times 15 = 75 \text{ KN.}$$

QS : charge de sous sol

$$Q_s = 2.5 \times 15 = 37.50 \text{ KN}$$

Poids propre des poutres :

- Poutres principales : $G_{pp} = 0,40 \times 0,25 \times 25 \times 4,00 = 10,00 \text{ KN}$

- Poutres secondaire : $G_{ps} = 0,35 \times 0,25 \times 25 \times 4,00 = 8,75 \text{ KN}$

D'où le poids des poutres : $G_p = 10,00 + 8,75 = 18,75 \text{ KN}$

Poids propre des planchers :

- Plancher terrasse : $G_{pt} = St \times G_{pt} = 15,00 \times 6,39 = 95,85 \text{ KN}$

- Plancher courant : $G_{pc} = St \times G_{pc} = 15,00 \times 5,10 = 76,5 \text{ KN}$

Poids propre des poteaux :

- Poteau d'étage courant (du 5^{ème} au dernier étage) :

$$G_{pot} = 25 \times 0,35 \times 0,35 \times 3,06 = 9,37 \text{ KN}$$

- Poteau d'étage courant (du 1^{er} au 4^{ème} étage) :

$$G_{pot} = 25 \times 0,40 \times 0,40 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$$

- Poteau du RDC , du et S-S :

$$G_{pot} = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 4,08 = 20,65 \text{ KN.}$$

Descente de charges sur le poteau B4 :

Niveau	Charges Permanentes [KN]					Charges d'exploitation [KN]		Efforts normaux [KN]	Sections [cm ²]	
	plancher	poutres	Poteau	G	G Cumul	Q	Q Cumul	N = G _c +Q _c	$\frac{S}{N} \geq \frac{1}{\sigma_{bc}}$	Section adoptée
Te	95.85	18.75	0.00	114.6	114.6	15	15	129.6	86.4	30x30
9	76.5	18.75	9,37	104.62	219.22	22.5	37.5	256.72	171.14	30x30
8	76.5	18.75	9,37	104.62	438.44	22.5	60	498.44	332.29	30x30
7	76.5	18.75	9,37	104.62	543.06	22.5	82.5	625.56	417.04	35x35
6	76.5	18.75	9,37	104.62	647.68	22.5	105	752.68	501.78	35x35
5	76.5	18.75	9,37	104.62	752.3	22.5	125.5	877.8	585.2	35x35
4	76.5	18.75	12,24	107.49	859.79	22.5	150	1009.79	673.19	35x35
3	76.5	18.75	12,24	107.49	967.28	22.5	172.5	1139.78	759.85	40x40
2	76.5	18.75	12,24	107.49	1074.77	22.5	195	1269.77	846.51	40x40
1	76.5	18.75	12,24	107.49	1182.26	22.5	217.5	1399.76	933.17	40x40
RDC	76.5	18.75	20,65	115.9	1298.16	75	292.5	1590.66	1060.44	45x45
S_S	76.5	18.75	20,65	115.9	1414.06	37.5	330	1744.06	1162.70	45x45

Tableau. III.1 : Descente de charges sur le poteau B4.**Vérification des poteaux selon les conditions du RPA99 version 2003 :****- Poteaux d'étage courant (du 8^{ème} au dernier étage) : poteau (30×30)**

- Min (30, 30)=30 ≥ 25 cm Vérifiée
- Min (30, 30)= 30 ≥ h_e / 20 Vérifiée
- 0,25 ≤ (b / h) = 1 ≤ 4 Vérifiée

- Poteaux d'étage courant (du 4^{ème} au 7^{ème} étage) : poteau (35×35)

- $\text{Min}(35, 35) = 35 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min}(35, 35) = 35 \geq h_e / 20 \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots \text{Vérifiée}$

- Poteaux du S-S au 3^{ème} étage : poteau (40×40)

- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$
- $\text{Min}(40, 40) = 40 \geq h_e / 20 \dots\dots \text{Vérifiée}$
- $0,25 \leq (b / h) = 1 \leq 4 \dots\dots \text{Vérifiée}$

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

Vérification de la résistance des poteaux au flambement :

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50 \dots\dots(1)$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

L_f : Longueur de flambement ; ($L_f = 0,7 \cdot L_0 \dots\dots (2)$)

i : Rayon de giration ($i = [I / A]^{1/2} \dots\dots(3)$)

I : Moment d'inertie ($I = bh^3 / 12 \dots\dots(4)$)

A : Section transversale du Poteau ($B = a \cdot b \dots\dots(5)$)

L_0 : hauteur libre du poteau

▪ **Poteau de section (40×40):**

$b = 0,40 \text{ m}$

$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,40 = 16,39 < 50 \dots\dots \text{Vérifiée}$

En remplaçant (2), (3), (4) et (5) dans (1) on trouve : $\lambda = 2,42 \frac{L_0}{b}$

Avec : $L_0 = 3,06 - 0,35 = 2,71 \text{ m}$

▪ **Poteau de section (35×35) :**

$b = 0,35 \text{ m}$

$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,35 = 18,73 < 50 \dots\dots \text{Vérifiée}$

▪ **Poteau de section (30×30):**

$$b = 0,30 \text{ m}$$

$$\lambda = 2,42 \times 2,71 / 0,30 = 21,86 < 50 \quad \dots \text{ V\'erifi\'ee}$$

Conclusion : Tous les poteaux v\'erifient la condition de non flambement.

- Pr\'e dimensionnement des voiles : (Art 7.7.1/ RPA 99 modifi\'e 2003)

- Les voiles sont des \'el\'ements rigides en b\'eton arm\'e coul\'es sur place ; ils sont destin\'es d'une part \'a assurer la stabilit\'e de l'ouvrage sous l'effet de chargement horizontal, d'autre part \'a reprendre une partie des charges verticales.

D'apr\es le RPA 99 modifi\'e 2003 leurs pr\'e dimensionnement se fera comme suite :

- L'\\'epaisseur du voile « e » :

Elle est d\'etermin\'ee en fonction de la hauteur libre d'\'\etage (h_e) et la condition de rigidit\'e aux extr\'emit\'es.

$$h_e = 4,08 - 0,24 = 3,84 \text{ (la hauteur du RDC)}$$

$$e_{\max} = \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right) = \frac{h_e}{20} = \frac{384}{20} = 19,2 \text{ cm}$$

On prend $e = 20 \text{ cm}$

- Largeur du voile :

Sont consid\'er\'es comme voiles les \'el\'ements satisfaisants \'a la condition :

$$l \geq 4e$$

$$l \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad l \geq 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition v\'erifi\'ee.}$$

Avec :

l : Largeur du voile.

e : Epaisseur du voile.

Récapitulatif :**- Poutres :**

- Poutres principales : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 35) \text{ cm}^2$.

- Poteaux :

- Poteaux du S-S, RDC, 1^{er} 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} 6^{ème} 7^{ème} 8^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$.
- Poteaux du 9^{ème} dernier étage : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

- Voiles : épaisseur de 20 cm.

Largeur est supérieur à 80 cm.

- Plancher en corps creux : plancher de 20 cm d'épaisseur (corps creux de 16cm et dalle de compression de 4 cm).**- Plancher en dalle pleine :** plancher de 15 cm d'épaisseur

IV-1) L'acrotère

Introduction

Il sera calculé comme une console encastree au niveau du plancher terrasse. Il est soumis à un effort G dû à son poids propre et à un effort latéral Q dû à la main courante, engendrant un moment de renversement M dans la section d'encastrement. Le ferrailage sera déterminé en flexion composée pour une bande de 1m de longueur.

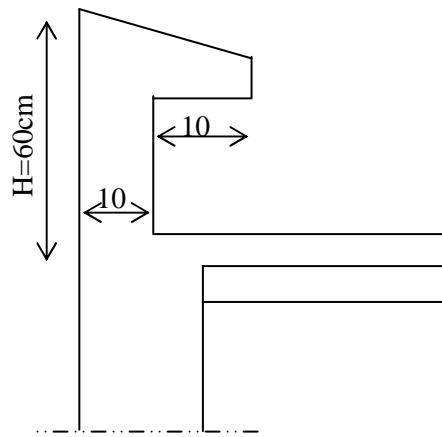


Figure : IV-1 coupe verticale de l'acrotère

1-1) Schémas statiques

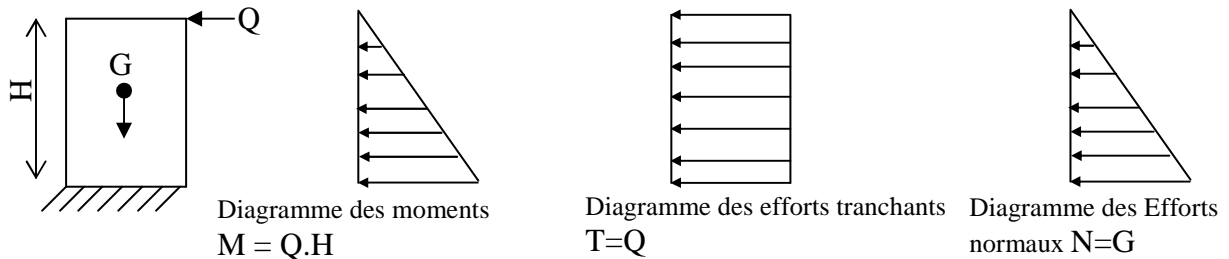


Figure IV-2 : Diagramme des efforts

1-2) Calcul des efforts

Effort normal dû au poids propre :

$$G = \rho \cdot S$$

$$G = 25[(0,6 \times 0,1) + (0,1 + 0,1)] - (0,02 \times 0,2 / 2)$$

$$G = 1,7 \text{ KN /m}^2$$

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

Effort horizontal dû à la main courante :

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Effort normal :

$$N = 1,7 \text{ KN /m}$$

Moment de renversement M dû à l'effort horizontal : $M = Q \times H = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

1-3) Combinaisons de charges

a) E L U : La combinaison est $1,35 G + 1,50 Q$

Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 1,7 = 2,295 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,50 \times M_Q = 1,50 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

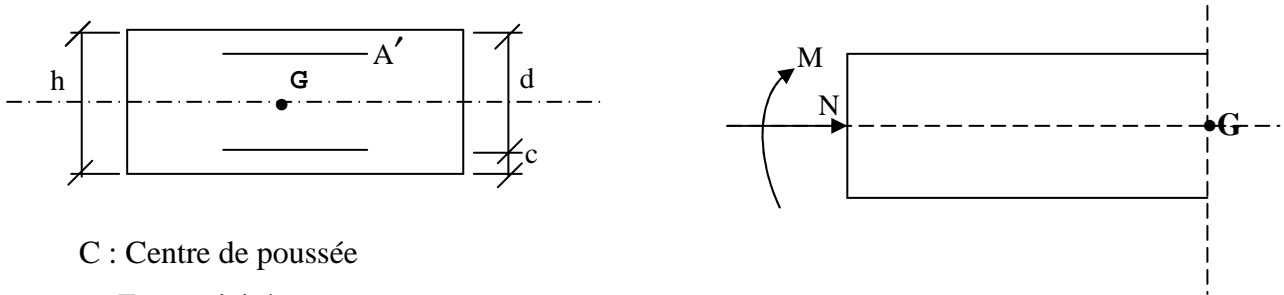
b) E L S : La combinaison est $G + Q$

Effort normal de compression : $N_s = G = 1,7 \text{ KN/ml}$

Moment de renversement : $M_s = 0,6 \text{ KN.m}$

1-4) Ferrailage

Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



C : Centre de poussée

e : Excentricité

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

a) Calcul de l'excentricité

$$e_u = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_u = \frac{0,9}{2,295} = 0,392 \text{ m}$$

$$e_u = 39,2 \text{ cm}$$

$$h/2 - c = 10/2 - 3 = 3 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e_u = 39,2 > h/2 - c = 3$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal (N) est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis on se ramène à la flexion composée.

b) Calcul en flexion simple

$$g = e_u + h/2 - c = 0,392 + 0,1/2 - 0,02 = 0,422$$

-Moment fictif :

$$M_f = N_u \times g = 2,295 \times 0,422 = 0,978 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0,978 \times 1000}{100 \times 8^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,0106 < \mu_R = 0,392 \Rightarrow \text{S. S. A}$$

$$\mu_b = 0,0106 \Rightarrow \beta = 0,995$$

-Les armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{0,978 \times 10^3}{0,995 \times 8 \times 348}$$

$$A_f = 0,349 \text{ cm}^2$$

c) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures : $A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{22,95}{348}$

$$A = 0,285 \text{ cm}^2$$

1-5) Vérification à l' ELU

1-5-1) Condition de non fragilité

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 35,3 \text{ cm}$$

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1}{348} - \frac{35,5 - 0,455 \times 8}{35,5 - 0,185 \times 8}$$

$$A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2 > A_{\text{calcul}} = 0,285 \text{ cm}^2$$

La condition n'est pas vérifiée.

Par conséquent nous prenons :

$$A = A_{\min} = 0,820 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$5\text{HA}8 / \text{ml} = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement } S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = A / 4 = 2,51 / 4 = 0,627 \text{ cm}^2.$$

Soit : $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$ Avec $S_t = 25 \text{ cm}$

1-5-2) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \quad ; \quad V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 1500 / 80 \times 1000 = 0,0185 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow \text{Condition vérifiée,}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

1-5-3) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \sum \mu_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 5 \times 3,14 \cdot 0,8 = 12,56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 80 \times 12,56}$$

$$\tau_{se} = 0,166 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1-5-4) Vérification des contraintes à L'E L S

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$N_s = 1,7 \text{ KN}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN/m}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,6}{1,7} = 0,35 \text{ m} \quad e_s = 35 \text{ cm}$$

$$e_s = 35 \text{ cm} > \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

\Rightarrow La section est partiellement comprimée. On doit vérifier :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \quad \sigma_{st} : \text{contrainte dans les aciers tendus}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \sigma_{sc} : \text{contrainte dans les aciers comprimés}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \sigma_{bc} : \text{contrainte dans le béton comprimé}$$

$$\bar{\sigma}_{st} : \text{contrainte limite dans les aciers tendus}$$

$$\bar{\sigma}_{sc} : \text{contrainte limite dans les aciers comprimés}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} : \text{contrainte limite dans le béton comprimé.}$$

$$\sigma_{sc} \leq \bar{\sigma}_{sc} \quad \text{il n'y a pas lieu de vérifier car il n'y a pas d'acier comprimés. (SSA)}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_v}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_v}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 8} = 0,314$$

$$\beta_1 = 0,912, K = 0,024$$

$$\sigma_{st} = \frac{0,6 \times 10^3}{0,912 \times 8 \times 2,51} = 32,8 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\}$$

n = 1,6 ; Barre H.A

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 ; 201,633\} = 201,633 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 32,8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,633 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = k \sigma_{st} = 0,024 \times 32,8 = 0,787 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0,787 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

1-5-5) Vérification de l'acrotère au séisme

Le RPA99 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces sismiques suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad (\text{Art 6.2.3 RPA99})$$

A : coefficient d'accélération de zone. (A = 0,15, en zone IIa, groupe d'usage 2)

W_p : poids de l'acrotère W_p = 1,7 KN / ml ;

C_p : facteur de force horizontale C_p = 0,8

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 1,7 \times 0,8 = 0,816 < Q = 1 \text{ KN / ml.}$$

⇒ Il est inutile de calculer l'acrotère au séisme

IV-2) Calcul du balcon

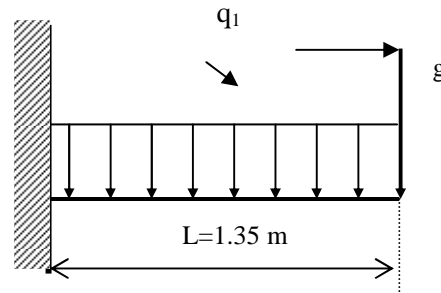
- Ce balcon est constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher.
- Le balcon travaille comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive.
- L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

$$e_p \geq \frac{L}{10}$$

L : La largeur de la console

$$e_p \geq \frac{135}{10} = 13.5 \Rightarrow e_p = 15 \text{ cm}$$

2-1) Schéma statique



2-2) Calcul des efforts

-Charges et surcharges revenant à la dalle : $G = 5,61 \text{ KN/m}^2$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

-Charge horizontale du à la main courante : $q_1 = 1 \text{ KN/m}^2$

- charge de concentration due au poids du garde corps : $g = 0,6 \text{ KN/m}^2$.

2-3) Combinaisons des charges

a) Combinaisons de charge à l'E L U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \cdot 1\text{m}$$

Pour la dalle : $q_u = 12,82 \text{ KN/m}$

Main courante : $q_{1u} = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_u = 1,35 \times 0,6 = 0,81 \text{ KN/m}$

b) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_s = Q + G$$

La dalle : $q_s = 9,11 \text{ KN/m}$

Main courante : $q_{1s} = 1 \text{ KN/m}$

Garde du corps : $g_s = 0,6 \text{ KN/m}$

2-4) Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion composée.



Soit e : l'excentricité de l'effort normal par rapport au **CDG** de la section considérée.

2-4-1) Calcul à l'ELU

$$N_u = q_{u1} = -1,5 \text{ KN/ml (effort de traction)}$$

a) Le moment total aura pour valeur

$$M_u = q_{u1} l^2 / 2 + M_{qu3} + q_{u2} l$$

$$M_u = 12,82 \times (1,35)^2 / 2 + 0,81 \times 1,35 + 1,5 \times 1,075 = 14,38 \text{ KN ml.}$$

b) Détermination du centre de pression

Calcul de l'effort de compression centré maximal

$$N_{b \max} = b \times h \times f_{bc} = 15 \times 100 \times 14,2 = 2130 \text{ KN}$$

Calcul du coefficient de remplissage

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{N_{b \max}} = \frac{1,5}{2130} = 7,04 \times 10^{-4}$$

Calcul de l'excentricité relative

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \quad \varepsilon = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})} = 0,1667$$

$$e_{nc} = \varepsilon \times h = 0,1667 \times 15 = 2,5$$

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{14,38}{1,5} = 9,6 \text{ m}$$

$$h/2 - c = 15/2 - 3 = 0,045 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e_u > h/2 - c$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures, et l'effort normal est de traction, d'où la section est partiellement comprimée (SPC).

c) Calcul des armatures en flexion simple

Moment fictif

$$M_f = N_u \left(e_u + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 1,5 (9,6 + 0,5 \times 0,15 - 0,03) = 14,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,5 \times 1000}{1 \times (0,12)^2 \times 14,2}$$

$$\mu_b = 0,060 < \mu_R = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

Les armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \quad \Rightarrow \quad A_f = 3,30 \text{ cm}^2$$

$$A_f = \frac{14.50 \times 10^3}{0.969 \times 1 \times 12 \times 348}$$

d) Calcul en flexion composée

La section réelle des armatures :

$$A = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

$$A = 3.30 - \frac{1.5 \times 10}{348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA 12 = 4,52 cm² S_t = 25 cm.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

Soit: 4HA10 = 3,14 cm²/ml S_t = 25cm

2-5) Vérification à l' ELS**2-5-1) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} - \frac{e_s - 0.445d}{e_s - 185d}$$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s}$

$$M_s = (q_{s1} \times h' + q_s \times l^2 / 2 + g_s \times l)$$

$$M_s = (1 \times 1,075 + 8,85 \times (1,35)^2 / 2 + 0,6 \times 1,35)$$

$$M_s = 10,19 \text{ KN.m}$$

$$N_s = 1 \text{ KN}$$

$$e_s = 10,19 \text{ m}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13 \frac{2,1}{400} \times \frac{10,19 - 0,445 \times 0,13}{10,19 - 0,185 \times 0,13} = 2,3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 2,30 \text{ cm}^2$$

⇒ Condition vérifiée.

2-5-2) Espacement des barres

Armatures principales $S_t \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} > S_t = 25\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

Armatures de répartition $S_t \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} > S_t = 25\text{cm} \Rightarrow$ condition vérifiée.

2-5-3) Vérification de l'ancrage

$$\tau_{se} = 0,6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{se}} = 42,3 \text{ cm} > e = 25 \text{ cm}$$

On prévoit des crochets.

$$L_r = 0,4 L_s = 16,9 \text{ cm} < (25-2) \text{ longueur de recouvrement.}$$

2-5-4) Vérification au cisaillement

Nous avons une fissuration préjudiciable, d'où :

$$V_u = q_u \times l + g_u = 12,82 \times 1,35 + 0,81 = 18,12 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} ; V_u = 18,12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{18,12 \times 10}{100 \times 13} = 0,139 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2-5-5) Vérification de l'adhérence des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \cdot 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0,9 d \sum u_i$$

$\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures

$$\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 1,2 = 15,072 \text{ cm}$$

$$\tau_s = \frac{18,12 \times 10}{0,9 \times 13 \times 15,072} = 1,03 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2-5-6) Vérification aux appuis**a) Armatures longitudinales**

$$A \geq \frac{V_u + H}{f_e / \gamma_s}$$

$$A_s \geq (18,12 + \frac{14,4}{0,9 \times 0,13}) \frac{1}{34,8} = 4,05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > 4,05 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures longitudinales sont suffisantes.

b) Influence sur le béton

$$V_u \leq 0,4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times b d = 780 \text{ KN.}$$

$$V_u = 18,12 \text{ KN} < 780 \text{ KN} \\ \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

2-5-7) Vérification des contraintes à l'ELS

$$\sigma_b \leq \sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K y_1$$

$$c = (h/2) - e_s = (15/2) - (-10,19) = 10,265 \text{ m}$$

On a l'équation : $y_1^3 + p y_1 + q = 0$

$$p = -3 c^2 - 90 A_s / b (d - c) \quad (\text{SSA})$$

$$q = -2 c^3 - 90 A_s / b (d - c)$$

A-N:

$$p = -3156983,832 \quad \Rightarrow \theta = \text{Arc cos} \left(\frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} \right) = 0$$

$$q = -2167429297 \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2051,56$$

$$\Delta = q^2 + 4 p^3 / 27 = -4,5 \times 10^{18} < 0$$

$$0 < y_{ser} = y_2 + c < d$$

y_2 est considéré négatif car le centre de pression se trouve au dessus de l'axe neutre.

$$y_2 = a \cos (1/3 \theta) = a = 2051,66 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos (1/3 \theta + 120^\circ) = -1025,83 \text{ cm} \Rightarrow y_2 = -1025,83 \text{ cm}$$

$$y_2 = a \cos (1/3 \theta + 240^\circ) = -1025,83 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y_{ser} = 0,67 \text{ cm}$$

Calcul des contraintes :

$$I = b y_s^3 / 3 + 15 [A_s (d - y_s)^2]$$

$$I = 10317,58 \text{ cm}^4$$

Dans le béton

$$\sigma_{bc} = K \times y_{ser} = y_2 \times N_{ser} / I_s \times y_{ser}$$

$$\sigma_{bc} = 10,2583 \times 0,67 \times 1 \times / 10317,50$$

$$\sigma_{bc} = 0,66 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Dans l'acier

$$\sigma_s = n_s \times K (d - y_{er})$$

$$\sigma_s = 183,9 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ 2 \frac{f_e}{3}, 110 \sqrt{n \cdot f_{c28}} \right\} = 201,64 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 183,9 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,64 \text{ MPa}$$

2-5-8) Vérification de la flèche

$$f_v = \frac{M_s \times l^2}{4 E_v \times I_{f_v}}$$

$$E_v = 10818,865 \text{ MPa}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,25}{100 \times 13} = 0,00347$$

$$\rho_1 = 0,347$$

$$\beta_1 = 0,908$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s} = \frac{10,19 \times 10^3}{0,908 \times 13 \times 4,24} = 191 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \left[\frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00347 \times 191 + 2,1} \right] = 0,226$$

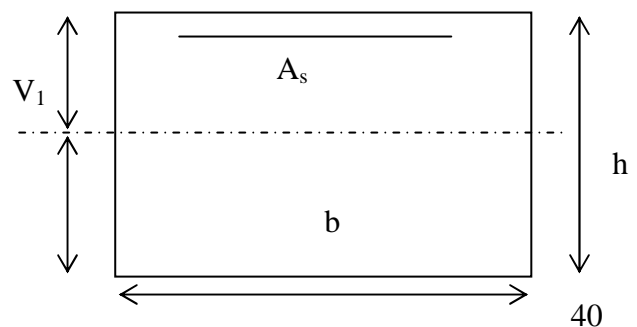
$$\lambda_i = 0,05 \cdot \frac{f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = 6,05$$

$$\lambda_v = 0,4 \cdot \lambda_i = 2,42$$

La position de **C.D.G** :

La position de **C.D.G** est déterminée, en prenant les moments statique par rapport à l'arrête supérieure.

$$V_1 = \frac{b \frac{h^2}{2} + n \cdot A_s (h - d)}{b \cdot h + n \cdot A_s}$$



$$V_1 = \frac{100 \times \frac{15^2}{2}}{100 \times 15 + 15 \times 4,25} = 7,26 \text{ cm} \quad V_2$$

$$V_2 = h - V_1 = 7,74 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{2} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \cdot A_s (V_1 - c)^2$$

$$I_0 = 30087,26 \text{ cm}^4$$

$$I_v = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu} = 19449,78 \text{ cm}^4$$

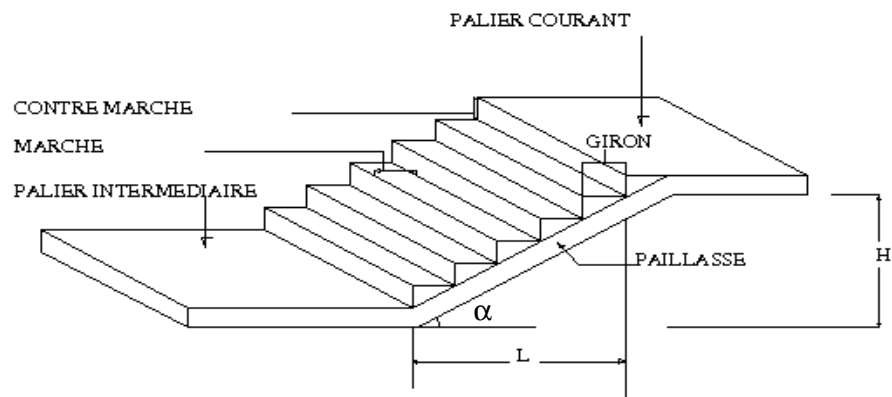
$$\Rightarrow f_v = \frac{10,19 \times (1,35)^2}{4 \times 10818,815 \times 19449,78} = 0,22 \text{ cm}$$

$$\bar{f}_v = \frac{l}{250} = 0,54 \text{ cm}$$

$$f_v = 0,22 \text{ cm} < \bar{f}_v \quad \text{condition vérifier}$$

IV-3) Calcul de l'escalier

Les escaliers constituant le bâtiment sont en béton armé coulé sur place, ils sont constitués de paliers et paillasse assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.



Notations utilisées

G : giron,

h : hauteur de la contre marche,

ep : épaisseur de la paillasse,

H : hauteur de la volée,

L : longueur de la volée projetée,

3-1) Type I

3-1-1) Pré dimensionnement

Il comporte 03 volées identiques et 02 paliers intermédiaires.

Calcul du nombre de marches (n-1) pour chaque volée :

$$n \cdot h = H$$

$$(n - 1) G = L$$

$$2h + G = 64$$

$$-64 h^2 + (2h + L + 64).n + 2H = 0$$

Avec :

$$H = 1,53 \text{ m et } L = 2,4 \text{ m}$$

Après résolution de l'équation du deuxième ordre, on obtient $n = 9$

D'où le nombre de marches (n-1) = 8 marches.

-Calcul de la hauteur de la contre marche et le giron

$$h = H / n = 153 / 9 = 17 \text{ cm}$$

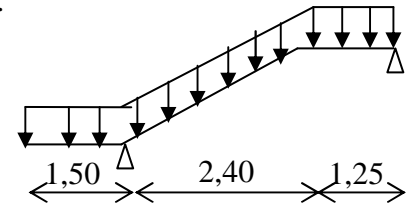
$$G = L / (n-1) = 240 / 8 = 30 \text{ cm}$$

-Vérification de la relation de **BLONDEL**

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq G + 2h = 64 \leq 66 \text{ cm}$$

⇒ La relation est vérifiée.



3-1-2) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

L_0 : Longueur du palier et de la paillasse

$$\text{tg} \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0.566$$

$$\Rightarrow \alpha = 29.53^\circ, \cos \alpha = L / L_1$$

$$L_1 = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{0.87} = 2.76 \text{ m}$$

$$L_0 = 1,85 + 2,76 = 4,61 \text{ m}$$

$$\frac{515}{30} \leq e_p \leq \frac{515}{20}$$

$$\Rightarrow 17.16 \text{ cm} \leq e_p \leq 25,75 \text{ cm} \text{ Nous prenons: } e_p = 20 \text{ cm}$$

Conclusion : Nous prenons une épaisseur de 20 cm pour tous les escaliers de notre bâtiment.

3-1-3) Détermination des sollicitations de calcul

Le calcul s'effectuera, pour une bande de (1m) d'embranchement et une bande de (1m) de projection horizontale de la volée. En considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges et surcharges

La volée : Poids des marches..... $22 \times 0,17 / 2 = 1,87 \text{ KN/m}^2$

Poids de la volée..... $25 \times 0,20 / \cos 29,53 = 5,75 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,24 \text{ KN/m}^2$

Poids des gardes corps..... $= 0,20 \text{ KN/m}^2$

$$G = 9,06 \text{ KN/m}^2$$

Le palier : Poids de la dalle..... $0,20 \times 25 = 5 \text{ KN/m}^2$

Poids des revêtements..... $= 1,24 \text{ KN/m}^2$

$$G = 6,24 \text{ KN/m}^2$$

Surcharges d'exploitation $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

d) Combinaisons des charges

E L U : $q_u = (1,35G + 1,5 Q) \times 1$

La volée : $q_u = (1,35 \times 9,06 + 1,5 \times 2,5) = 15,98 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_u = (1,35 \times 6,24 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 12,174 \text{ KN/ml}$

E L S : $q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$

La volée : $q_s = (9,06 + 2,5) \times 1 = 11,56 \text{ KN/ml}$

Le palier : $q_s = (6,24 + 2,5) \times 1 = 8,74 \text{ KN/m}$

3-1-4) Ferrailage

a) Calcul des efforts

Les réactions aux appuis

$$R_A = 47,92 \text{ KN}$$

$$R_B = 28,14$$

b) Calcul des efforts tranchants et les Moments fléchissant à L'ELU :

b-1) Effort tranchant:

Tronçon	Expression	X (m)	Ty (KN)
$0 \leq x \leq 1.5$	$-12.17x$	0	0
		1,5	-18.25
$0 \leq x \leq 2,4$	$-15.98x + 29.66$	0	29.66
		2,4	-8.69
$0 \leq x \leq 1,25$	$-12.17x + 28.14$	0	+28.14
		1,25	-10.63

b-2) Moments fléchissant :

Tronçon	Expression	X (m)	My (KNm)
$0 \leq x \leq 1.5$	$-6.08x^2$	0	0
		1.5	13.68
$0 \leq x \leq 2,4$	$-7.99x^2 + 29.66x - 13.69$	0	13.69
		2.4	11.47
$0 \leq x \leq 1,25$	$-6.08x^2 + 28.14x$	0	0
		1,25	25.67

Le moment M_z est maximal pour $T_y = 0$

$$T_y = 0 \quad \Rightarrow \quad -12.17x + 28.14 = 0$$

$$\Rightarrow x = 2.3m$$

$$\text{Donc : } M_z^{\max} = -6.08(2.3)^2 + 28.14(2.3)$$

$$M_z^{\max} = 32.55 \text{ KNm}$$

Correction des moments:

(pour tenir en compte des semi-encastres au niveau des appuis).

-en travée: $M_t = 0,75 M_{\max} = 24,412 \text{ KN.m.}$

-sur appuis: $M_a = 0,5 M_{\max} = 16.275 \text{ KN.m.}$

c) Calcul des armatures

Il sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple.

Sur appuis A : $M_a = 16.275 \text{ KN.m}$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{16.275 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.035$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{16275}{0,978 \times 18 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit: $A_s = 5\text{HA}10 = 3.92 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

Sur appuis B : $M_b = 16.275 \text{ KN.m}$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{16.275 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0.035$$

⇒ Section simplement armée

$$\mu_b = 0,035 \Rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{16275}{0,978 \times 18 \times 348} = 2.65 \text{ cm}^2$$

Soit: on adapte $3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

Armature de répartition

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3.92}{4} = 0,98 \text{ cm}^2.$$

Soit: $A_r = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$ avec $S_t = 20 \text{ cm}$

En travée: $M_t = 24.412 \text{ KN.m}$

Armature principale

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_b = \frac{24.412 \times 10^3}{100 \times (18)^2 \times 14,2} = 0,053$$

Section simplement armée

$$\mu_b = 0,050 \Rightarrow \beta = 0,974$$

$$A_s = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_s = \frac{24412}{0,974 \times 18 \times 348} = 4.001 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec} \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

3-1-5) Vérification à l'E L U**A)Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < (A_{sa}, A_{sb}, A_s) \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Espacement des barres

-armatures principales $S_{t.\max} = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

-armatures de répartition : $S_{t.\max} = 20 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45 \text{ cm} \Rightarrow$ vérifiée

c) Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL 91 Art A 6,13)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

Appui A :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{32,90 \times 10}{0,9 \times 18 \times 18,84} = 1,2 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Appui B :

$$\sum u_i = \sum n \times \pi \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,17 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i}$$

$$\tau_{se} = \frac{27,97 \times 10}{0,9 \times 18 \times 15,17} = 1,14 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,14 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

d) Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 5-1.2)

$$\tau_u = \frac{V_{u \max}}{b \times d} = \frac{32900}{1000 \times 180} = 0,18 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible donc :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{ct28}, 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,18 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée.

e) Ancrage des barres (BAEL 91 Art A6-1.2.1)

$$\tau_s = 0,6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$$

La longueur de scellement droit :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s}$$

$$L_s = \frac{400 \times \phi}{4 \times 2,84} = 35,27 \text{ } \Phi$$

A l'appui B $\Rightarrow L_s = 35,27 \text{ cm}$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante. La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est :

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,018 \text{ cm.}$$

f) Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL 91 Art A 5-1.3.21)

$$V_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9 \times bd}{\gamma_s}$$

$$V_u \leq \frac{0,4 \times 25 \times 10^{-1} \times 0,9 \times 18 \times 100}{1,5} = 1080 \text{ KN}$$

$$V_{u(\max)} = 32.90 \text{ KN} < \overline{V_u} = 1080 \text{ KN} . \Rightarrow \text{Vérifié.}$$

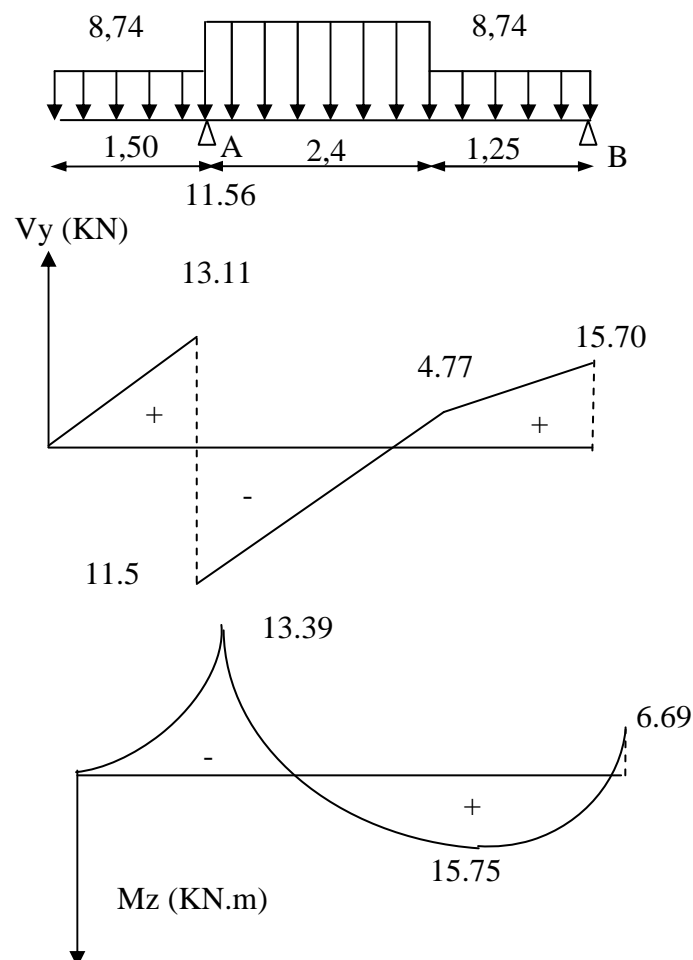
g) Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales

$$A_a = 4,71 \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_u}{0,9 \times d} \right] < 0 \Rightarrow \text{Donc vérifiée}$$

3-1-6) Vérifications à l'ELS**Calcul des efforts à l'ELS**

$$R_A = 36.29 \text{ KN}$$

$$R_B = 15.70$$



a) l'état limite d'ouverture des fissures

La vérification n'est pas nécessaire car l'élément est couvert donc la fissuration est peu nuisible.

b) L'état limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

En travée : $M_t = 15.75 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_{st}}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,31$$

$$\rho_1 = 0,31 \Rightarrow \beta_1 = 0,912, K_1 = 41.82 \Rightarrow K = 0,011$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{15.75 \times 10^3}{5.65 \times 0,912 \times 18} = 16.925$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 1.861 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis A : $M_{a1} = 13.39 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b.d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 18} = 0,314$$

$$\beta_1 = 0,925 \quad K = 0,018$$

$$\sigma_s = \frac{13.39 \times 10}{5,65 \times 0.925 \times 18} = 142.33 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K.\sigma_s = 2.56 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Appuis B : $M_{a2} = 6.69 \text{ KN.m}$

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0,31$$

$$\rho_1 = 0,218 \Rightarrow \beta_1 = 0,912 K_1 = 41.82 \Rightarrow K = 0,023$$

$$\sigma_s = \frac{M_{a1}}{A_{st}\beta_1 d} = \frac{6.69 \times 10^3}{5.65 \times 0,912 \times 18} = 72.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s = 1.72 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

c) Etat limite de déformation (vérification de la flèche)

vérification de la flèche :

On doit avoir $f_i \leq f$

Avec : f_i flèche due aux charges instantanées

$$f_i = \frac{M_s L^2}{10EI f_i}$$

$$EI = 11000 \sqrt[3]{f c_{28}} \quad \text{et} \quad If_i = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_i u}$$

Calcul du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{15Ad + bh^2/2}{15A + bh} = \frac{15 \times 5,65 + 100 \times 17^2/2}{15 \times 5,65 + 100 \times 17} = 8,14 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 8,14 = 8,85 \text{ cm.}$$

Calcul de I_0 :

$$I_0 = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100(8,14^3 + 8,85^3)}{3} + 84.75(8,85 - 3)^2 = 43983,82 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11,56 \times (5,65)^2 \times 10^4}{10818,865 \times 43983,82} = 0,0001 \text{ m} = 0,01 \text{ cm}$$

$$f = 0,01 \text{ cm} < \bar{f} = 1,03 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

IV-3 Poutre palière:

1 - Prédimensionnement:

- **Hauteur (ht):** la hauteur ht est donnée par :

$$L_{\max}/15 \leq ht \leq L_{\max}/10 \quad \text{où} \quad L_{\max}: \text{longueur libre entre nus d'appuis.}$$

ht: hauteur totale de la poutre.

$$L_{\max} = 4,00 - 0,25 = 3,75 \text{ m.}$$

$$375/15 = 25 \leq ht \leq 375/10 = 37,5$$

$$25 \text{ cm} \leq ht \leq 37,5 \text{ cm}$$

Exigences du RPA 99 (art 7-4-1) :

$$b \geq 20 \text{ cm.}$$

$$ht \geq 30 \text{ cm.}$$

Nous adopterons ht=30cm.

$$ht/b < 4.$$

- **Largeur (b):**

$$0,4 \text{ ht} = 12 \leq b \leq 0,7 \text{ ht} = 21$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

Nous adopterons $b = 25 \text{ cm}$. **donc** $(b \times h) = (25 \times 30)$

2 - Calcul des efforts:

.Charges:

Poids de poutre..... $G = 0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875 \text{ KN/ml}$.

L'effort tranchant de paillasse..... $T_u = 29,66 \text{ KN}$.

..... $T_s = 13,11 \text{ KN}$.

Hypothèse: Nous considérons que la poutre palière est uniformément chargée.

.Combinaison de charges:

ELU: $q_u = 1,35G + (2T_u/L) = 1,35(1,875) + (2 \times 29,66/3,75) = 18,34 \text{ KN/ml}$.

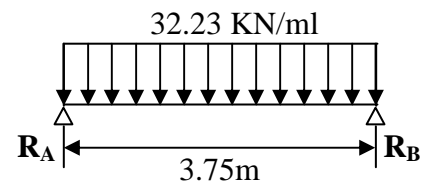
ELS: $q_s = G + (2T_s/L) = 1,875 + (2 \times 13,11/3,75) = 8,867 \text{ KN/ml}$.

.Moments fléchissants:

ELU: $M_{0u} = q_u L^2 / 8 = 18,34 \times 3,75^2 / 8 = 32,23 \text{ KN.m}$.

$M_t = 0,85 M_{0u} = 27,40 \text{ KN.m}$.

$M_a = 0,3 M_{0u} = 9,67 \text{ KN.m}$.



ELS: $M_{0s} = q_s L^2 / 8 = 8,867 \times 3,75^2 / 8 = 15,58 \text{ KN.m}$.

$M_t = 0,85 M_{0s} = 13,24 \text{ KN.m}$.

$M_a = 0,3 M_{0s} = 4,674 \text{ KN.m}$.

.Efforts tranchants:

$T_u = q_u L / 2 = 29,66 \times 3,75 / 2 = 55,612 \text{ KN}$.

$T_s = q_s L / 2 = 8,867 \times 3,75 / 2 = 16,62 \text{ KN}$.

3 - Calcul d'armatures en flexion simple:

a) En travée :

$$\mu_b = M_t / b d^2 f_{bc} = 27,40 \times / (0,25 \times 0,28^2 \times 14,2 \times 1000) = 0,098.$$

$$\mu_b = 0,183 \Rightarrow \beta = 0,723.$$

$$A_t = M_t / (\beta d f_e \gamma_s) = 27,40 \times 10^4 / (0,723 \times 0,28 \times 348 \times 1000) \Rightarrow A_t = 3,88 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons **3HA14 = 4,61 cm²**

b) Sur appuis :

$$\mu_b = M_a / b d^2 f_{bc} = 9.67 / (0.25 \times 0.28^2 \times 14.2 \times 1000) = 0.098.$$

$$\mu_b = 0.023 \Rightarrow \beta = 0.948.$$

$$A_a = M_a / (\beta d f_e / \gamma_s) = 9.67 \times 10^4 / (0.948 \times 0.28 \times 348 \times 1000) \Rightarrow A_a = 1.04 \text{ cm}^2$$

Nous adopterons 3HA10 = 2,36 cm²

4 - Vérifications à l'ELU:

1- Condition de non fragilité:

$$A_{min} = 0.23 b d f_{t28} / f_e = 0.23 \times 25 \times 28 \times 2.1 / 400 = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{-En travée: } A_t = 4.61 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{-Sur appuis: } A_a = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{min} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

2- Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement:

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{se} = V_u / 0.9 d \sum u_i \quad \text{avec} \quad \sum u_i (3HA14 + 3HA10) = (3 \times 1 \times 3.14) + (3 \times 1.4 \times 3.14) = 22.60 \text{ cm.}$$

$$V_u(\max) = R_A = R_B = 60.431 \text{ KN.}$$

$$\tau_{se} = 60.431 / (0.9 \times 0.28 \times 0.1884 \times 1000) = 1.27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Calcul d'armatures transversales (art. A.7.2.2 / BAEL 91):

Le diamètre des armatures transversales est donné par: $\Phi_t = \min \{ h/35, b/10, \Phi_l \}.$

h : hauteur totale de l'élément (h=30cm).

Φ_l : diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur de l'élément (b=25cm).

$$\Phi_t = \min \{ 8.6 \text{ mm}, 25 \text{ mm}, 10 \text{ mm} \} = 8.6 \text{ mm.}$$

Donc, nous choisirons le $\Phi 8$.

$$\text{Nous adopterons } A_t = 2\Phi 8 = 1.01 \text{ cm}^2$$

Calcul d'espacements:

-Les espacements entre les plans successifs des armatures transversales doivent satisfaire la condition: $St = \min \{ 0.9d, 40 \text{ cm} \} = \min \{ 25.2 \text{ cm}, 40 \text{ cm} \} = 25.2 \text{ cm.}$

$$\text{Nous prendrons } St = 25 \text{ cm.}$$

-La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante:

$$A_t f_e / b \cdot St \geq 0.4 \text{ Mpa.}$$

$$1.01 \times 100 \times 400 / 250 \times 250 = 0.646 \text{ Mpa} > 0.5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

3- Vérification d'efforts tranchants:

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5\text{Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = V_u / (b.d) \quad \text{avec} \quad V_u(\max) = R_A = R_B = 60.431 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 60.431 \times 1000 / (250 \times 280) = 0,863 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5 - Vérifications à l'ELS:

1- Etat limite d'ouverture de fissures:

La fissuration étant peu nuisible \Rightarrow aucune vérification n'est nécessaire.

2- Etat limite de résistance à la compression du béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \cdot \sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$

Aux appuis

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{b.d} = \frac{100 \times 2.36}{25 \times 28} = 0.337$$

$$\xrightarrow{\text{(Tableau)}} \begin{cases} \beta_1 = 0.909 \\ K = 0.025 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{4.674 \times 10^3}{0.909 \times 2.36 \times 28} = 77.81 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0.025 \times 77.81 = 1.94 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} &= 1.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

En travée

$$\rho_1 = \frac{100 A_t}{b.d} = \frac{100 \times 4.61}{25 \times 28} = 0.658$$

$$\xrightarrow{\text{Tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.881 \\ K = 0.03 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_{ts}}{\beta_1 \cdot A_s \cdot d} = \frac{13.24 \times 10^3}{0.881 \times 4.61 \times 28} = 116.42 \text{ MPa}$$

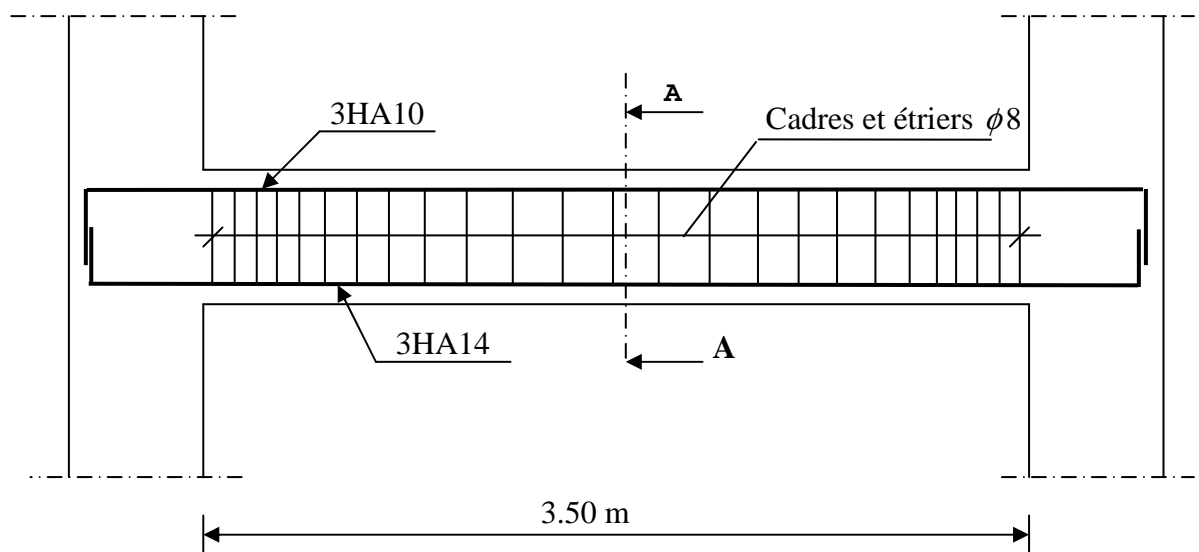
$$\left. \begin{aligned} \sigma_{bc} &= K \cdot \sigma_s = 0.03 \times 116.42 = 3.49 \text{ MPa.} \\ \sigma_{bc} &= 3.49 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{aligned} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant:

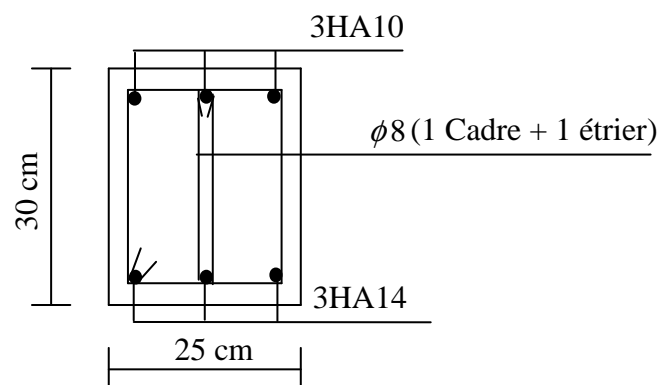
Zone	$M_s(\max)$ [KN.m]	A_s [cm ²]	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]
Travée	13,24	4.61	116.42	3.49	15
Appuis	4,674	2,36	77.81	1.94	15

⇒ les contraintes dans le béton sont vérifiées.

Plan de ferrailage de la poutre palière :



Ferrailage de la poutre palière

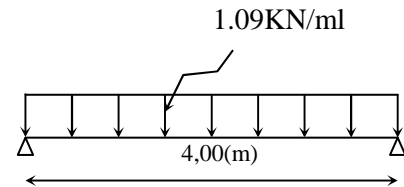


Coupe A-A

IV-2- Planchers :

***Combinaison d'actions**

A l'ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.09 \text{ KN/ml}$

**B.2 Calcul du moment isostatique**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1.09 \times 4^2}{8} = 2.18 \text{ KN.m}$$

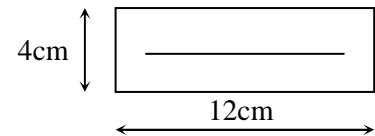
$$V = \frac{q_u l}{2} = V = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1.09 \times 4}{2} = 2.18 \text{ KN}$$

B.3 Ferrailage de la poutrelle

$$d = h - c = 4 - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{b_u}} = \frac{2.18 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14.2} = 3.19 > 0.392$$

$$\mu_b > \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.D.A}$$



Comme la section de la poutrelle est très réduite on est obligé de prévoir des étais intermédiaires pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

B.4 Après coulage de la dalle de compression

Après coulage de la dalle de compression, la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur plusieurs appuis et soumise aux charges suivantes :

Poids du plancher : $G = 3.41 \text{ KN/ml}$.

Surcharge d'exploitation : $Q = 0.975 \text{ KN/ml}$

***Combinaison d'actions**

A l'E.L.U : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.07 \text{ KN/ml}$.

A l'E.L.S : $Q_s = G + Q = 4.38 \text{ KN/ml}$.

C. Détermination des moments fléchissant et des efforts tranchants**C.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$$1. \begin{cases} Q < 2G & \text{on a: } Q = 1.50 \text{ KN/ml} < 2 \times 3.41 \\ Q \leq 5 \text{ KN} & \text{et } Q = 1.50 \text{ KN} < 5 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité. \Rightarrow Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$\text{Il faut vérifier que : } 0,8 < \frac{L_{i1}}{L_{i+1}} < 1,25 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{330}{400} = 0,942 \\ \frac{350}{400} = 0,875 \\ \frac{400}{350} = 1,14 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable à la tenue du béton armé ainsi qu'à ces revêtements. (Condition vérifiée)

Conclusion : Les conditions étant toutes vérifiées, la méthode forfaitaire est donc applicable

D. calcul des coefficients

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée est soumise aux mêmes charges (moments isostatique) M_w , M_e , M_t : respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauches, de droites ainsi que celle du moment en travée.

α : rapport des charges d'exploitation (Q) à la somme des charges permanente (G) et des charges d'exploitations

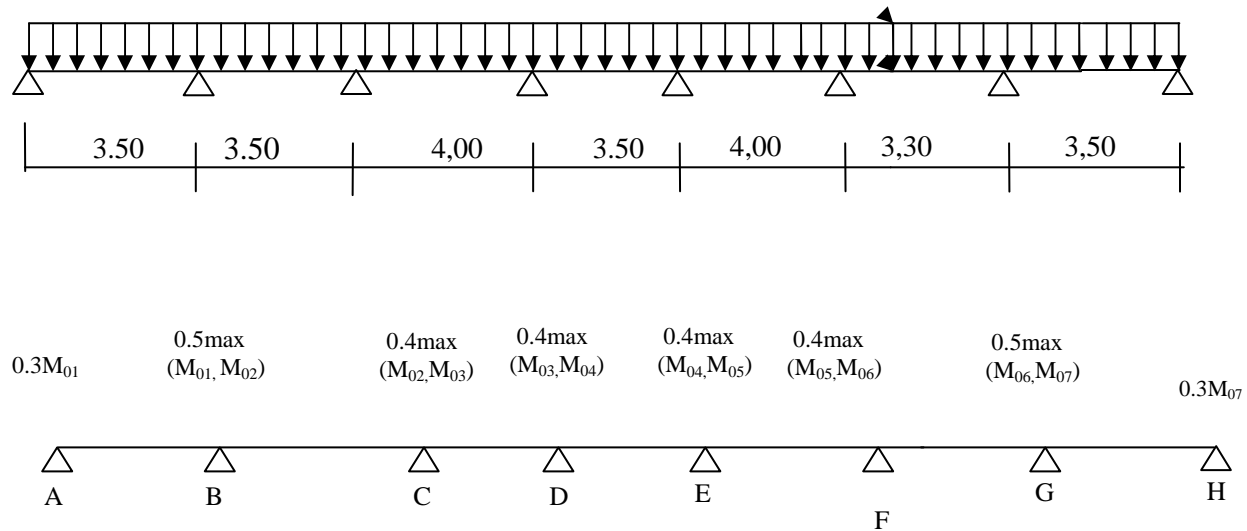
$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.50}{1.50+5.24} = 0,223 \quad \left(0 < \alpha < \frac{2}{3} \right)$$

Les valeurs prises pour M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq (1 + 0,3\alpha)M_0 \\ M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,05M_0 \end{array} \right.$$

$$\text{- travée intermédiaire : } M_t \geq \left(\frac{1 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$

$$\text{- travée de rive : } M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0$$



$$q_u = (1,35G + 1,35Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,24 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65$$

$$M_{01} = \frac{6,0606 \times 3,50^2}{8} = 9,28 [KN.m]$$

$$M_{02} = \frac{6,0606 \times 3,5^2}{8} = 9,28 [KN.m]$$

$$M_{03} = \frac{6,0606 \times 4,00^2}{8} = 12,12 [KN.m]$$

$$M_{04} = \frac{6,0606 \times 3,5^2}{8} = 9,28 [KN.m]$$

$$M_{05} = \frac{6,0606 \times 4,00^2}{8} = 12,12 [KN.m]$$

$$M_{06} = \frac{6,0606 \times 3,3^2}{8} = 8,24 [KN.m]$$

$$M_{07} = \frac{6,0606 \times 3,5^2}{8} = 9,28 [KN.m]$$

$$M_1 = M_8 = 2,784 [KN.m] \quad ; \quad M_2 = M_7 = 4,64 [KN.m] \quad ; \quad M_3 = M_6 = 6,06 [KN.m] \quad ; \\ M_4 = M_5 = 4,848 [KN.m] \quad .$$

E. calcul des moments en travées

Travée "1-2" (de rive)

$$1) \begin{cases} M_{i1-2} + \frac{M_1 + M_2}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ M_{i1-2} \geq 6,18 KN.m \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t1-2} \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t1-2} \geq 5,878 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend $M_{t1-2} = M_{t78} = 6,18 \text{ KN.m}$

*Travée ''2-3'' (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t2-3} + \frac{M_2 + M_3}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ M_{t2-3} \geq 4,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t2-3} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t2-3} \geq 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t2-3} = M_{t67} = 4.95 \text{ KN.m}$

*Travée ''3-4'' (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t3-4} + \frac{M_3 + M_4}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ M_{t3-4} \geq 4.44 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t3-4} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t3-4} \geq 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t34} = M_{t56} = 4.95 \text{ KN.m}$

*Travée ''4-5'' (intermédiaire)

$$1) \begin{cases} M_{t4-5} + \frac{M_4 + M_5}{2} \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 \\ M_{t4-5} \geq 5.052 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$2) \begin{cases} M_{t4-5} \geq \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2} \right) M_0 \\ M_{t4-5} \geq 4.95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On prend : $M_{t4-5} = 5.052 \text{ KN.m}$

F. Calcul des moments isostatiques

$Q_u = 6,07 \text{ KN/ml}$

$$M_{0i} = \frac{q_u l_i^2}{8}$$

Travée	1-2=2-3=4-5=7-8	3-4=5-6	6-7
Portée de la travée (m)	3,50	4.00	3.30
M_{0i} (KN/m)	9.294	12.14	8.262

G. Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2}$$

$$T_e = T_w - q_u L$$

Avec : T_w , T_e respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui

$$\begin{aligned} * \text{ La travée « 1-2 »} & \left\{ \begin{array}{l} V_1 = 10.62(KN) \\ V_2 = -10.62(KN) \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ La travée « 2-3 »} & \left\{ \begin{array}{l} V_2 = 11.43(KN) \\ V_3 = -9.80(KN) \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ La travée « 3-4 »} & \left\{ \begin{array}{l} V_3 = 11.42(KN) \\ V_4 = -12.85(KN) \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ La travée « 4-5 »} & \left\{ \begin{array}{l} V_4 = 11.43(KN) \\ V_5 = -9.80(KN) \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} * \text{ La travée « 5-6 »} & \left\{ \begin{array}{l} V_5 = 11.17(KN) \\ V_6 = -13.10(KN) \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{*La travée « 6-7 »} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_6 = 10.32(KN) \\ V_7 = -9.70(KN) \end{array} \right. \\
 & \text{*La travée « 7-8 »} \quad \left\{ \begin{array}{l} V_7 = 10.91(KN) \\ V_8 = -10.32(KN) \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

H. Diagrammes des moments fléchissant et des efforts tranchants

H.1 Diagramme des moments

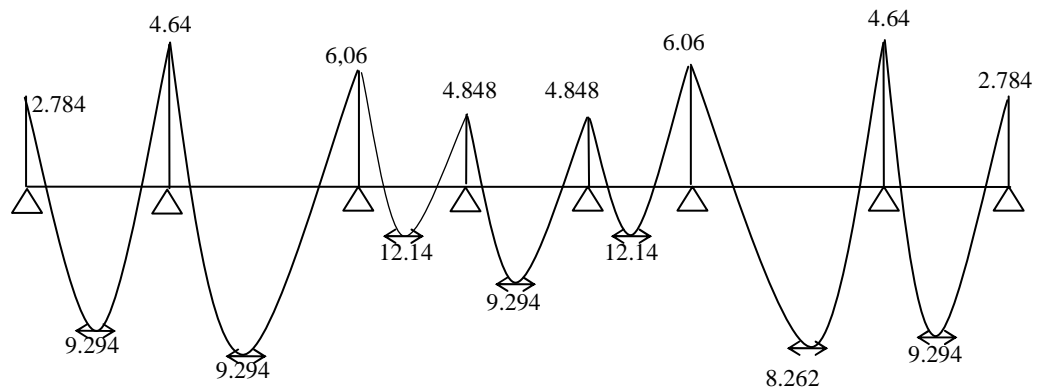


Fig. III.1 Diagramme des moments fléchissant

H.2 Diagramme des efforts tranchants

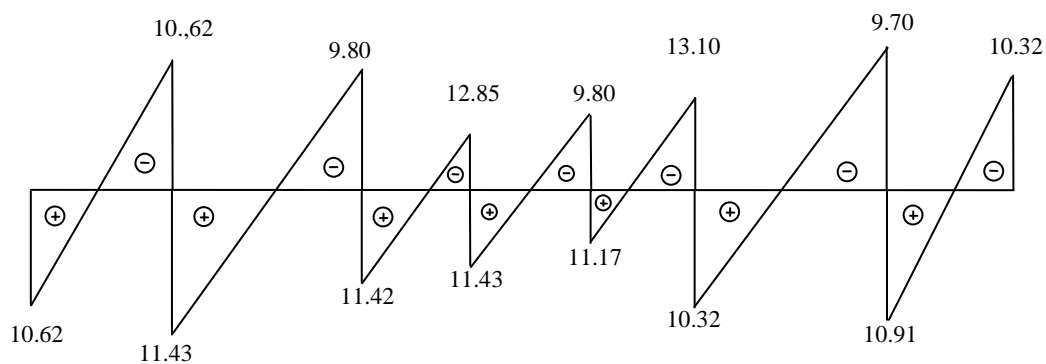


Figure IV.2 diagramme des efforts tranchants

I. Ferrailage

Le ferrailage se fera à l'ELU avec les moments max en travées et en appuis.

I.1 Calcul à l'E.L.U

○ Armatures en travée :

Le moment équilibré par la table de compression est :

$$M_t = f_{bc} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,2 \times 10^3 \times 0,65 \times 0,04 [0,17 - (0,5 \times 0,04)]$$

$$M_t = 55,38 \text{ KN.m} > M_t = 9,294 \text{ KN.m} \rightarrow$$

L'axe neutre tombe dans la table de compression, d'où la section se calcule comme une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{9,294 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2} = 0,0348 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,0348 \rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{9,294 \times 10^3}{0,983 \times 17 \times 348} = 1,59 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,59 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,36 \text{ cm}^2$$

○ Armatures aux appuis

La table étant entièrement tendue, le calcul se fera donc comme pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6,06 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14,2} = 0,0227 < 0,392 \Rightarrow S.S.A$$

$$\mu_b = 0,0227 \rightarrow \beta = 0,989$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{6,06 \times 10^3}{0,989 \times 17 \times 348} = 1,03 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,04 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

a) Armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales est donné par :

$$\phi \leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_{\max} \right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

$$\min\left(\frac{200}{35}; \frac{120}{10}; 10\right) = 6 \text{ mm} = 0.6 \text{ cm}$$

$$\phi \leq 0.6 \text{ cm} \text{ On prend } \phi = 6 \text{ mm}$$

On adopte: $2 \phi 6 \rightarrow A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier $\phi 6$

b) Espacement des armatures transversales

$$St \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(15,3; 40) = 15,30 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 16 \text{ cm}$

La section d'armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot 16} \geq 0,5 \text{ MPa} \Rightarrow \frac{0,57 \times 400}{12 \times 16} = 1,19 > 0,5 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.2 Vérification à l'ELU

* Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL91.Art.5.1.1)

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \quad \text{«Fissuration peu nuisible»}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{13,10 \times 10^3}{120 \times 170} = 0.642 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,642 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.3 Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 17 \frac{2.1}{400} = 0.25 \text{ cm}^2$$

○ En travée

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

○ Aux appuis

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.25 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.4 Vérification de la contrainte d'adhérence (BAEL91.Art. A.6.13)

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i} = \frac{13,10 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 2 \times \pi \times 10} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.4.1 Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art. A5.1.313/BAEL91)

On doit vérifier que : $V_u^{\max} \leq 0.267 b_0 \times a \times f_{c28}$ avec $a = 0.9d$

$$V_u^{\max} \leq 0.267 \times 0.12 \times 0.9 \times 0.17 \times 10^3 \times 25 = 122.56 \text{ KN} \quad \Rightarrow V_u^{\max} \leq 122.56 \text{ KN}$$

- Appuis de rive

$$V_{\max} = 10.66 \text{ KN} < 129.76 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires

$$V_{\max} = 9.98 + 9.98 = 27,67 \text{ KN} < 19.99 \text{ KN} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.4.2 Influence de l'effort tranchant sur les armatures

On doit vérifier que : $A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u^{\max} + \frac{M_{\max}}{0.9d})$

- Appuis de rive

$$A = 1,57 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (12,22 + \frac{4,202}{0.9 \times 0.17}) = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.57 \geq 1,14 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- Appuis intermédiaires

$$A = 2,36 \geq \frac{1.15}{400 \times 10^{-1}} \times (27,67 + \frac{7,67}{0.9 \times 0.17}) = 2,236 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,236 \geq 2,23 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

I.4.3 Calcul des scellements droit (BAEL91/ Art.A6.1.23)

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{avec :} \quad \tau_{su} = 0.6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{D'où } l_s = \frac{1.0 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

I.4.4 vérification de la contrainte moyenne sur appuis intermédiaires (BAEL91.Art.A.51.322)

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc}^{\max} = \frac{V_u^{\max}}{b_0 a} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } a = 0.9d$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 1.3 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.3 \times \frac{25}{1.5} = 21.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc}^{\max} = \frac{13,10 \times 10^3}{0.9 \times 170 \times 120} = 0.76 < \bar{\sigma}_{bc} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

I.5 Calcul à l'ELS

I.5.1 Calcul des moments isostatiques

$$q_s = 4.38 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0i} = \frac{q_s l^2}{8}$$

Tableau.IV.2 les moments isostatiques à L'ELS

Travée	1-2=2-3=4-5=7-8	3-4=5-6	6-7
Portée de la travée (m)	3,50	4.00	3.30
M_{0i} (KN/m)	6.70	8.76	5.96

○ Calcul des moments sur appuis

$$M_1 = 1.821; M_2 = 4,38; M_3 = 3.504; M_4 = 2.68; M_5 = 3,504; M_6 = 4.38; M_7 = 1.821 \text{ KN.m}$$

$$\text{* travée « 1-2 »} \quad \begin{cases} V_1 = 7.66 \text{ KN} \\ V_2 = -7.66 \text{ (KN)} \end{cases}$$

$$\text{* travée « 2-3 »} \quad \begin{cases} V_2 = 5.605 \text{ (KN)} \\ V_3 = -9.725 \text{ (KN)} \end{cases}$$

$$\text{* travée « 3-4 »} \quad \begin{cases} V_3 = 8,245 \text{ (KN)} \\ V_4 = -9.275 \text{ (KN)} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 * \text{ travée « 4-5 »} & \quad \begin{cases} V_4 = 7.07(KN) \\ V_5 = -8.25(KN) \end{cases} \\
 * \text{travée « 5-6 »} & \quad \begin{cases} V_5 = 8.06(KN) \\ V_6 = -9.46(KN) \end{cases} \\
 * \text{ travée « 6-7 »} & \quad \begin{cases} V_6 = 7.002(KN) \\ V_7 = -7.451(KN) \end{cases} \\
 * \text{ travée « 7-8 »} & \quad \begin{cases} V_7 = 7.75(KN) \\ V_8 = -9.57(KN) \end{cases}
 \end{aligned}$$

Fig. VI.3 Diagramme des moments fléchissant
Calcul des moments en travée

$$\begin{aligned}
 * \text{ travée « 1-2 »} & \quad \begin{cases} M_{t(1-2)} \geq 9.294(KN.m) \\ M_{t(1-2)} \geq 6.70(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(1-2)} = 9.294(KN.m) \\
 * \text{travée « 2-3 »} & \quad \begin{cases} M_{t(2-3)} \geq 9.294(KN.m) \\ M_{t(2-3)} \geq 6.70(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(2-3)} = 9.294(KN.m) \\
 * \text{ travée « 3-4 »} & \quad \begin{cases} M_{t(3-4)} \geq 12.14(KN.m) \\ M_{t(3-4)} \geq 8.76(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(3-4)} = 12.14(KN.m) \\
 * \text{ travée « 4-5 »} & \quad \begin{cases} M_{t(4-5)} \geq 9.294(KN.m) \\ M_{t(4-5)} \geq 6.70(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(4-5)} = 9.294(KN.m) \\
 * \text{ travée « 5-6 »} & \quad \begin{cases} M_{t(5-6)} \geq 12.14(KN.m) \\ M_{t(5-6)} \geq 8.76(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(5-6)} = 12.14(KN.m) \\
 * \text{ travée « 6-7 »} & \quad \begin{cases} M_{t(6-7)} \geq 8.262(KN.m) \\ M_{t(6-7)} \geq 5.96(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(6-7)} = 8.262(KN.m) \\
 * \text{ travée « 7-8 »} & \quad \begin{cases} M_{t(7-8)} \geq 9.294(KN.m) \\ M_{t(7-8)} \geq 6.70(KN.m) \end{cases} \quad \rightarrow \quad M_{t(7-8)} = 9.294(KN.m)
 \end{aligned}$$

4 Etat limite de la compression du béton

On peut se dispenser de vérifier σ_{bc} (contrainte maximale de compression du béton) pour des sections rectangulaires en flexion simple dont les armatures sont feE400 si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

4.1 aux appuis

$$M_s^a = 1.821 \text{ KN.m}$$

$$M_u^a = 2.784 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{2.52 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 1.01$$

$$\mu_b = \frac{M_u^a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.784 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14.2} = 0.01$$

$$\mu_b = 0.028 \Rightarrow \alpha = 0.0126 < 1.01 \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \Rightarrow \text{il est inutile de vérifier}$$

4.2 En travée

$$M_u^t = 12.14 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u^t}{M_s^t} = \frac{12.14}{8.76} = 1.38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44$$

$$\mu_b = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.14 \times 10^3}{65 \times 17^2 \times 14.2} = 0.0455 \Rightarrow \alpha = 0.0589 < 1.0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

K. Vérification des ouvertures de fissuration à l'ELU

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

K.1 Etat limite de déformation (BAEL91. Art.B.68.4.24)

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0}$$

$$3) \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section de la nervure (épaisseur de la dalle de compression).

M_0 : moment isostatique maximum.

L : portée entre nus d'appuis.

M_t : moment max en travée.

b_0 : largeur de la nervure

d : hauteur utile de la section droite.

$$1. \frac{h}{L} = \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{h}{L} = \frac{20}{450} = 0.05 > \frac{6,864}{15 \times 9,464} = 0.047 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$3. \frac{As}{b_0 d} = \frac{2.36}{17 \times 12} = 0.012 < \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

La 3^{ème} condition est non vérifiée donc on procède aux calculs de la flèche. **L.**

Calcul de la flèche

$$1. f_v = \frac{M_t l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

$$2. f_i = \frac{M_s l^2}{10 E_i I_{fi}} < \frac{L}{500} = \frac{4000}{500} = 9 \text{ mm}$$

A : Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + n A = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.36 = 487.4 \text{ cm}^2$$

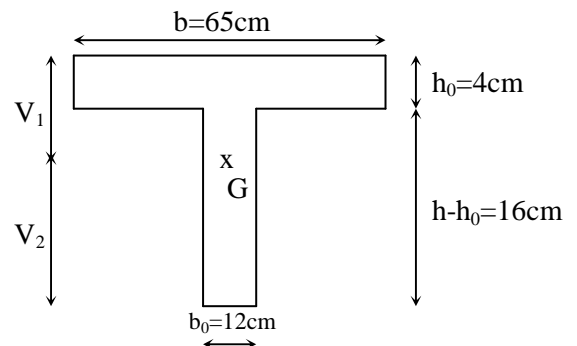
Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

$$S_{/xx} = \frac{bh^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t d$$

$$s_{/xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.36 \times 17 = 3425.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S_{/xx}}{B_0} = \frac{3425.8}{487.4} = 7.03 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.03 = 12.97 \text{ cm.}$$



$$I_0 = \frac{b_0}{3} + (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0)h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.03^3 + 12.97^3) + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7.03 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2.36(12.97 - 3)^2$$

$$I_0 = 19282.27 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{bd} = \frac{2.36}{12 \times 17} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{0.011 \left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 3.74$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 3.74 = 1.5$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1} = 0.8$$

$$I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu} = \frac{1.1 \times 19282.27}{1 + 3.74 \times 0.8} = 5313.25 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 19282.27}{1 + 1.5 \times 0.8} = 9641.14 \text{ cm}^4$$

$$f_i = \frac{5.78 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 5313.25} = 0.54 \text{ cm} < \frac{L}{500} = 0.8 \text{ cm} < f_v = \frac{5.78 \times 4^2 \times 10^7}{10 \times 32164.2 \times 9641.14} = 0.30 \text{ cm} < \frac{L}{500} + 0.80 \text{ cm}$$

Ferraillage de la dalle de compression

La dalle de compression de 4cm doit être armée de quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

-20cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.

-30cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

$$50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{L_1}{f_e} \text{ avec : } (L_1 \text{ en cm}).$$

$$L_1 \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{200}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=60 \text{ cm}$).

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles.

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles.

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$F_e = 520 \text{ MPa}$ quadrillage de T.S.TIE 520.

On a: $L_1 = 65 \text{ cm}$

$$\Rightarrow A_1 = 4 \cdot \frac{65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2 / m_l$$

$$5T6 \Rightarrow A_1 = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

1 Armatures de répartition

$$A_2 = A_1/2 = 0.71 \text{ cm}^2$$

Soit : $5T6 \Rightarrow A_2 = 1.41 \text{ cm}^2$ et $S_t = 20 \text{ cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

IV-5 Calcul des dalles pleines:

A) Dalle pleine d'étage courant:

Notre plancher comprend un panneau de dalle rectangulaire de **15cm** d'épaisseur encastré sur **3** cotés.

1 - Calcul d'efforts:

Le calcul d'efforts se fera conformément à la méthode exposée au BAEL(Annexe E3).

.Principe de la méthode:

Soit L_x et L_y les distances mesurées entre nus d'appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur.

-Nous supposons que le panneau est simplement appuyé sur ses débords.

-Nous définissons $\alpha = L_x / L_y$ avec: $L_x < L_y$

1- Si $\alpha < 0.4 \Rightarrow$ panneau travaillant dans un seul sens (L_x) . Au centre de la dalle, pour une bande de 1 m de largeur:

$$M_{0x} = q (L_x)^2 / 8, M_{0y} = 0.$$

2- Si $0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ panneau travaillant dans les deux sens. Au centre de la dalle:

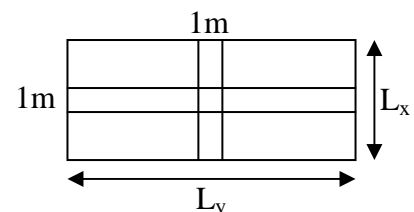
$$\text{- sens } L_x \Rightarrow M_{0x} = \mu_x q (L_x)^2$$

$$\text{- sens } L_y \Rightarrow M_{0y} = \mu_y M_{0x}.$$

μ_x et μ_y : Coefficients multiplicateurs donnés en fonction de α

et du coefficient de poisson ν .

Vérification: $M_{0y} / M_{0x} \geq 0.25$.



Remarque:**.Panneau de dalle continu au-delà de ses appuis:**

-Moment en travées $\Rightarrow 0,75 (M_{0x}, M_{0y})$.

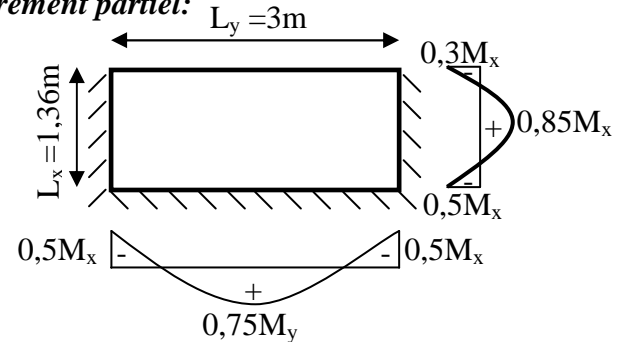
-Moment sur appuis $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

.Panneau de rive dont l'appui peut assurer un encastrement partiel:

-Moment en travée $\Rightarrow 0,75$ ou $0,85 (M_{0x}, M_{0y})$.

-Moment sur appuis de rive $\Rightarrow 0,3 (M_{0x})$.

-Moment sur appuis intermédiaires $\Rightarrow 0,5 (M_{0x})$.

**.Sollicitations dans le panneau:**

$$G = 6,45 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

.Combinaisons de charges:

$$\text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m} = (1,35 \times 6,45 + 1,5 \times 1,5) \times 1\text{m} = 10,96 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS: } q_s = (G + Q) \times 1\text{m} = (6,45 + 1,5) \times 1\text{m} = 7,95 \text{ KN/ml.}$$

2 - Calcul de panneau à l'ELU:

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 2,22\text{m.} \\ L_y = 4\text{m} \end{array} \right\} \alpha = L_x / L_y = 2,22/4 = 0,55 \Rightarrow 0,4 \leq \alpha \leq 1$$

\Rightarrow le panneau travaille dans les deux sens.

$$\left. \begin{array}{l} M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0509 \times 10,96 \times 2,22 \times 2,22 = 2,74 \text{ KN.m.} \\ \geq 0,25. \end{array} \right\} M_{0y} / M_{0x} = 1,876/2,74 = 0,685$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,685 \times 2,74 = 1,876 \text{ KN.m.} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

.Correction de moments:

-En travées: $M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 2,74 = 2,33 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 2,74 = 2,05 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 2,74 = 1,37 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 2,74 = 0,822 \text{ KN.m.}$

.Calcul d'efforts tranchants:

-Au milieu de L_x : $T_u = q_u L_x L_y / (3L_y) = 10,96 \times 2,22 \times 4 / (3 \times 4) = 2,02 \text{ KN.}$

-Au milieu de L_y : $T_u = q_u L_x L_y / (2L_y + L_x) = 10,96 \times 2,22 \times 4 / (2 \times 4 + 2,22) = 9,52 \text{ KN.}$

3 - Calcul de panneau à l'ELS:

$$\begin{aligned}
 M_{0x} &= \mu_x q_s L_x^2 = 0,0579 \times 7,95 \times 2,22^2 = 2.27 \text{ KN.m.} \\
 M_{0y} &= \mu_y M_{0x} = 0,778 \times 2.27 = 1.76 \text{ KN.m.}
 \end{aligned}
 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} M_{0y} / M_{0x} = 1,76 / 2.27 = 0,77 \geq 0,25. \\ \Rightarrow \text{condition vérifiée.} \end{array}$$

.Correction de moments:

-En travées: $M_x = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 2,74 = 2.33 \text{ KN.m.}$

$$M_y = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 1.876 = 1.407 \text{ KN.m.}$$

-Sur appuis intermédiaires: $M_a = 0,5 M_{0x} = 0,5 \times 2.74 = 1.37 \text{ KN.m.}$

-Sur appuis de rive: $M_a = 0,3 M_{0x} = 0,3 \times 2.74 = 0.822 \text{ KN.m.}$

.Calcul d'efforts tranchants:

-Au milieu de L_x : $T_s = q_s L_x L_y / (3L_y) = 7,95 \times 2.22 \times 4 / 3 \times 4 = 5.88 \text{ KN.}$

-Au milieu de L_y : $T_s = q_s L_x L_y / (2L_y + L_x) = 7,95 \times 2.22 \times 4 / 2 \times 4 + 2.22 = 6.90 \text{ KN.}$

4 - Ferrailage:

Il se fera à l'ELU en considérant une bande de largeur unitaire.(1m)

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{1.37 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,001993 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,00199 \rightarrow \alpha = 0,0025 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{1.37 \times 10^6}{0,999 \times 220 \times 34800} = 0,18 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.822 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,00119 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,00119 \rightarrow \alpha = 0,0025 \rightarrow \beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.822 \times 10^6}{0,999 \times 220 \times 34800} = 0.1074 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2.33 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,00339 < 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0033 \rightarrow \alpha = 0,0050 \rightarrow \beta = 0,998$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{2.33 \times 10^6}{0,998 \times 220 \times 34800} = 0.304 \text{ cm}^2$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{0.68 \times 10^6}{1000 \times 220^2 \times 14,2} = 0,0009 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,0009 \rightarrow \alpha = 0,156 \rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{0.68 \times 10^6}{0,999 \times 220 \times 34800} = 0.10 \text{ cm}^2$$

Zone	Sens	Mu [KN.m]	μ_b	B	A [cm ²]	A _{adoptée} [cm ²]	Espacements [cm]
Sur Appuis	X - X	1.37	0,0025	0,999	0,18	6Φ6	16,5
	Y - Y	0.822	0,004	0,998	0,107	6Φ6	16,5
En Travées	X - X	2.33	0,007	0,9965	0,304	6Φ6	16,5
	Y - Y	1.407	0,002	0,999	0,18	6Φ6	16,5

5 - Vérifications à L'ELU:

.Condition de non fragilité:

-Suivant L_x :

$$W_x = A_x / bh \geq W_0 (3 - \alpha)/2 \Rightarrow A_x \geq W_0 b h (3 - \alpha)/2.$$

avec A_x : section minimale d'armatures.

$b h$: section totale de béton .

W_0 : taux d'acier minimal = 0,0008 (Acier HAFéE40).

$$A_x \geq W_0 b h (3 - \alpha)/2 = 0,0008 \times 100 \times 15 (3 - 0,55)/2 = 1,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 1,7 \text{ cm}^2 \geq A_x \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

-Suivant L_y :

$$W_y = A_y / bh \geq W_0 \Rightarrow A_y \geq W_0 b h.$$

$$A_y \geq W_0 b h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adop}} = 1,7 \text{ cm}^2 \geq A_y \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

.Vérification d'armatures à l'effort tranchant:

$$\bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = T_u / bd = 9.52 \times 10^3 / 1000 \times 220 = 0,043 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = 0,043 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 1,16 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

.Vérification d'espacements:

$$st_{\max} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$st = 16,5 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

6 - Vérifications à L'ELS:**.Vérification de contraintes dans le béton :**

Nous devons vérifier que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa.}$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{266,67 \text{ MPa} ; 201,63 \text{ MPa}\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 0,10}{100 \times 15} = 0,006 \Rightarrow \beta_1 = 0,945 ; \quad K_1 = 75,91$$

$$\sigma_b = \frac{11,37 \times 10^3}{0,896 \times 12 \times 5,65} = 187,16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Zone	Sens	Ms [KN.m]	As [cm ²]	σ_s [Mpa]	σ_{bc} [Mpa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [Mpa]
Sur Appuis	X - X	0,68	0,10	0,45	1	15
	Y - Y	0,528	0,07	4,94	1	15
En Travées	X - X	1,70	0,24	8,77	1,33	15
	Y - Y	1,32	0,18	2	0,63	15

\Rightarrow les contraintes dans le béton sont vérifiées.

.Etat limite de déformation:

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées:

a) $h / L_x \geq M_x / 20 M_{0x}$

$$h / L_x = 15/136 = 0,11.$$

$$M_x / 20M_{0x} = 1,31 / 20 \times 1,54 = 0,042.$$

$$h / L_x > M_x / 20M_{0x} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

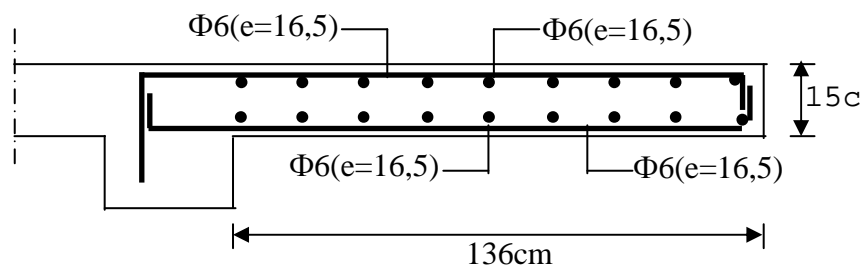
b) $A_x / bd \leq 2 / f_e$

$$A_x / bd = 1,7 / 100 \times 13 = 0,0013.$$

$$2 / f_e = 2 / 400 = 0,005.$$

$$A_x / bd < 2 / f_e \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

\Rightarrow il est inutile de vérifier la flèche.

Ferraillage de la dalle pleine d'étage courant**IV.6. Calcul de la dalle pleine de la salle de machine :****a) Introduction :**

Notre immeuble est constitué d'une cage d'ascenseurs dont les caractéristiques techniques sont comme suit :

- vitesse d'entraînement $V = (1\text{m/s})$,
- la surface de la cabine est de 3.80m^2 (2.00×1.90)
- La charge jusqu'à 8 personnes de $6,3\text{KN}$,
- la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

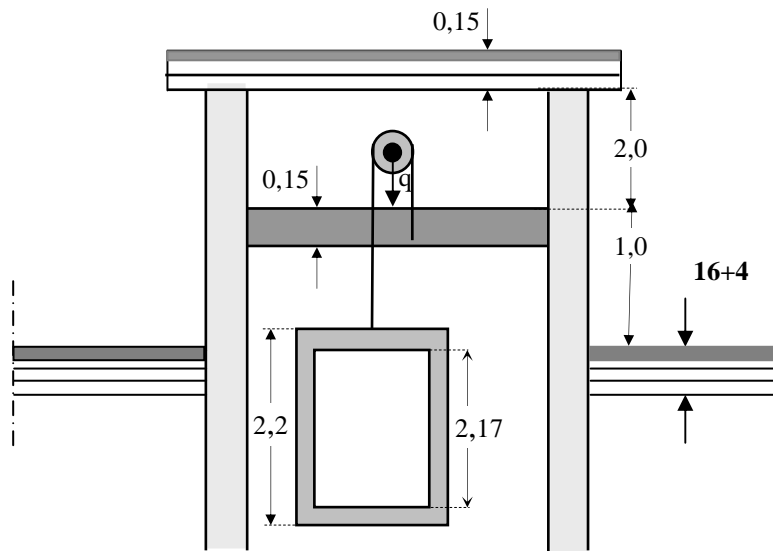


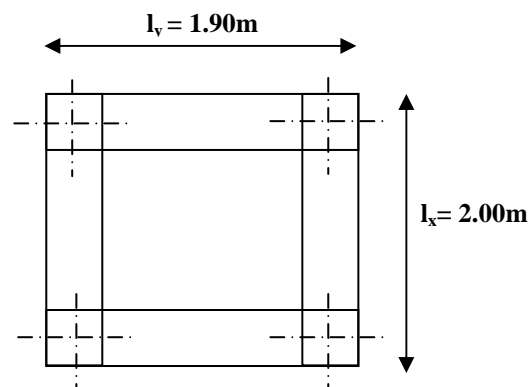
Figure IV .6 .1 dimensions de la salle machine

b) Dimensionnement :

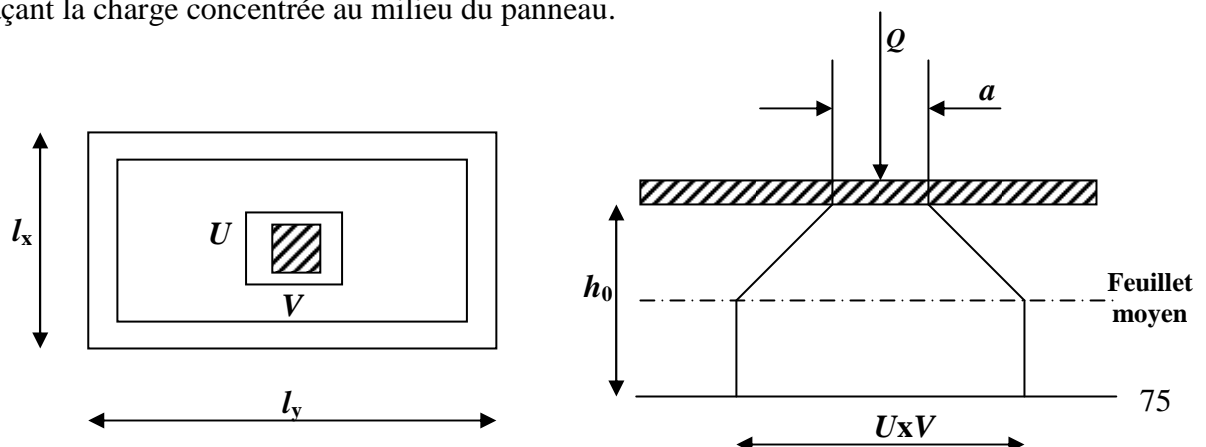
$$h_t \geq \frac{l_x}{30} = \frac{1,90}{30} = 6,33 \text{ cm}$$

h_t doit être au moins égale à 12cm (RPA99 version 2003) ;

Soit : $h_t = 15 \text{ cm}$



La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.



$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.90}{2.00} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a : } U = a + e.K + h_0$$

$$V = B + e.K + h_0$$

Avec : e : Epaisseur du revêtement ($e = 0\text{cm}$)

h_0 = hauteur de la dalle ($h_0 = 15\text{cm}$)

K : Revêtement aussi solide que le béton ($K = 2$).

$a = b = 0.80\text{ m}$ (côté de rectangle dans laquelle q est concentrée).

$$\Rightarrow U = 0.8 + 0.15 = 0.95\text{ m}$$

$$V = 0.8 + 0.15 = 0.95\text{ m}$$

c) Les moments M_{x1} , M_{y1} du système de levage :

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2)q$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1)q$$

Avec :

$$\nu : \text{Coefficient de poisson} \Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 coefficients donnés en fonction de $(\rho; \frac{U}{l_x}; \frac{V}{l_y})$ à partir des abaques de PIGEAUD.

Après l'interpolation :

$$\left. \begin{aligned} \rho = \frac{l_x}{l_y} &= 0.95 \\ \frac{U}{l_x} &= \frac{95}{190} = 0.5 \\ \frac{V}{l_y} &= \frac{95}{200} = 0.475 \end{aligned} \right\} \Rightarrow M_1 = 0.100 \text{ et } M_2 = 0.088$$

$$\text{A l'ELU : } M_{x1} = q M_1$$

$$M_{y1} = q M_2$$

Avec :

$$q = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 9000 + 1.5 \times 0 = 12150\text{ Kg/ml}$$

$$M_{x1} = 12.15 \times 0.100 = 1.21\text{ t.m} = 12.1\text{ KN/m}$$

$$M_{y1} = 12.15 \times 0.088 = 1.07\text{ t.m} = 10.7\text{ KN/m}$$

d) Les moments dus aux poids propre de la dalle pleine $M_{x2}; M_{y2}$:

$\rho = 0,95 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0,95 \Rightarrow \mu_x = 0,0410$$

$$\mu_y = 0,888$$

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2}$$

$$q = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1 = 6,563 \text{ KN/ml}$$

$$M_{x2} = 0,0410 \times 6,563 \times (1,90)^2 = 0,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0,888 \times 0,97 = 0,862 \text{ KN.m}$$

e) Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13,07 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11,56 \text{ KN.m}$$

Ferraillage :**➤ Sens X-X :****• Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 13,07 = 3,92 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 \cdot f_{bc}} = \frac{3,92 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 14,2} = 0,0163 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,992$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{3,92 \cdot 10^3}{0,992 \times 13 \times 348} = 0,87 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8 = 2,51 cm² Avec : St = 20 cm

$$M_t = 0,85 \times 13,07 = 11,10 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{11,10 \cdot 10^3}{100 \times 13 \times 13 \times 14,2} = 0,0462 \Rightarrow \text{S.S.A} \Rightarrow \beta = 0,976$$

$$A_t = \frac{11,10 \cdot 10^3}{0,976 \times 13 \times 348} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Soit : 10HA8 = 5,03 cm² Avec : St = 10 cm

Sens y y :

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 11.56 = 3.468 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{3.468 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,014 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,993.$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{3.468 \times 10^3}{0,993 \times 13 \times 348} = 0.77 \text{ cm}^2.$$

Soit : 5 HA8 = 2,51 cm² avec St = 20cm.

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11.56 = 9.826 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{9.826 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0409 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\Rightarrow \beta = 0,975.$$

$$A_t = \frac{M_t}{b d f_e / \gamma_s} = \frac{9.826 \times 10^3}{0,975 \times 13 \times 348} = 2.22 \text{ cm}^2.$$

Soit : 10HA8 = 5,03 cm² avec St = 10cm.

f. Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité :

. Armatures principales :

$$A \geq \frac{b h l_0}{2 \left(3 - \frac{l_x}{l_y} \right)} = \frac{100 \times 15 \times 0,0008}{2 \left(3 - \frac{1.90}{2.00} \right)} = 0.292 \text{ cm}^2.$$

$$A \geq 1,304 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée dans les deux sens.}$$

. Armatures transversales : Elles ne sont pas nécessaires.

2-Ecartement des barres : (Art A.8.2.42 BAEL 91)

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :
(charges concentrées)

- Direction la plus sollicitée : min (2h, 25 cm).
- Direction perpendiculaire : min (3h, 33 cm).

-Sens x-x:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 10 \text{ cm} < \min (2h, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

-Sens y-y:

- Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.
- Armatures inférieures : $St = 10 \text{ cm} < \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

3-Condition de non poinçonnement:

$P \leq 0,045 \mu_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ (aucune armature transversale n'est nécessaire si cette formule est vérifiée).

Avec μ_c : périmètre de contour de l'air sur laquelle agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$\mu_c = 2(u + v) = 2(0,95 + 0,95) = 3,8 \text{ m}.$$

$$P = 9t \leq 0,045 \times 3,8 \times 0,15 \times \frac{25 \times 10^2}{1,5} = 42,75 \text{ t} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

Aucune armature transversale n'est nécessaire.

4-Contrainte tangentielle :

Les efforts sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au niveau de U : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{9}{3 \times 0,8} = 3,75 \text{ t}.$$

$$\text{Au niveau de V : } T_{\max} = Vu = \frac{P}{2a + b} = \frac{9}{3 \times 0,8} = 3,75 \text{ t}.$$

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}; \text{ La fissuration est peu nuisible donc}$$

$$\tau_u = \frac{3750}{1 \times 0,13} = 0,288 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

g) Vérification de l'E.L.S :*** Les moments à l'E.L.S :**

- **Moment engendré par le système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + V M_2) q_s .$$

$$M_{y1} = (M_2 + V M_1) q_s .$$

$$q_s = G + Q = 90 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x1} = (0,100 + 0,2 \times 0,088) \times 90 = 10,584 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = (0,088 + 0,2 \times 0,100) \times 90 = 9,720 \text{ KN.m}$$

- **Moment engendré par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G + Q = 3,75 + 1 = 4,75 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\rho = 0,95 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0483 \\ \mu_y = 0,923 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0483 \times 4,75 \times (1,90)^2 = 0,828 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0,764 \text{ KN.m} .$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10,584 + 0,828 = 11,412 \text{ KN.m} .$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9,720 + 0,764 = 10,484 \text{ KN.m} .$$

- **Ferraillage :**

- Sens x-x :**Aux appuis :**

$$M_a = 0,3 \times 11,412 = 3,424 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{2,62 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,010 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\beta = 0,995 .$$

$$A_a = \frac{M_a}{b d f_c / \gamma_s} = \frac{2,62 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0,582 \text{ cm}^2 .$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 11,412 = 9,695 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{7.448 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,031 \quad \Rightarrow \quad \text{S.S.A.} \quad \Rightarrow \quad \beta = 0.984$$

$$A_t = \frac{M_t}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{7.448 \times 10^3}{0,984 \times 13 \times 348} = 1.51 \text{ cm}^2.$$

- Sens y-y :

Aux appuis :

$$M_a = 0,3 \times 7.448 = 2.234 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2.234 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,009 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,995.$$

$$A_a = \frac{M_a}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{2.234 \times 10^3}{0,995 \times 13 \times 348} = 0.496 \text{ cm}^2$$

En travée :

$$M_t = 0,85 \times 7.448 = 6.330 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{6.330 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,0263 \quad \text{S.S.A.} \quad \beta = 0,987.$$

$$A_t = \frac{M_t}{bdf_e / \gamma_s} = \frac{6.330 \times 10^3}{0,987 \times 13 \times 348} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

Conclusion : Les armatures adoptées à l'E.L.U sont largement suffisantes.

*** Contrainte de compression dans le béton :**

Sens x-x :

Aux appuis : $M_a = 2.234 \text{ KN.m}.$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 13} = 0,193 \quad \Rightarrow \quad k = 0.018 \text{ et } \beta = 0.930.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 d A_a} = \frac{2.234 \times 10^6}{0,930 \times 130 \times 2,51 \times 10^2} = 73,61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = k \sigma_s = 0,018 \times 73.61 = 1.325 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

En travée : $M_t = 6.330 \text{ N.m.}$

On doit vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,03}{100 \times 13} = 0,387 \quad k = 0.027 \text{ et } \beta = 0.905.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{6.33 \times 10^6}{0,905 \times 130 \times 5,03 \times 10^2} = 106.965 \text{ MPa}$$

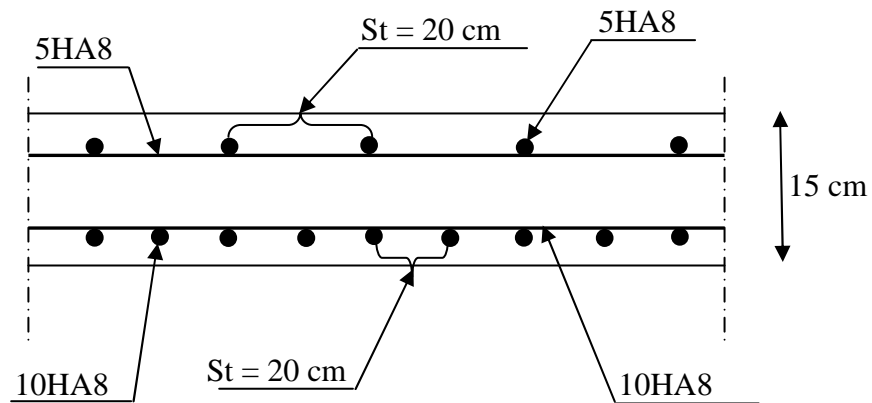
$$\sigma_b = k \sigma_s = 0.027 \times 106.965 = 2.888 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

On trouve aussi que la condition est vérifiée dans le sens y-y.

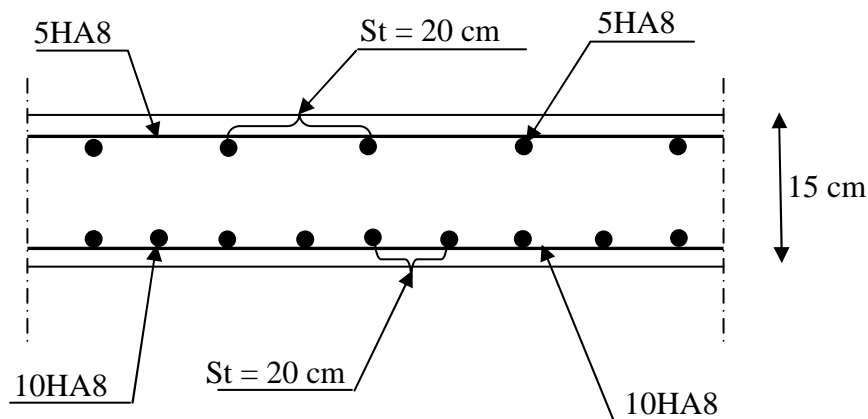
*** Etat limite de fissuration :**

La fissuration est peu préjudiciable. Aucune vérification n'est nécessaire.

h) Plan de ferrailage de la dalle pleine salle machine :



Sens x-x



Sens y-y

III.3. les balcons :

Le balcon est considéré comme une console encastrée au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du balcon.}$$

Le balcon est en briques, le poids de garde corps égale 1KN/ml.

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15\text{cm} . \quad \text{On prend } e_p = 15\text{cm}$$

a) Charges et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1cm) : $0,33 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 5,72 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du garde corps : $G_2 = 1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle : $Q = 3,5 \text{ KN/ml}$

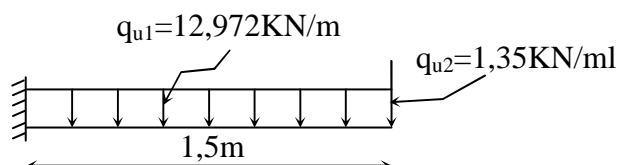
b) combinaison des charges :

$$\text{E.L.U} \rightarrow \begin{cases} q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 12,972 \text{ KN/ml} \\ q_{u2} = 1,35 G_2 = 1,35 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \rightarrow \begin{cases} q_{s1} = G_1 + Q_1 = 9,22 \text{ KN/ml} \\ q_{s2} = G_2 = 1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

c) calcul à l'E.L.U :

Le balcon sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau de l'encastrement.



$$\text{Soit : } M_u = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \times l = \frac{12,972 \times 1,5^2}{2} + 1,35 \times 1,5 = 16,618 \text{ KN.m}$$

$$\text{- Effort tranchant : } V_u = q_{u1} l + q_{u2} = 20,80 \text{ KN}$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16,618 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,070 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,070 \rightarrow \alpha = 0,0964 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,618 \times 10^6}{0,964 \times 130 \times 34800} = 3,81 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA10 $\rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2$, $S_{t1} = 20 \text{ cm}$

- Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,93}{4} = 0,9825 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $S_{t2} = 25 \text{ cm}$

d) Les vérifications :

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 130 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

$$\text{donc } A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Ecartement des barres :**

$$\text{Pour les armatures principales : } S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_{t1} = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\text{Pour les armatures de répartition : } S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0,15 f_{c28}, 5 \text{ MPa}\} \quad \text{«Fissuration préjudiciable»}$$

$$\tau_u = \frac{20,80 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,75 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = 5\pi 10 = 157,079 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{20,80 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 1,13 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

-Vérification à l'E.L.S :**- Vérification des contraintes de compression du béton :**

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$b_0 \frac{y^2}{2} - nA_s(d - y_1) = 0 \Leftrightarrow 50y^2 - 3,93(13 - y_1) \cdot 15 = 0$$

$$\Leftrightarrow 50y^2 + 58,95y - 766,35 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 395,9 \Rightarrow y_1 = 3,369 \text{ cm}$$

$$I = 6741,91 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{q_{s1} \times l}{2} + q_{s2} \times l = \frac{9,22 \times 1,5}{2} + 1 \times 1,5 = 11,872 \text{ KNm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{11,87 \cdot 10^6}{67419100} \cdot 33,69 = 5,93 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

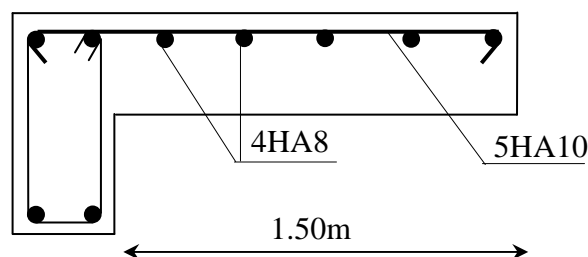
- Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration est préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{11,87 \times 10^6}{67419100} \times (130 - 33,69) = 254,34 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st}$$

\Rightarrow condition vérifiée

Plan de ferrailage du balcon :

2) Calcul des portes à faux :

Le porte à faux est assimilé à une console au niveau de la poutre de rive, son épaisseur est donné par la formule suivante :

$$e_p \geq \frac{L}{10} \quad \text{avec } L : \text{largeur du porte à faux.}$$

$$e_p \geq \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}, \text{ on prend } e_p = 15 \text{ cm.}$$

a. Charge et surcharges :

Charges permanentes :

- Poids propre de la dalle pleine : $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable (3cm) : $0,03 \times 22 = 0,66 \text{ KN/ml}$
- Mortier de pose (3cm) : $0,03 \times 18 = 0,54 \text{ KN/ml}$
- Carrelage scellé (2cm) : $0,02 \times 22 = 0,44 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment (1cm) : $0,33 \text{ KN/ml}$

$$G_1 = 5,72 \text{ KN/ml}$$

Poids propre du mur extérieur : $G_2 = 2,44 \times 2,91 = 7,1 \text{ KN/ml}$

Surcharge d'exploitation de la dalle pleine $q_1 = 1,5 \text{ KN/ml}$.

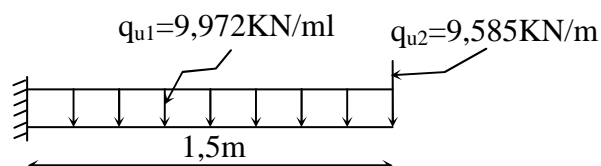
b. Combinaison de charge :

$$\text{E.L.U} \quad \begin{cases} Q_{u1} = 1,35 G_1 + 1,5 Q_1 = 9,972 \text{ KN/ml} \\ Q_{u2} = 1,35 G_2 = 9,585 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{E.L.S} \quad \begin{cases} Q_{s1} = G_1 + Q_1 = 7,22 \text{ KN/ml} \\ Q_{s2} = G_2 = 7,1 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

c. Calcul à l'ELU :

Le porte à faux sera calculé en flexion simple pour une bande de 1m. La section dangereuse est située au niveau d'encastrement.



$$\text{Soit } M_u = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} + q_{u2} \times l$$

$$M_u = \frac{9,972 \times 1,5^2}{2} + 9,585 \times 1,5 = 25.60 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = q_{u1} \times l + q_{u2} = 9,972 \times 1,5 + 9,585 = 24.54 \text{ KN.}$$

- Calcul de la section d'armature à la flexion simple :

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{25.60 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,2} = 0,106 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,106 \Rightarrow \alpha = 0,1404 \rightarrow \beta = 0,944$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.60 \times 10^6}{0,944 \times 130 \times 34800} = 5.99 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6HA12 $\rightarrow A_s = 6.78 \text{ cm}^2$, $St_1 = 15 \text{ cm}$

- les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA8 $\rightarrow A_r = 2,01 \text{ cm}^2$, $St_2 = 25 \text{ cm}$

d. Les vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2.$$

Donc $A_s = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,569 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ condition vérifiée

- Ecartement des barres :

Pour les armatures principales : $S_{t1} \leq \min(3h . 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} .$

$S_{t1} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

Pour les armatures de répartition : $S_{t1} \leq \min(4h . 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} .$

$St_1 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \Rightarrow$ condition vérifiée

- vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = \min\{0,15f_{c28}, 5\text{MPa}\}. \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{24,54 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,18 \text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3,75 \text{MPa} \quad \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres :

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 3,15 \text{MPa}.$$

$$\sum U_i = 5 \times \pi \times 10 = 157,079 \text{ mm}.$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} = \frac{24,54 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 157,079} = 1,335 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa}.$$

\Rightarrow Condition vérifiée»

-vérification à l' E.L.S :

- vérification des contraintes de compression du béton :

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$$b \cdot \frac{y_1^2}{2} - nAs(d - y_1) = 0 \Rightarrow 50y_1^2 - 6,78(13 - y_1) \times 15 = 0$$

$$\Rightarrow 50y_1^2 + 101,7y_1 - 1322,1 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 542,17 \rightarrow y_1 = 6,43 \text{cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15As(d - y_1)^2 = \frac{100 \times 6,43^3}{3} + 15 \times 6,78(13 - 6,43)^2 = 13251,46 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_1 = \frac{16,065 \times 10^6}{132514600} \times 39,2 = 4,75 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

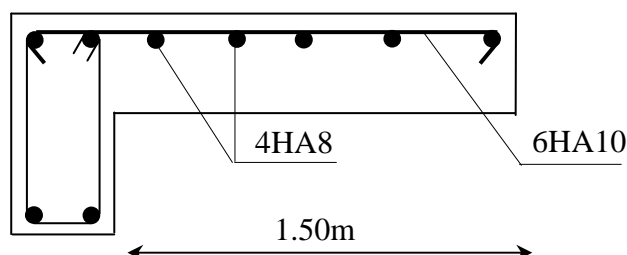
- Etat limite d'armature des fissures :

La fissuration est peu nuisible.

$$\sigma_{st} \leq f_e.$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y_1) = 15 \times \frac{16,065 \times 10^6}{13251,64 \times 10^4} \times (130 - 39,2) = 165,11 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{st} \leq f_e = 400 \text{MPa} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

f) Plan de ferrailage de porte à faux :

V-1) Introduction :

La principale cause des dommages dans une structure durant un séisme est sa réponse au mouvement appliqué à sa base suite au mouvement transmis à son sol d'assise. Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliqués pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

Quand on considère une analyse de structure sous un chargement dynamique, le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degrés de liberté. Pour cela les ingénieurs essayent de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité.

Pour modéliser une structure, plusieurs méthodes sont utilisées parmi lesquelles :

✓ **Modélisation en masse concentrée :**

Dans ce modèle les masses sont concentrées au niveau de chaque plancher formant ainsi un pendule multiple, c'est un modèle simple mais qui a des limitations (discontinuités dans le système structural, irrégularités).

✓ **Modélisation en éléments finis :**

Dans ce cas la structure est décomposée en plusieurs éléments, on détermine les inconnues au niveau des nœuds puis à l'aide des fonctions d'interpolations on balaye tout l'élément puis toute la structure.

2) Méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques dépend de type de la structure et ces dimensions ; se fait à l'aide des trois méthodes :

- ❖ par la méthode statique équivalente (**RPA99 modifié 2003 /Art 4.1.2**)
- ❖ par Méthode dynamique qui regroupe :
 - par la méthode d'analyse modale spectrale
 - par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.
- ❖ la méthode d'analyse par accélérogramme nécessite l'intervention de spécialistes. La méthode qui convient dans notre cas et dans tout les cas, est la méthode modale spectrale.

3) Présentation de la méthode statique équivalente :

Vu que les conditions d'application de la méthode statique équivalente sont vérifiées [**RPA99 modifié2003/Art4.1.2**] à savoir la régularité en plan et en élévation et une hauteur de la tour inférieure à 65 m en zone IIa, nous allons effectuer l'étude au séisme par « la méthode statique équivalente ».

• **Principe :**

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plans horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant les deux directions orthogonales choisies par le projecteur ; dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

4) Caractéristiques de la structure relativement à l'étude dynamique :

- ✓ La structure est classée en groupe d'usage **2 (RPA 99 modifié 2003 /Art 3.2)**.
- ✓ La structure est de catégorie **S3** (sol meuble), selon les résultats donnés par le laboratoire de géotechnique.
- ✓ La structure se trouve dans une zone de moyenne sismicité Zone **II_a**.
- ✓ La structure à étudiée fait **43.07 m** (S-S + RDC+9) de hauteur, le système structural est constitué de voiles porteurs en béton armé. Dans ce cas les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et au moins 75% de l'effort tranchant d'étage.

5) Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est réalisé à l'aide du logiciel **ETABS**, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 12 niveaux (S-S + RDC+9) encastrée à sa base. Les voiles sont disposés de telle sorte à renforcer les vides au niveau des planchers et les zones flexibles. Cette disposition va être modifiée suivant la conformité du comportement de la structure aux recommandations de RPA99 modifié 2003.

Dans ce modèle on ne modélisera que la structure (voiles et portiques), les éléments non structuraux sont introduits comme charges (escaliers, balcons...).

- ✓ Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type **FRAME**.
- ✓ Les voiles et dalles plane par un élément de type **SHELL**.

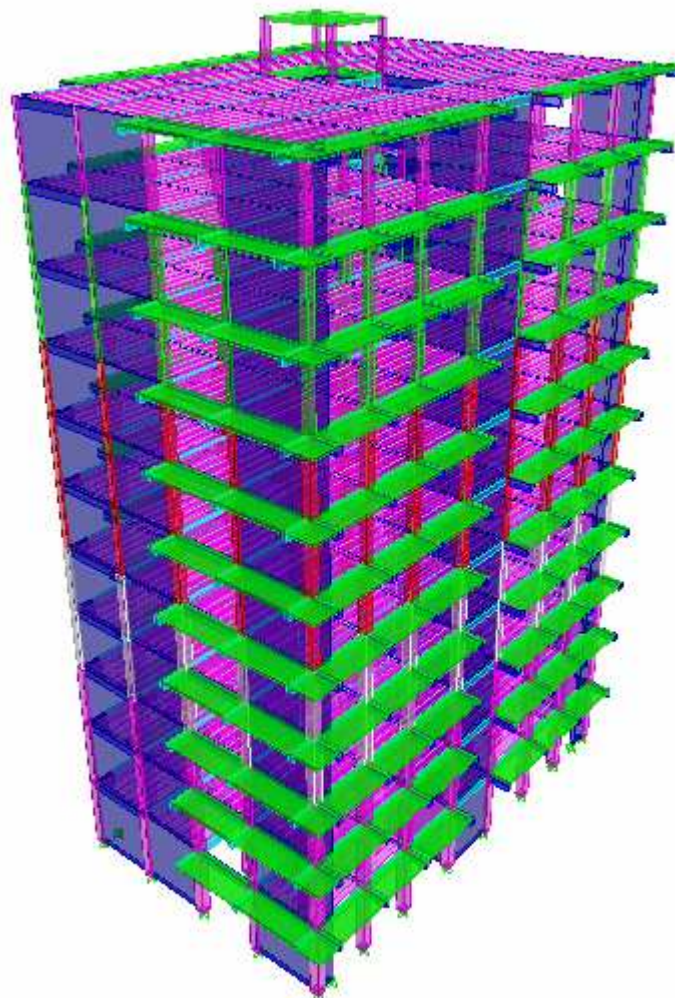


Figure V-1 : Modèle 3D de la structure.

6) Disposition des voiles :

Le système structural choisi est le contreventement par voile porteurs en béton armé, le choix de ce système structural est dû à l'existence de vides importants et une forme en **Y** nécessitant le renforcement des zones flexibles.

On doit donc vérifier les conditions données par le RPA99 version 2003 :

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les voiles doivent reprendre au moins 75% des sollicitations dues aux charges horizontales.
- Une excentricité accidentelle égale à $\pm 0.15 L$ (L: la plus grande portée du plancher perpendiculairement à l'action sismique considérée) doit s'ajouter à l'excentricité théorique calculée pour chaque plancher et pour chaque direction de l'action sismique.
- Les périodes propres ne doivent pas varier brusquement entre deux modes successifs.

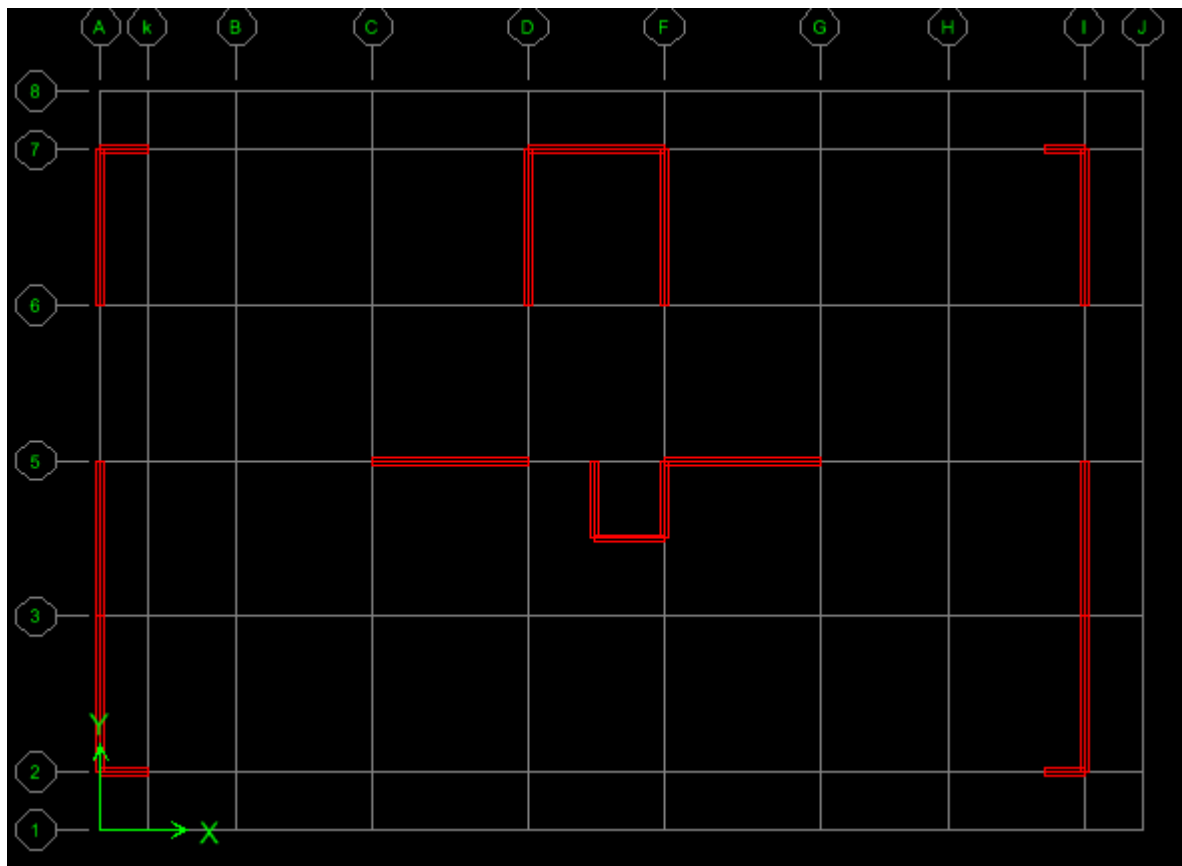


Figure V-2 : Disposition des voiles dans les différents étages

7) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

(RPA99 modifié 2003/Art 4.3.3)

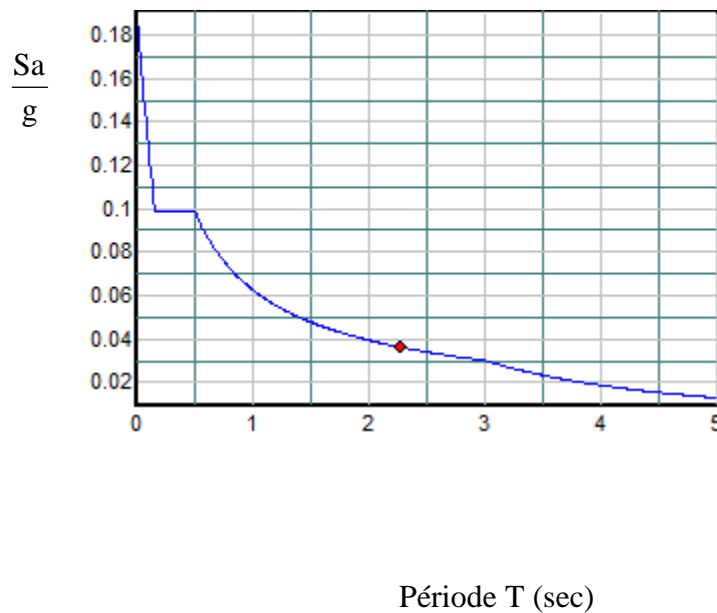


Figure V-3 : Spectre de réponse de calcul.

T (sec) : la période avec une précision de 0.1 sec.

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : facteur de qualité de la structure. $Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q$ Formule (4-4)

✓ **P_q** est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q ; **tableau (4-4).**

- Pour notre structure les paramètres à considérer sont :

$A = 0.15$ [zone II, groupe d'usage 2 (RPA99modifié 2003/Tableau 4.1)].

$R = 5$ [Mixte portiques/voiles avec interaction (RPA99modifié 2003/Tableau 4.3)].

$$\eta = [7/2 + \xi]^{1/2}$$

$T_1 = 0.15$ sec ; $T_2 = 0.50$ sec. [site S3 (RPA99modifié 2003 Tableau 4.7)].

En absence d'essais ou d'étude de site appropriée, il est permis d'utiliser le spectre S_3 .

7-1) Calcul du facteur de qualité Q :

- ❖ **Tableau donnant les valeurs des pénalités P_q :**

- **Sens transversal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0) = 1$$

- **Sens longitudinal :**

Critère q	Pénalité P_q
Condition minimale des files porteuses	0
Redondance en plan	0
Régularité en plan	0
Régularité en élévation	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	0

$$Q = 1 + (0 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0)$$

8) Nombre de modes à considérer : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.4)

- a) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
- ❖ la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
 - ❖ ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

- b) Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $K \geq 3\sqrt{N}$ et $T_K \leq 0.20 \text{ sec}$

N : est le nombre de niveaux au dessus du sol et ; T_K la période du mode K.

- Dans notre cas $N=11$ niveaux $\Rightarrow K \geq (3 \times \sqrt{11} = 10)$
Donc : **K=10** nombre de modes.

9) Combinaison des réponses modales : (RPA99 modifié2003 /Art4.3.5)

➤ $r \leq 10 / (10 + \sqrt{\xi_i \xi_j})$

Avec :

$r = T_i / T_j \text{ (} T_i \leq T_j \text{)}$

i et j : deux modes de vibration des périodes T_i , T_j et d'amortissement ξ_i , ξ_j

- Dans le cas où toutes les réponses modales retenues sont indépendantes les unes des autres, la réponse totale est donnée par

$$E = \pm \sqrt{\sum_{i=1}^K E_i^2}$$

E : effet de l'action sismique considéré

E_i : valeur modale de E selon le mode « i

K : nombre de modes retenus

- Dans le cas où deux réponses modales ne sont pas indépendantes ; E_1 et E_2 par exemple, la réponse totale est donnée par $E = \sqrt{(|E_1| + |E_2|)^2 + \sum_{i=3}^K E_i^2}$

10) Caractéristiques géométriques de la Structure :**➤ Le centre de masse et le centre de torsion pour chaque niveau :**

	suivant X	suivant Y	XCM	YCM	XCR	YCR	ex	ey	accid
S-S	706.974	706.9743	12.659	9.749	12.746	11.14	-0.087	-1.391	
RDC	705.031	705.0308	12.838	9.77	12.702	11.382	0.136	-1.612	
ETAGE1	635.063	635.0629	12.857	9.788	12.676	11.319	0.181	-1.531	
ETAGE2	627.261	627.2613	12.859	9.791	12.658	11.211	0.201	-1.42	
ETAGE3	619.461	619.4605	12.861	9.795	12.649	11.083	0.212	-1.288	4,05
ETAGE4	612.577	612.5766	12.862	9.799	12.645	10.96	0.217	-1.161	
ETAGE5	612.577	612.5766	12.862	9.799	12.646	10.845	0.216	-1.046	
ETAGE6	605.694	605.6935	12.864	9.802	12.649	10.743	0.215	-0.941	
ETAGE7	599.727	599.7274	12.865	9.805	12.653	10.661	0.212	-0.856	
ETAGE8	593.762	593.762	12.867	9.808	12.658	10.597	0.209	-0.789	
ETAGE9	524.036	524.0356	12.888	9.753	12.662	10.557	0.226	-0.804	
ETAGE10	6.4777	6.4777	12.75	7.5	12.803	7.647	-0.053	-0.147	

Tableau 2 : Centre de torsion et centre de masse de la structure.**➤ l'excentricité :**

Pour toutes les structures comprenant des planchers ou diaphragmes horizontaux rigides dans leur plan, on supposera qu'à chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs :

- ✓ 15 % de la plus grande dimension du bâtiment à ce niveau (cette excentricité doit être prise de part et d'autre du centre de torsion).
- ✓ Excentricité théorique résultant des plans.

a) Excentricité accidentelle : (RPA 2003/Art 4.2.7)

Le RPA dicte que : $e_x = e_y = 0.15 \times 27.01 = 4.05 \text{ m}$

b) Excentricité théorique :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_x = CM_X - CR_X \rightarrow E_x = 0.217 \text{ m} < 4.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ E_y = CM_Y - CR_Y \rightarrow E_y = -1.42 \text{ m} < 4.05 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

11) Caractéristiques dynamiques de la structure :

Le tableau suivant résume toutes les données relatives aux périodes et participations massiques de tous les modes.

Mode	Période	UX	UY	UZ
1	1.005812	69.1554	0.1152	0
2	0.798437	0.0959	56.077	0
3	0.627074	0.2293	0.1058	0
4	0.265551	17.4635	0.034	0
5	0.177082	0.0434	20.1032	0
6	0.142125	0.109	0.0532	0
7	0.122683	6.1973	0.0163	0
8	0.095875	0.0015	0.0015	0
9	0.085832	0.0007	0.3786	0
10	0.0816	0.2755	0	0
11	0.076157	0.0837	6.5367	0
12	0.074422	2.5758	0.1343	0

Tableau 3 : périodes et participations massiques

- La valeur de participation massique a atteint les 90% dans le **mode 8**.

12) Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA la résultante des forces sismiques à la base 'V_t' obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminées par la **méthode statique équivalente (RPA99 Modifié 2003 /Art 4.2)**.

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times Q \times D}{R} \times W$$

- ❖ **A : coefficient d'accélération de zone**, donné par le (RPA99modifié 2003/Tableau 4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtimen : **A= 0.15**
- ❖ **D : facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

$T_1 = 0.15$, $T_2 = 0.50$ (RPA99modifié2003/Tableau 4-7)

η : donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Quand : $\xi = 8,5\%$, on a : $\eta = 0,816$

T : donnée par la formule empirique.

$$T = 1,01 \text{ sec.} \Rightarrow T_2 \leq T \leq 3.0s.$$

Donc :

$$D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} = 3,25$$

- ❖ R : le coefficient de comportement global de la structure (RPA 2003/Tableau 4.3)

$$R = 5$$

- ❖ Q : facteur de qualité (RPA/Art 5.7)

$$Q = 1.$$

- ❖ W : poids total de la structure, donné par ETABS

Case ▼	C ▼	Poids utilisés en KI ▼	Effort tranchant à la base (Vt) en KI ▼
EY	0,097	34648.526	3386,94
EX	0,097	34648.526	3386,94
E45	0,097	34648.526	3386,94

$$\text{Avec : } C = \frac{A \times D \times Q}{R}$$

Tableau 4 : Poids total de la structure et Efforts tranchants à la base.

NIVEAUX	Masse suivant X	Masse suivant Y
ETAGE 10	6.4777	6.4777
ETAGE 9	524.0356	524.0356
ETAGE 8	593.762	593.762
ETAGE 7	599.7274	599.7274
ETAGE 6	605.6935	605.6935
ETAGE 5	612.5766	612.5766
ETAGE 4	612.5766	612.5766
ETAGE 3	619.4605	619.4605
ETAGE 2	627.2613	627.2613
ETAGE 1	635.0629	635.0629
RDC	705.0308	705.0308

Tableau 5 : Masses des différents niveaux selon X et Y.

MSE (RPA99modifié2003)		
Coefficients	A	0.15
	D	3.25
	Q	1
	R	5
forces sismiques	3386.94	

Tableau 6 : La forces sismiques à la base.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99modifié 2003/Art 4.3.6)**

La résultante des forces sismiques à la base V obtenue par combinaison des valeurs modales ;calculée par **ETABS** ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la **méthode statique équivalente** V_{\max} pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée. ($V > 0.80 V_t$)

- ✓ Si $V < 0.80 V_{\max}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8 V_t/V$.



Tableau 7 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

13) Vérification des déplacements :

On doit aussi vérifier que les déplacements relatifs entre étages voisins ne dépassent pas 1% de la hauteur d'étage **[RPA 2003/Art 5.10]**.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

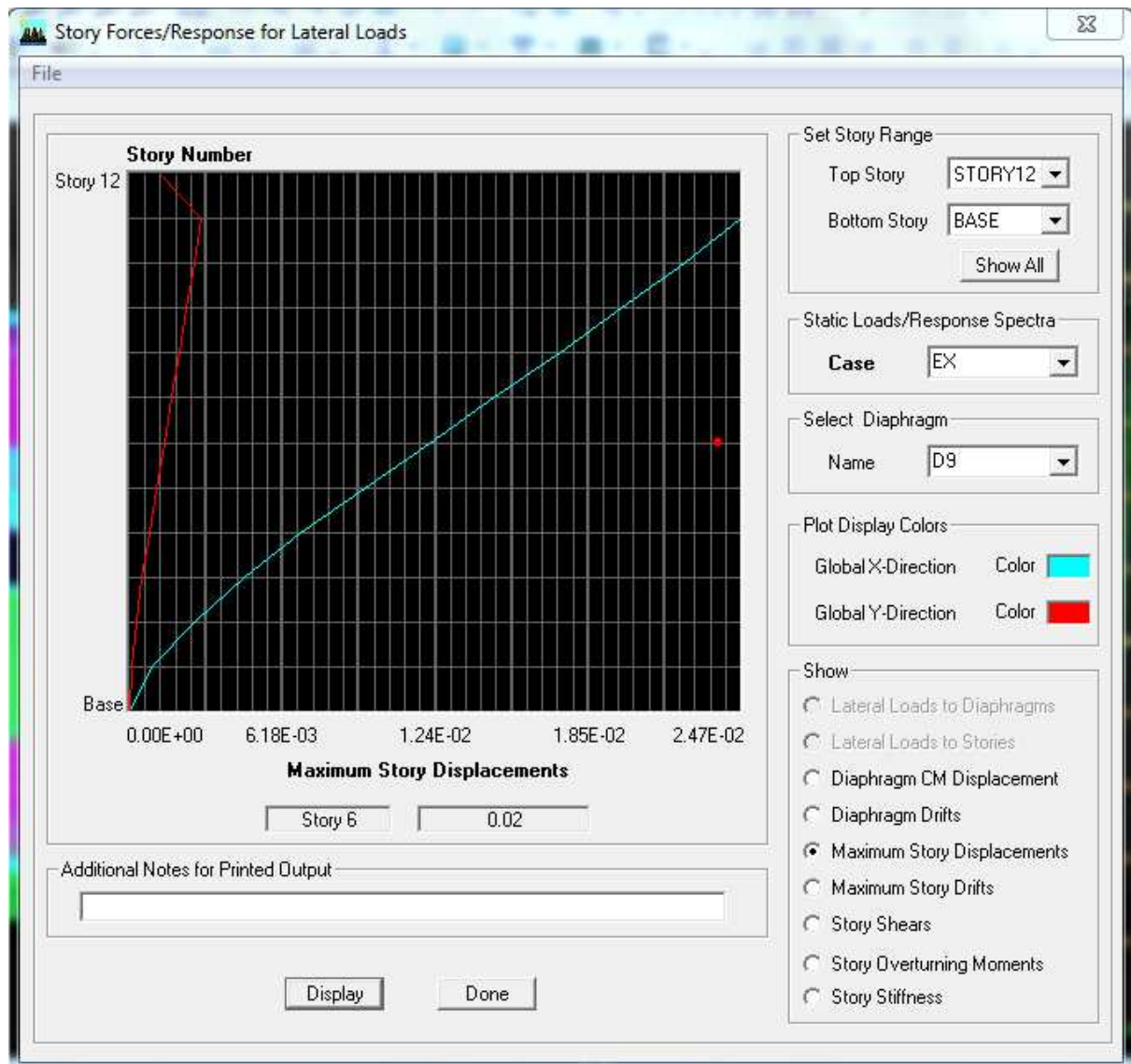


Figure.V.4 Vérification des déplacements selon Ex.

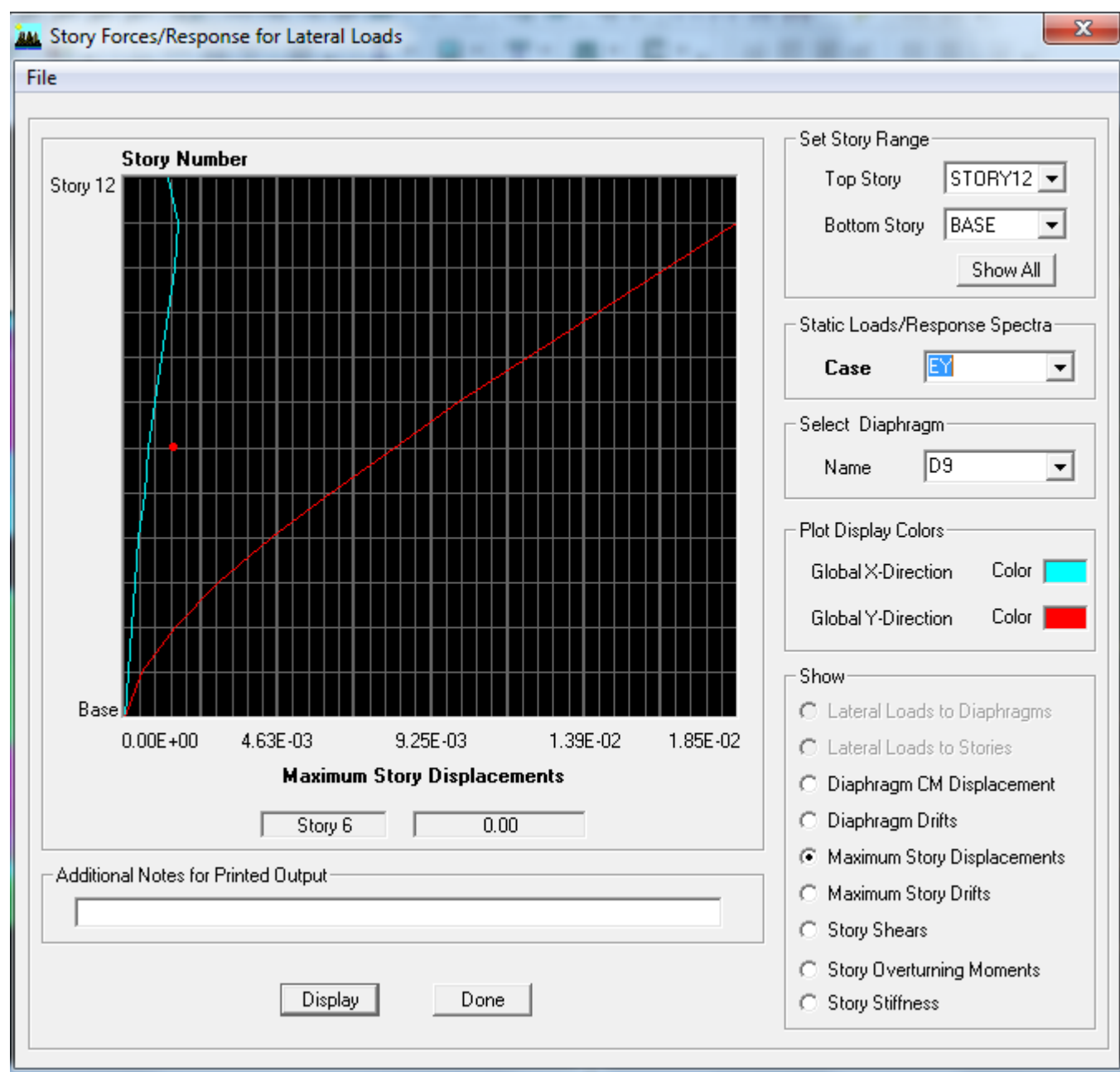


Figure .V.5 Vérification des déplacements selon Ey.

Colonne	Colonne	Colonne3	Colonne	Colonne7	Colonne
NIVEAUX	placement (ETABS)		Hauteur	RPA	OBS
	EX	EY		≤	
	X	Y		(1% h)	
ETAGE 10	0.0246	0.0183	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 9	0.0234	0.0175	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 8	0.0211	0.0156	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 7	0.0188	0.0136	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 6	0.0164	0.0116	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 5	0.0139	0.0096	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 4	0.0114	0.0077	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 3	0.0089	0.0058	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 2	0.0066	0.0041	3.06	0.0306	Vérifiée
ETAGE 1	0.0044	0.0027	3.57	0.0357	Vérifiée
RDC	0.0025	0.0014	4.08	0.0408	Vérifiée
S-S	0.0008	0.0005	4,14	0.0414	Vérifiée

Tableau 8 : Vérification les déplacements relatifs.

Remarque :

Au début, on a supposé que le type de contreventement de notre structure est mixte (portique/voiles avec interaction). Après la modélisation et l'analyse, on a eu les résultats suivants :

14) calcul du pourcentage de participation des voiles :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -6.2417 Y: 0

End Point X: 35.5894 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 14.6738 Y: 8.7555 Z: 0 Angle: 0

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	3261.0704	183.4503	0.2865
Moment	0.	0.	0.	4824.2721	87614.327	2874.9971

Close Refresh

figure .V.6 Vérification pourcentage de participation des voiles

Figure V.7 : Efforts repris par l'ensemble selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-3.6119	0
End Point	31.6446	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	14.0164	8.4268	0.	180

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	2977.0006	175.723	1042.9294
Moment	0.	0.	0.	2860.1667	54428.798	3432.9536

Close Refresh

Figure V.8 : Efforts repris par les voiles selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-9.813	0
End Point	23.5533	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	6.8701	11.7141	0.	0

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	183.4529	3649.5628	0.0251
Moment	0.	0.	0.	99652.455	4831.514	23450.7688

Close Refresh

Figure V.9 : Efforts repris par l'ensemble selon Ey.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-9.813	0
End Point	23.5533	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	6.8701	11.7141	0.	0

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	169.9077	3508.1834	526.373
Moment	0.	0.	0.	59219.249	4905.9807	22548.4463

Close Refresh

Figure V.10 : Efforts repris par les voiles selon Ey.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-5.009	0
End Point	31.0693	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13.0302	9.7828	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	284.7918	7.8039	1042.6532
Moment	0.	0.	0.	3100.5169	34215.455	285.033

Close Refresh

Figure V.11 : Efforts repris par les portiques selon Ex.

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-5.786	0
End Point	30.9498	0

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	12.5819	2.8384	0.	0

Include ☐ Floors ☒ Beams ☐ Braces ☒ Columns ☐ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	13.8375	141.7434	526.3503
Moment	0.	0.	0.	35874.712	2246.0884	91.519

Close Refresh

Figure V.12 : Efforts repris par les portiques selon Ey.

➤ **Suivant xx :**Efforts repris par l'ensemble : **3261.070KN**Efforts repris par les portiques : **284.791KN**Efforts repris par les voiles : **2977.0006 KN**❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **8.71%**❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **91.29%**➤ **Suivant yy :**Efforts repris par l'ensemble : **3649.5628 KN**Efforts repris par les portiques : **141.7434KN**Efforts repris par les voiles : **3508.1834KN**❖ Pourcentage des efforts repris par les portiques par rapport à l'ensemble : **3.87%**❖ Pourcentage des efforts repris par les voiles par rapport à l'ensemble : **96.12%**

Conclusion :

Les résultats montrent que les voiles vont reprendre dans les deux sens plus de **90%** des sollicitations dues aux charges horizontales.

D'après le **RPA99modifié2003**, le système de contreventement est du type **4b** : système de contreventement assuré par des voiles, donc les portiques poteaux-poutres ne reprendront que les efforts verticaux.

Le logiciel **ETABS**, va répartir les efforts sur les poteaux et les voiles. Ainsi dans le chapitre qui suit, nous allons extraire ces efforts pour pouvoir ferrailer les différents portiques et voiles.

VI.1.Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis on procédera à une vérification à l'état limite de service (ELS).

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion des moments fléchissant max, qui seront données par les combinaisons suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \text{ELU} \\ 0,8G \pm E \\ 1,35G + 1,5Q \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow \text{Aux appuis} \\ \longrightarrow \text{En travées} \end{array}$$

VI.1.1.Calcul des armatures à l'ELU :

Armatures longitudinales : elles seront déterminées en utilisant les moments fléchissants en travées et aux appuis, le calcul se fera comme suit :

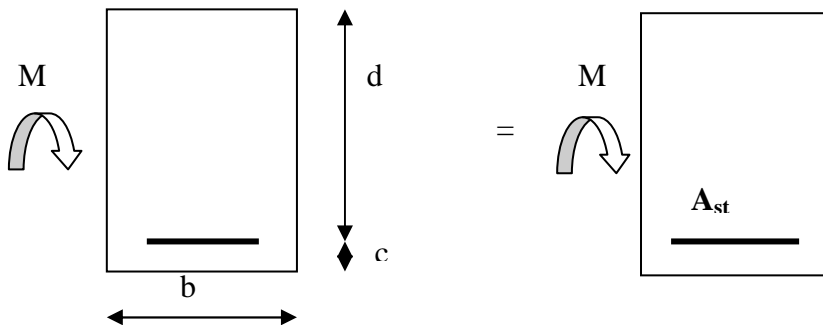
$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 \text{ MPa}$$

Pour les feE400 on a : $\mu_1 = 0,392$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_1 = 0,392 \rightarrow$ les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $\rightarrow A_{sc} = 0$



$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$\gamma_s = 1,5 \rightarrow$ Cas général.

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$ Cas accidentel.

$f_e = 400 \text{ MPa}$

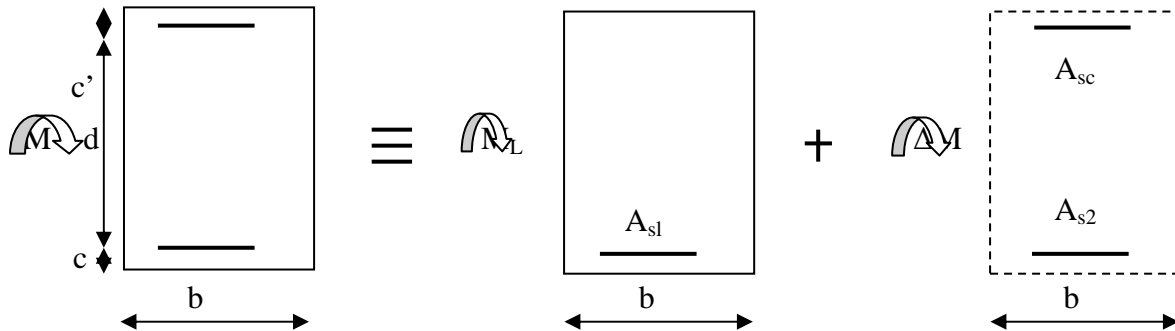
A_{st} : section d'acier tendue

d : la distance entre la fibre extrême comprimée et les aciers tendus

2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_{\ell} = 0,392 \Rightarrow$ la section est doublement armée (SDA) :

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.



$$A_{st} = A_{sl} + A_{s2} = \frac{M_l}{\beta_L \times d \times \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}} \quad \text{avec:} \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

Remarque :**En situation courante :**

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

En situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \\ \gamma_b = 1,15 \end{array} \right\} \longrightarrow f_{bc} = 18,48 \text{ MPa} ; \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

Recommandation du RPA :**1) Armatures longitudinales (Art 7.5.21) :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

$A_{\min} = 0,5\% \text{ } b \text{ } h$ dans la section.

-Poutres principales de (25×40) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$

-Poutres secondaires de (25×35) : $A_{\min} = 0,005 \times 25 \times 35 = 4.375 \text{ cm}^2$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :

4% $b \text{ } h$: en zone courante

6% b h : en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement et de **40Ø** en zone **IIa**.

Poutres principales de (25×40) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 40 = \mathbf{40 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 40 = \mathbf{60 \text{ cm}^2}$$

Poutres secondaires de (25×35) :

$$A_{\max} = 0,04 \times 25 \times 35 = \mathbf{35 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 25 \times 35 = \mathbf{52.5 \text{ cm}^2}$$

2) Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite :

$$S_t^{\max} = \min\left(\frac{h}{4}, HA12\right) \quad \text{En zone nodale et en travée}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement.}$$

Les résultats obt

1. Sens y-y : Les poutres principales

En travée :

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
S-S	ELU	40,162	0,0826	SSA	0,979	3,2	5	3HA14+2HA10	6,19
RDC	ELU	65,719	0,1352	SSA	0,965	5,3	5	3HA14+2HA10	6,19
ETAGE1	ELU	78,882	0,1623	SSA	0,963	6,4	5	3HA14+2HA12	6,88
ETAGE2	ELU	90,496	0,1862	SSA	0,951	7.4	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ELU	95,01	0,1955	SSA	0,948	7.8	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ELU	99,56	0,2049	SSA	0,946	8.2	5	3HA16+3HA10	8.38
ETAGE5	ELU	98,128	0,2019	SSA	0,947	8.0	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE6	ELU	94,789	0,1950	SSA	0,949	7.8	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE7	ELU	92,77	0,1909	SSA	0,950	7.6	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE8	ELU	88,19	0,01815	SSA	0,952	7.2	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE9	ELU	80,642	0.1659	SSA	0.957	6.5	5	3HA14+2HA12	6,88

Tableau VI.1.1 : Ferrailage des poutres principales à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
S-S	ELU	44,052	0,0906	SSA	0,977	3,5	5	3HA14+2HA10	6,19
RDC	ELU	62,882	0,1294	SSA	0,967	5,1	5	3HA14+2HA10	6,19
ETAGE1	ELU	73,949	0,1522	SSA	0,960	6	5	3HA14+2HA10	6,19
ETAGE2	ELU	84,272	0,1734	SSA	0,955	6,9	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ELU	90,793	0,1868	SSA	0,951	7,4	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ELU	95,882	0,1973	SSA	0,948	7,9	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	ELU	100,596	0,2070	SSA	0,945	8,3	5	3HA16+3HA10	8,38
ETAGE6	ELU	100,416	0,2066	SSA	0,945	8,2	5	3HA16+3HA10	8,38
ETAGE7	ELU	98,641	0,2030	SSA	0,946	8,2	5	3HA16+3HA10	8,38
ETAGE8	ELU	96,808	0,1992	SSA	0,947	7,9	5	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE9	ELU	82,892	0,1706	SSA	0,955	6,7	5	3HA14+3HA12	8,01

Tableau VI.1.2 : Ferrailage des poutres principales à L'ELU (aux appuis)**2. Sens x-x: Les poutres secondaires****En travée :**

Niveau	comb	M _{max} (KNm)	μ	obs	β	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	ferrailage	A _s adoptée
S-S	ACC	40.1295	0,079	SSA	0,980	3,1	4,375	3HA14	4,62
RDC	ACC	65.6747	0,1305	SSA	0,966	5,1	4,375	3HA14+2HA10	6,19
ETAGE1	ACC	78.7751	0,156	SSA	0,959	6,2	4,375	3HA14+3HA10	6,97
ETAGE2	ACC	90.4508	0,180	SSA	0,953	7,19	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE3	ACC	94.9703	0,188	SSA	0,958	7,6	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE4	ACC	99.5248	0,195	SSA	0,948	8	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE5	ACC	98.0998	0,195	SSA	0,949	7,8	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE6	ACC	94.7686	0,188	SSA	0,950	7,55	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE7	ACC	92.7533	0,184	SSA	0,952	7,38	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE8	ACC	88.152	0,175	SSA	0,945	7	4,375	3HA14+3HA12	8,01
ETAGE9	ACC	80.5821	0.160	SSA	0,958	6,37	4,375	3HA14+3HA10	6,97

Tableau VI.1.3 : Ferrailage des poutres secondaires à l'ELU (en travée)

Aux appuis :

Niv	Comb	M_{\max} (KN.m)	μ	Obs	β	$A_s \text{ cal}$ (cm ²)	A_{\min} cm ²	Ferrailage	A adop (cm ²)
9 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	17,32	0,0448	SSA	0,989	1.5	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	9.08	0,0.235	SSA	0,994	0.8	4.375	3HA14	4.375
8 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	17.41	0,045	SSA	0,989	1.5	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	8.75	0,0226	SSA	0,994	0.8	4.375	3HA14	4.375
7 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	18.60	0,0481	SSA	0,988	1.6	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	10.37	0,0268	SSA	0,993	0.9	4.375	3HA14	4.375
6 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	22.67	0,0586	SSA	0,985	2	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	13.13	0,0340	SSA	0,991	1.2	4.375	3HA14	4.375
5 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	25.97	0,0672	SSA	0,983	2.3	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	15.15	0,0392	SSA	0,990	1.3	4.375	3HA14	4.375
4 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	29.77	0,077	SSA	0,980	2.6	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	17.57	0,0454	SSA	0,989	1.5	4.375	3HA14	4.375
3 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	33.75	0,0873	SSA	0,978	3	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	20.04	0,0518	SSA	0,987	1.8	4.375	3HA14	4.375
2 ^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	36.37	0,0941	SSA	0,976	3.2	4.375	3HA14	4.375

	Nappe inf (0,8G±E)	21.14	0,0547	SSA	0,986	1.9	4.375	3HA14	4.375
1^{eme}	Nappe sup (G+Q±E)	39.41	0,1091	SSA	0,974	3.5	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	22.36	0,0578	SSA	0,985	2	4.375	3HA14	4.375
RDC	Nappe sup (G+Q±E)	41.93	0,1085	SSA	0,972	3.8	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	24.34	0,0630	SSA	0,984	2.2	4.375	3HA14	4.375
SS	Nappe sup (G+Q±E)	39.25	0.1016	SSA	0.974	3.5	4.375	3HA14	4.375
	Nappe inf (0,8G±E)	22.91	0,0593	SSA	0.985	2	4.375	3HA14	4.375

Tableau VI.1.4 : Ferrailage des poutres secondaires (G+Q+E) et (0,8G+E) (aux appuis)

VI.1.2. Vérifications à L'ELU :

a) Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Poutres principales de (25×40) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 1,12 < 6,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

Poutres secondaires de (25×35) cm²: $A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 32 \times \frac{2,1}{400} = 1,1 < 4,62 \text{ cm}^2 \Rightarrow$
vérifiée

b) Justification de l'effort tranchant :

Les poutres soumises à des efforts tranchants sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime, cette justification est conduite à partir de la contrainte tangente « τ_u », prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} \quad T_u^{\max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

- Poutres principales $\tau_u = \frac{176.59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37} = 1.59 \text{ MPa.}$

- **Poutres secondaires** $\tau_u = \frac{68.52 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,32} = 0.71 \text{ MPa}.$

c) Vérification de la tangente du béton :(5 1 211 /BAEL91)

la fissuration est peu nuisible, la contrainte doit vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

- Poutres principales $\tau_u = 1,59 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

- Poutres secondaires $\tau_u = 0,71 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$ condition vérifiée.

Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

Au droit d'un appui ou existe un, ou existe M, la section (A) des armatures inférieures doit être telle que l'on ait :

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

Et ces armatures doivent être ancrées au delà de nu de l'appui pour pouvoir équilibrer un effort égal à

$$\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$$

M_u : étant pris avec son signe, généralement négatif, et T_u effort tranchant a droite l'appui

étant normalement positif, si on a : $\left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) < 0$

$$\left. \begin{array}{l} \text{- Poutres principales : } 176,58 - \frac{99,56}{0,9 \times 0,37} = -122,47 < 0 \\ \text{- Poutres secondaires : } 68,52 - \frac{100,596}{0,9 \times 0,32} = -280,77 < 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.}$$

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,40 \times \frac{0,9.d.b.f_{c28}}{\gamma_b}$$

- Poutres principales : $T_u = 176,5874 \text{ KN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 37 \times 25 \times 2,5}{1,5} = 555 \text{ KN}.$

- Poutres secondaires : $T_u = 68.52 \text{ kN} < \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 32 \times 25 \times 2,5}{1,5} = 480 \text{ kN}$.

d) Vérification de la contrainte d'adhérence :

(Art. A.6.1.2.1, BAEL 91)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures :

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

Avec : $\Psi = 1,5$ Pour les aciers HA.

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité doit être :

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U_i} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \sum U : \text{ périmètre utile des aciers.}$$

- Poutres principales : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{176.58 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times (3 \times 14 + 3 \times 12) \times \pi} = 2,50 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

- Poutres secondaires : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \sum U} = \frac{68,52 \times 10^3}{0,9 \times 320 \times (3 \times 14 + 3 \times 10) \times \pi} = 1,05 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se}$

Conclusion : la contrainte d'adhérence est vérifiée.

c) Calcul de la longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \psi_s^2 f_{t28} = 2,835 \text{ Mpa}$$

Pour les T_{10} : $l_s = 35,25 \text{ cm}$.

Pour les T_{12} : $l_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour les T_{14} : $l_s = 49,39 \text{ cm}$

Pour les T_{16} : $l_s = 56,43 \text{ cm}$.

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers HA.

Pour les $\Phi 10$: $l_a = 14,10 \text{ cm}$

Pour les $\Phi 12$: $l_a = 16,92 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 14$: $l_a = 19,75 \text{ cm}$.

Pour les $\Phi 16$: $l_a = 22,57 \text{ cm}$.

e) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \Phi_1, \frac{b}{10} \right) = \min (1,14 ; 1,2 ; 2,5)$$

où Φ_1 est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit $\Phi_t = 8\text{mm}$

Soit $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01\text{ cm}^2$

f) Calcul des espacements :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\Phi_1\right) = \min\left\{10 ; 12\right\}$

$$S_t = 10\text{cm}$$

- **Zone courante :** $S_t' \leq \frac{h}{2} = 20\text{ cm}$

$$S_t = 15\text{ cm}$$

1) Armatures transversales minimales :

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} \dots\dots\dots + \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.3.Vérification à l'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton :

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s / K_1 \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s} \quad (A_s : \text{armatures adoptées à l'ELU})$$

$$\text{On calcul : } \rho_1 = \frac{100 A_s}{b_0 d}.$$

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	46,28	6 ,19	0,669	0,881	23,46	22,93	0,97	15	vérifiée
RDC	46,97	6 ,19	0,669	0,881	23,46	23,27	0,99	15	vérifiée
ETAGE1	31,53	6 ,88	0,929	0,865	22,04	14,31	0,64	15	vérifiée
ETAGE2	32,75	8 ,01	0,865	0,868	19,96	12,73	0,63	15	vérifiée
ETAGE3	33,68	8,01	0,865	0,868	22,88	13,09	0,57	15	vérifiée
ETAGE4	35,09	8.38	1,132	0,854	19,25	13,25	0,68	15	vérifiée
ETAGE5	35,75	8,01	0,865	0,868	22,88	13 ,89	0,60	15	vérifiée
ETAGE6	36,82	8,01	0,865	0,868	22,88	14,31	0,62	15	vérifiée
ETAGE7	38,07	8,01	0,865	0,868	22,88	14,79	0,64	15	vérifiée
ETAGE8	38,93	8 ,01	0,865	0,868	22,88	15,13	0,66	15	vérifiée
ETAGE9	41,46	6 ,88	0,744	0,865	22,31	18,82	0,84	15	vérifiée

Tableau VI.1.5 : Vérification du ferrailage des poutres principales en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	66,76	6,19	0,669	0,881	23,46	33,18	1,41	15	vérifiée
RDC	73,62	6,19	0,669	0,881	23,46	36,48	1,55	15	vérifiée
ETAGE1	58,09	6,19	0,669	0,881	23,46	28,78	1,22	15	vérifiée
ETAGE2	66,05	8,01	0,865	0,868	22,88	25,67	1,12	15	vérifiée
ETAGE3	70,94	8 ,01	0,865	0,868	22,88	27,57	1,20	15	vérifiée
ETAGE4	78,90	8,01	0,865	0,868	22,88	30,67	1,34	15	vérifiée
ETAGE5	83,98	8,38	0,905	0,866	28,86	31,27	1,08	15	vérifiée
ETAGE6	87,35	8,38	0,905	0,866	28,86	32,53	1,12	15	vérifiée
ETAGE7	93,39	8,38	0,905	0,866	28,86	34,78	1,20	15	vérifiée
ETAGE8	95,91	8,01	0,865	0,868	22,88	37,28	1,63	15	vérifiée
ETAGE9	95,47	8,01	0,865	0,868	22,88	37,11	1,62	15	vérifiée

Tableau VI.1.6 : Vérification du ferrailage des poutres principales aux appuis à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	11,90	4,62	0,577	0,887	29,25	9,074	0,25	15	vérifiée
RDC	16,40	6 ,19	0,773	0,873	24,37	9,48	0,27	15	vérifiée
ETAGE1	23,54	6 ,97	0,871	0,8835	27,94	11,95	0,34	15	vérifiée
ETAGE2	30,44	8,01	1,001	0,860	35,00	13,80	0 ,39	15	vérifiée
ETAGE3	34,98	8,01	1.001	0,860	35,00	15,86	0,45	15	vérifiée
ETAGE4	40,04	8,01	1,001	0,860	35,00	18,16	0,51	15	vérifiée
ETAGE5	46,30	8,01	1,001	0,860	35,00	18,06	0,51	15	vérifiée
ETAGE6	47,02	8,01	1,001	0,860	35,00	21,33	0,60	15	vérifiée
ETAGE7	47,88	8,01	1,001	0,860	35,00	21,72	0,62	15	vérifiée
ETAGE8	47,28	8,01	1,001	0,860	35,00	21,44	0,61	15	vérifiée
ETAGE9	41,83	6 ,97	0,871	0,887	29,25	21,14	0,72	15	vérifiée

Tableau VI.1.7 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires en travée à l'ELS

Niveau	M_s (KN m)	A_s adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	obs.
S-S	24,52	4.375	0,547	0,890	30,45	19,67	0,64	15	Vérifiée
RDC	35,17	4.375	0,547	0,890	30,45	28,22	0,92	15	Vérifiée
ETAGE1	40,76	4.375	0,547	0,890	30,45	32,71	1,07	15	Vérifiée
ETAGE2	50,45	4.375	0,547	0,890	30,45	40,48	1,32	15	Vérifiée
ETAGE3	57,79	4.375	0,547	0,890	30,45	46,38	1,52	15	Vérifiée
ETAGE4	66,14	4.375	0,547	0,890	30,45	53,08	1,73	15	Vérifiée
ETAGE5	47,15	4.375	0,547	0,890	30,45	37,84	1,24	15	Vérifiée
ETAGE6	78,37	4.375	0,547	0,890	30,45	62,68	2,05	15	Vérifiée
ETAGE7	81,84	4.375	0,547	0,890	30,45	65,68	2,15	15	Vérifiée
ETAGE8	84,84	4.375	0,547	0,890	30,45	68,08	2,23	15	Vérifiée
ETAGE9	75,52	4.375	0,547	0,890	30,45	60,60	1,99	15	Vérifiée

Tableau VI.1.8 : Vérification du ferrailage des poutres secondaires aux appuis à l'ELS

VI.1.4.Vérification de la flèche :**a) Sens transversal (poutres principales) :**

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} ; \frac{40}{400} = 0,10 \geq \frac{46,97}{10 \times 80,37} = 0,058 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{40}{370} = 0,108 \geq 0,062 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{400} ; \frac{6,19}{925} = 0,0066 \leq 0,0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées donc on va pas procéder au calcul de la flèche.

Disposition des armatures :

Lors de la détermination de la longueur des chapeaux, il y'a lieu d'observer les recommandations qui stipulent que la longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis doit être au moins égale à :

- $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaire en travée est prolongée jusqu' aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

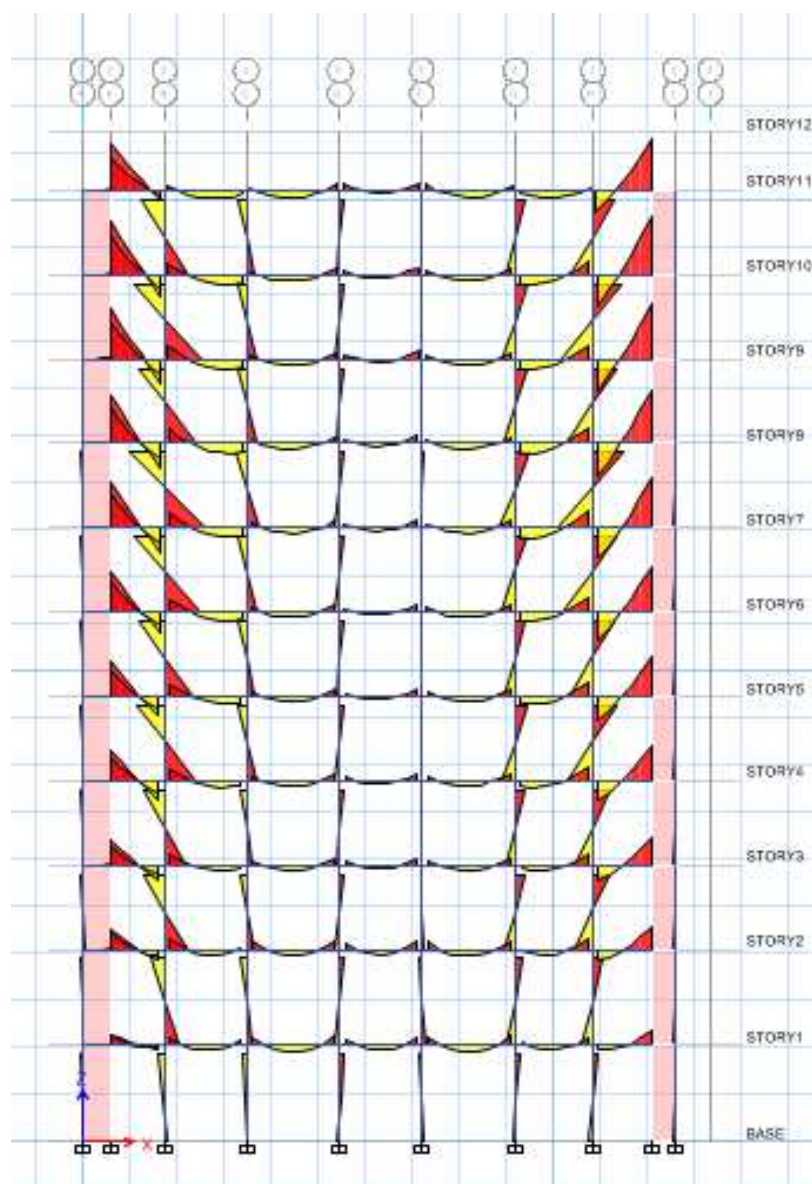


Figure VI.1 : Exemple du Moment 3-3 des poutres, axe2

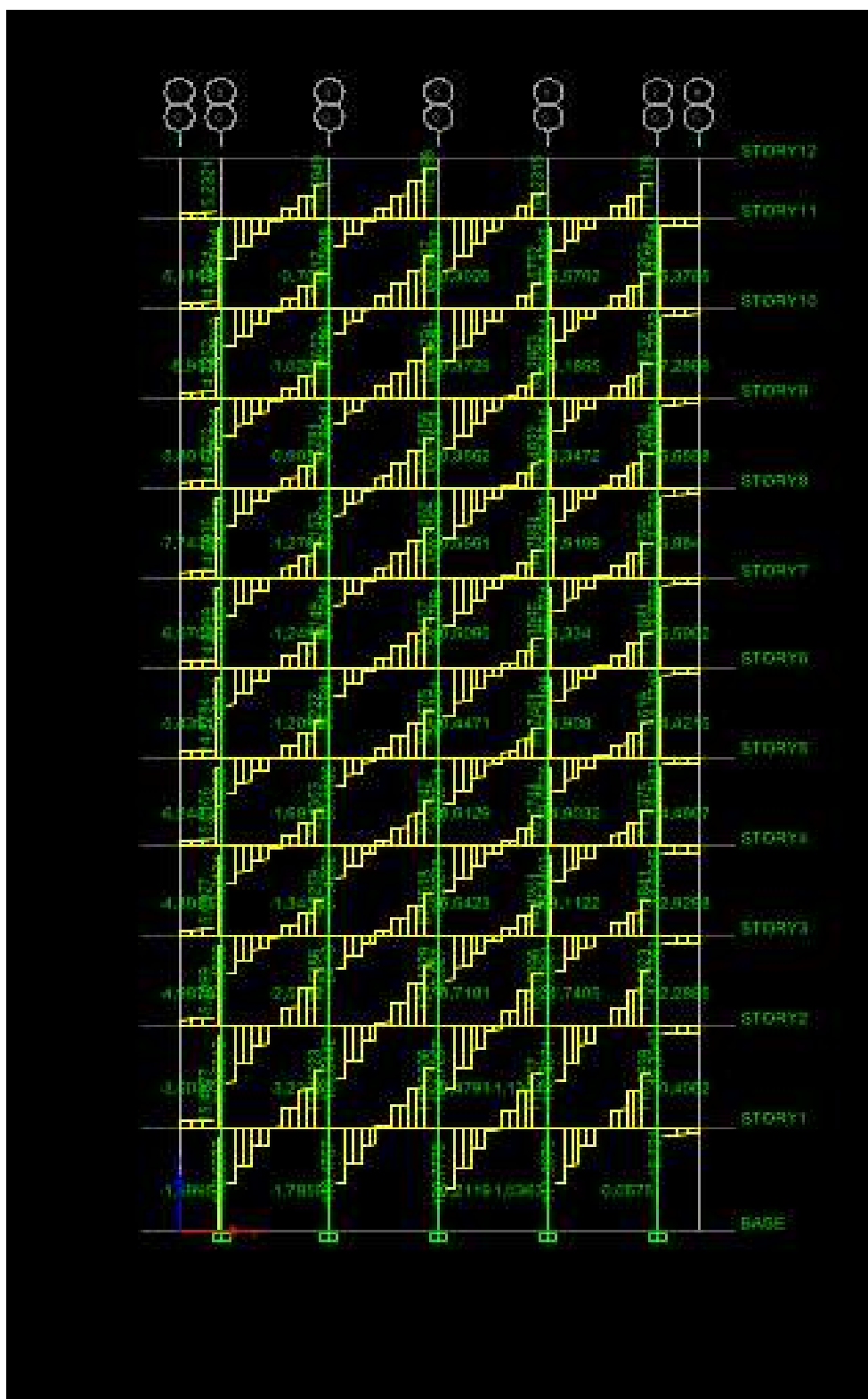


Figure VI.2 : Exemple de l'effort tranchant des poutres, axe 2

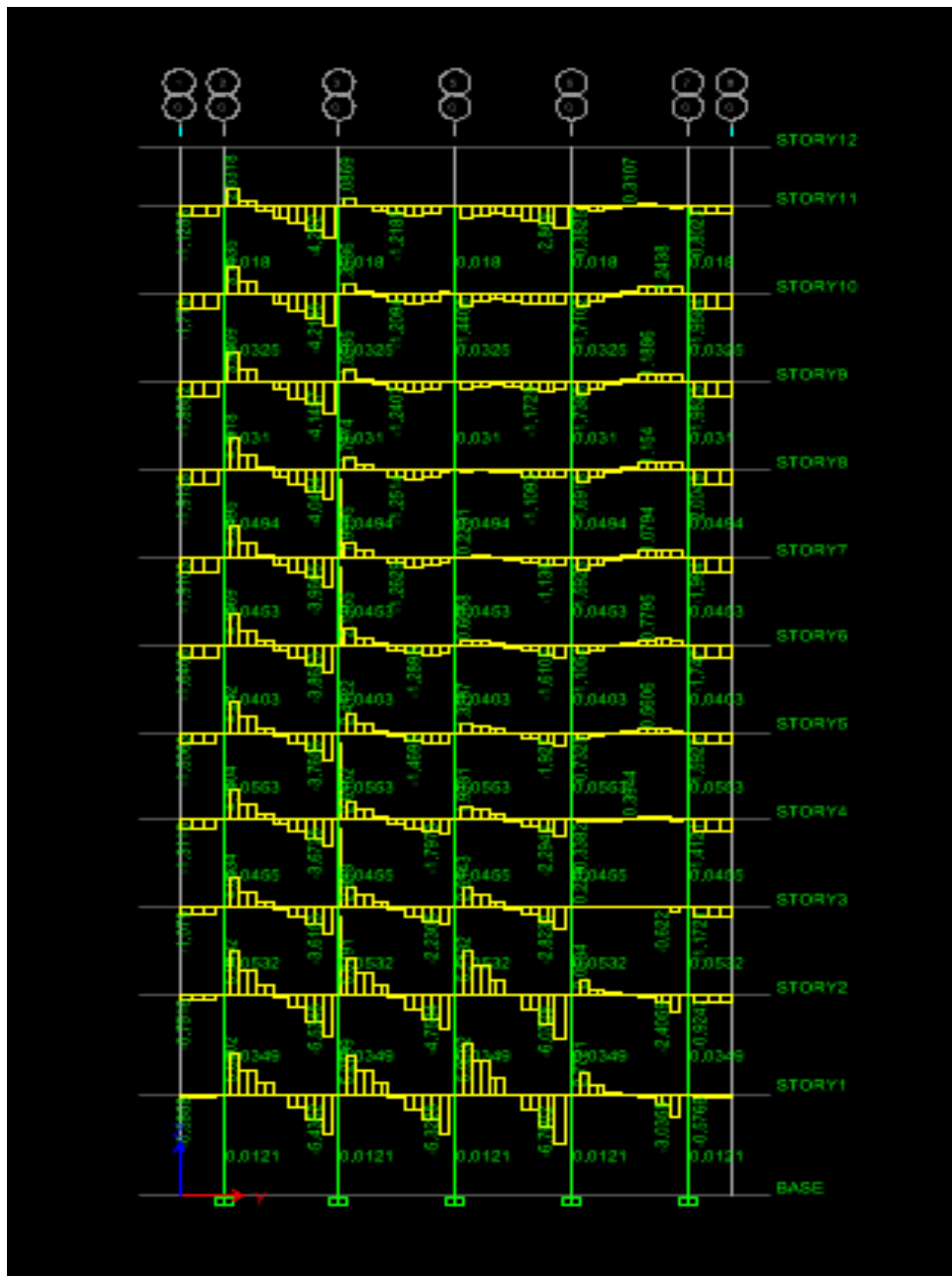


Figure VI.3: Exemple de la torsion aux des poutres, axe2

VII-I POTEAUX**Introduction :**

Les poteaux seront calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal). En tenant compte des combinaisons considérées comme suivent :

- a- $1.35 G + 1.5 Q$ ELU
- b- $G + Q$ ELS
- c- $0.8 G \pm E$ RPA 2003
- d- $G + Q \pm E$ RPA 2003

Et sous l'effet des sollicitations les plus défavorables pour les cas suivants:

Situation	γ_b	f_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1.5	25	14.2	400	348
Situation accidentelle	1.15	25	18.48	400	400

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant.
- Effort normal minimal et le moment correspondant.
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

En procédant à des vérifications à l'ELS.

VI-I-1 Recommandation du RPA 2003 :**VI-I-1-1 : Les armatures longitudinales :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
 - **Pourcentage minimal :**
 - Le pourcentage minimal sera de : 0.80 % de la section du poteau (Zone IIa).

Poteau (50x50) $A_{\min} = 0.008 \times 50 \times 50 = 20 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) $A_{\min} = 0.008 \times 45 \times 45 = 16.2 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{\min} = 0.008 \times 40 \times 40 = 12.8 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) $A_{\min} = 0.008 \times 35 \times 35 = 9.8 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) $A_{\min} = 0.008 \times 30 \times 30 = 7.2 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage maximal :**

- Le pourcentage maximal en **zone courante** sera de : 4 % (zone IIa)

Poteau (50x50) $A_{\min} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteau (45x45) $A_{\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteau (40x40) $A_{\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteau (35x35) $A_{\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteau (30x30) $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

- Le pourcentage maximal en **zone de recouvrement** sera de : 6 % (zone IIa)

- Poteau (50x50) $A_{\min} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

- Poteau (45x45) $A_{\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

- Poteau (40x40) $A_{\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

- Poteau (35x35) $A_{\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

- Poteau (30x30) $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de $\Phi 12$
- La longueur de recouvrement minimal est de $L_R = 40\Phi$ (zone IIa)
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
 $L = 25 \text{ cm}$ (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrements doivent être faite si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critique).

VI-I-1-2 Les armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations du béton et le flambement des armatures longitudinales.
 - Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \cdot f_e}$$

Avec : V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

h : Hauteur totale de la section brute.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 & \Rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \Rightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\text{Avec : } \lambda_g = \frac{I_f}{a} \quad \text{Où } \lambda_g = \frac{I_f}{b}$$

I_f : La longueur de flambement des poteaux.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\begin{cases} S_t \leq \min (10\Phi_l^{\min} \ 15\text{ cm}) & \text{en zone nodale} \\ S_t \geq \min 15\Phi_l^{\min} & \text{en zone courante} \end{cases}$$

Φ : est le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_{\min} = 0.8 \%$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \text{Interpolation entre les valeurs limites du poteau}$$

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées en nombre et diamètre suffisants ($\Phi \text{ cheminées} > 12\text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.
- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_{\min}$.

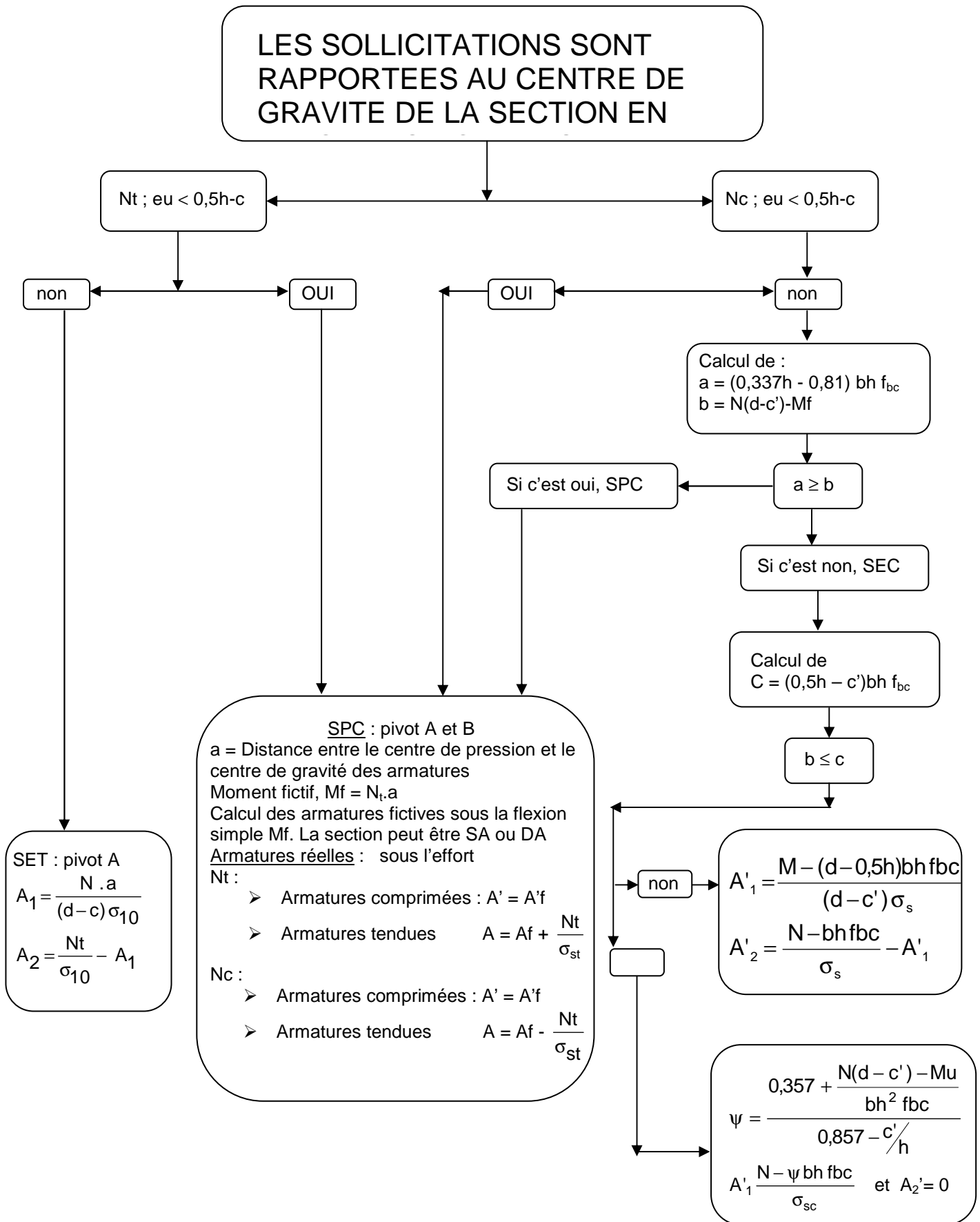


Figure VII : 1.Organigramme de calcul du ferrailage des poteaux

VI-I-4 Calcul du ferrailage des poteaux**Tableau des sollicitations :**

	EFFORT		ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+Q	
S-S , RDC, 1^{ER} ETAGE	N_{max}	M2 corr	-2897.47	1.91	-2083.3246	1.3509	-2083.32	1.3509	-1213.39	0.6201
		M3 corr		-2.6142		-1.8253		-1.8253		-0.6599
	N_{min}	M2 corr	-11.346	0.2656	-8.2706	0.1922	-8.2706	0.1922	-5.6516	0.1214
		M3 corr		0.9614		0.6925		0.6925		0.4128
	M2 max	N corr	84.3777	0.2656	60.7586	-380.1365	60.7586	-380.13	36.0548	-248.18
	M3 max	N corr	49.0876	-732.5708	34.5118	-532.8343	34.5118	-532.83	14.816	-321.72
2^{ème} , 3^{ème} ,	N_{max}	M2 corr	-1890.06	-1.2126	-1363.5608	-1.3126	-1363.56	-1.3126	-842.93	4.2556
		M3 corr		5.8393		4.2181		4.2181		-1.6311
	N_{min}	M2 corr	-374.66	0.283	-272.9218	0.203	-272.92	0.203	-185.15	0.1145
		M3 corr		31.0058		22.3504		22.35		13.43
	M2 max	N corr	74.1294	-937.5673	53.2945	-681.0206	53.2945	-681.02	30.9988	-447.80
	M3 max	N corr	42.1303	-989.9502	30.2241	-636.386	-34.22	-731.78	-19.28	-457.90
4^{ème} , 5^{ème} , 6^{ème}	N_{max}	M2 corr	-1408.01	-2.7149	-1015.5728	-2.2547	-1015.57	-2.2547	-618.25	6.1083
		M3 corr		6.4226		4.6242		4.6242		-1.3802
	N_{min}	M2 corr	-171.98	0.3183	-171.9835	0.3183	-125.11	0.2302	-83.7123	0.144
		M3 corr		31.2959		31.2959		22.578		13.71
	M2 max	N corr	84.37	-523.67	60.75	-380.13	60.75	-380.13	36.05	-248.18
	M3 max	N corr	52.95	-534.61	38.03	-386.11	38.031	-386.03	21.81	-237.66

	EFFORT		ELU		ELS		G+Q+E		0,8G+Q	
8 ^{ème} , 7 ^{ème} ,	N _{max}	M2 corr	-	-1.6751	-	-1.5027	-	-1.5027	-	-3.0876
		M3 corr	701.3022	6.3575	505.6043	4.5788	505.6043	4.5788	304.5557	2.7232
	N _{min}	M2 corr	-64.2934	0.1314	-46.757	0.0954	-46.757	0.0954	-30.5585	0.1096
		M3 corr		15.1858		10.954		10.9544		9.933
	M2 max	N corr	73.1213	-280.799	52.6873	-203.866	52.6873	-203.86	31.518	-133.339
	M3 max	N corr	49.4629	-264.13	35.5287	-191.025	35.5287	-191.03	20.4271	-119.49
Salle machine+ 9eme,	N _{max}	M2 corr	-	-3.05	-	-2.5063	-	-2.50	-	7.8028
		M3 corr	234.4323	6.05	168.8918	4.3629	168.8918	4.3629	103.4957	-0.8405
	N _{min}	M2 corr	-11.3463	0.26	-8.2706	0.1922	-8.270	0.1922	-5.6516	0.1214
		M3 corr		0.96		0.6925		0.6925		0.4128
	M2 max	N corr	47.5172	-163.55	34.2543	-118.88	34.2543	-118.8874	20.6093	-78.8003
	M3 max	N corr	35.7485	-127.667	25.681	-92.2748	25.681	-92.2748	14.789	-57.3067
		M3 corr		0.96		0.6925		0.6925		0.4128
	M2 max	N corr	47.5172	-163.55	34.2543	-118.88	34.2543	-118.8874	20.6093	-78.8003
	M3 max	N corr	35.7485	-127.667	25.681	-92.2748	25.681	-92.2748	14.789	-57.3067

VI-I-4-1 Exemple de calcul❖ **Sens transversal (Selon le moment M_2) :**

E-sol : (50×50) :

$$N_{\max} = -2897.476 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 1.91 \text{ KN.m}$$

$$N_{\min} = -11.3463 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\text{corr}} = 0.265 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -523.67 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 84.377 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**Pour le N_{\max} et M_{corr}

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1.91}{2897.47} \times 10^2 = 0.065 \text{ cm}$$

$$\text{et } \frac{h}{2} - c = \frac{50}{2} - 3 = 22 \text{ cm} \quad \text{Avec : } C : \text{enrobage} = 3 \text{ cm}$$

$$e = 0.065 \text{ cm} < \frac{h}{2} - c = 22 \text{ cm}$$

➤ **Le calcul de :** $(d-c) \times N_u - M_f \leq (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc}$

$$\text{Avec : } M_f = M_u + N_u \times \left(\frac{h}{2} - c \right)$$

$$\text{Et : } d = h - c = 0.50 - 0.03 = 0.47 \text{ m}$$

➤ **Moment fictif :**

$$M_f = 0.07 + 2897.476 \times \left(\frac{0.5}{2} - 0.03 \right) = 637.51 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = (0.47 - 0.03) \times 2897.476 - 637.51 = 637.37 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.337 - 0.81 \times 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3 = 2220.17 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 637.37 \text{ KN.m} < (0.337 - 0.81c') \times b \times h \times f_{bc} = 2220.17 \text{ KN.m}$$

 \Rightarrow **Section entièrement comprimé**➤ **Vérification de l'équation suivante:**

$$N \times (d - c') - M_f \geq (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc}$$

$$(0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = (0.5 \times 0.5 - 0.03) \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 10^3 = 781 \text{ KN.m}$$

$$(d-c) \times N_u - M_f = (0.47 - 0.03) \times 2897.476 - 637.37 = 637.51 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow (d-c) \times N_u - M_f = 637.37 \text{ KN.m} < (0.5h - c') \times b \times h \times f_{bc} = 781 \text{ KN.m} \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

➤ **Calcul des armatures:**

$$A_1 = \frac{N - \psi \times b \times h \times f_{bc}}{0.3571 + \frac{\sigma_{st} N \times (d - c) - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}$$

Avec: $\psi = \frac{0.8571 - \frac{c}{h}}$

$$\psi = \frac{0.3571 + \frac{2897.476 \times (0.47 - 0.03) - 637.37}{0.5 \times 0.50^2 \times 14.2 \times 10^3}}{0.8571 - \frac{0.03}{0.5}} = 0.898$$

$$A = \frac{2897.476 - 0.898 \times 0.5 \times 0.5 \times 14.2 \times 100}{34.8 \times 10^3} = 0.741$$

$$\Rightarrow A_I = 0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Et } A_s = 0 \text{ cm}^2$$

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel **SOCOTEC**.

Ferraillage des poteaux dans le sens (x-x) avec **M2** :

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adopté (cm ²)
I	50×50	N_{max}-M_{corr}	-2897.47	191	15.16	25	SEC	0.00	0.00	20	12HA16	24.12
		N_{min}- M_{corr}	-11.3463	26.5	0.42	25	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	26.56	8437	3.17	25	SEC	0.00	0.00			
II	45×45	N_{max}-M_{corr}	-1890.06	121.26	15.58	22.5	SEC	0.00	0.00	16.2	4HA16+ 4HA14	18.17
		N_{min}- M_{corr}	-374.666	28.3	13.23	22.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-937.567	74.129	12.64	22.5	SEC	0.00	0.00			
III	40×40	N_{max}-M_{corr}	-1408.01	271.49	5.18	20	SEC	0.00	0.00	12.8	4HA16+ 4HA14	14.19
		N_{min}- M_{corr}	-171.983	31.83	5.4	20	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-523.67	5295	0.098	20	SEC	0.00	0.00			
IV	35×35	N_{max}-M_{corr}	-701.302	167.51	4.18	17.5	SEC	0.00	0.00	9.8	4HA16+ 4HA12	12.56
		N_{min}- M_{corr}	-64.2934	13.14	4.89	17.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	163.55	4751.7	0.03	17.5	SEC	0.00	0.00			
V	30×30	N_{max}-M_{corr}	234.4323	305	076	15	SEC	0.00	0.00	7.2	8HA12	9.04
		N_{min}- M_{corr}	-11.3463	26	0.43	15	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	163.55	4751.7 2	0.03	15	SEC	0.00	0.00			

Niveau	Section	Sollicitation	N (KN)	M (KN.cm)	e (cm)	(h/2)-c	Nature	A' (cm ²)	A (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix (A _s)	Section adopté (cm ²)
I	50×50	N_{max}-M_{corr}	-2897.47	-261.42	11.10	25	SEC	0.00	0.00	20	12HA16	24.12
		N_{min}- M_{corr}	-11.3463	96.14	0.11	25	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	26.56	8437	0.003	25	SEC	0.00	0.00			
II	45×45	N_{max}-M_{corr}	-1890.06	584.02	3.23	22.5	SEC	0.00	0.00	16.2	4HA20+4HA14	18.17
		N_{min}- M_{corr}	-374.666	3100	0.12	22.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-937.563	4213	0.22	22.5	SEC	0.00	0.00			
III	40×40	N_{max}-M_{corr}	-1408.01	6420	0.22	20	SEC	0.00	0.00	12.8	4HA16+4HA14	14.19
		N_{min}- M_{corr}	-171.983	3130	0.03	20	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	-523.67	5295	0.098	20	SEC	0.00	0.00			
IV	35×35	N_{max}-M_{corr}	-701.302	6350	0.11	17.5	SEC	0.00	0.00	9.8	4HA16+4HA12	12.56
		N_{min}- M_{corr}	-64.2934	1518	0.04	17.5	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	163.55	4946	0.03	17.5	SEC	0.00	0.00			
V	30×30	N_{max}-M_{corr}	234.4323	26	9.01	15	SEC	0.00	0.00	7.2	8HA12	9.04
		N_{min}- M_{corr}	-11.3463	96	0.11	15	SEC	0.00	0.00			
		N_{corr} -M_{max}	163.55	3578.5	0.04	15	SEC	0.00	0.00			

VII-5 Armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement de :

- Reprendre les efforts tranchant sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

VII-5-1 Diamètre des aciers :

D'après le **BAEL 91** le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\Phi_t \geq \frac{\Phi_l^{\max}}{3} \Rightarrow \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$$

Soit : $\Phi_t = 8mm$

Avec : Φ_l^{\max} : Diamètre maximale des armatures longitudinales.

Nous adoptons des cadres de section : $A_t = 2.01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$

VII-5-2 Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " S_t " des armatures transversales est fixée comme suite :

❖ **En zone nodale :**

$$S_t \leq \min(10\Phi_l^{\min}, 15cm) = \min(10 \times 1.2; 15cm) = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 10 \text{ cm}$

❖ **En zone courante :**

$$S_t \leq 15 \Phi_l^{\min} = 18 \text{ cm}$$

Nous adoptons : $S_t = 12 \text{ cm}$

Avec : Φ_l^{\min} : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

VII-5-3 Longueurs de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)

❖ **Pour les HA20 :**

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 2.0 = 80 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA16 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA14 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm}$$

❖ Pour les HA12 :

$$L_r = 40\Phi_t = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$$

VII-5-4 La longueur de scellement droit (Art A6.1.23 BAEL 91)

$$f_e = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_e}{0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28}}$$

Avec :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

 $\Psi_s = 1.5$ pour les aciers à haute adhérence. Φ : Diamètre maximale des armatures.

$$\text{➤ Pour les HA20 : } L_s = \frac{2.0 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 70.54 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 75 \text{ cm}$

$$\text{➤ Pour les HA16 : } L_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 56.43 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 60 \text{ cm}$

$$\text{➤ Pour les HA14 : } L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 49.38 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 50 \text{ cm}$

$$\text{➤ Pour les HA12 : } L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 0.6(1.5)^2 \times 2.1} = 42.33 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 45 \text{ cm}$ **VII-5-5 Vérification de la quantité d'armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} \quad \text{Avec : } l_f = 0.7 \times h_e$$

Pour le cas le plus défavorable : (Sous-sol) $h_e = 4.14 \text{ m}$

$$l_f = 0.7 \times 4.14 = 2.90 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{2.9}{0.50} = 5.80$$

Avec :

b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.
 l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$\lambda_g = 5.8$$

$$\lambda_g > 5 \Rightarrow A_{\min} = 0.3 \%$$

➤ **En zone nodale :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 50 \times 10 = 1.50 \text{ cm}^2$$

➤ **En zone courante :**

$$A_{\min} = 0.003 \times b \times S_t = 0.003 \times 50 \times 12 = 1.8 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\begin{cases} A_{\min} = 1.50 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1.80 \text{ cm}^2 \end{cases} < A_t = 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$\hat{L} = 2 \times h$$

$$\hat{h} = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm} \right\}.$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 Et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poutres.

$$\hat{L} = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$\hat{h} = \max \{ 69.00, 50, 50, 60 \text{ cm} \}$$

Donc : $\hat{h} = 69 \text{ cm}$

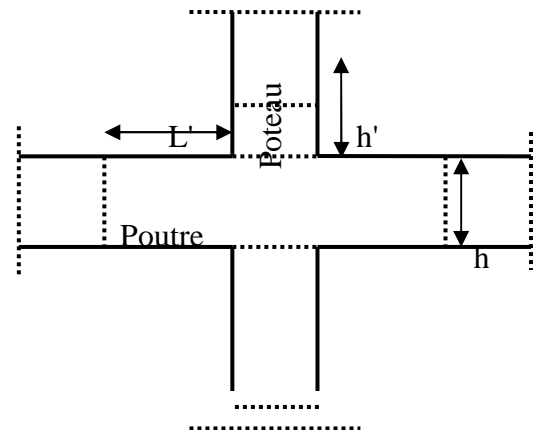


Figure VII-3: Délimitation de la zone nodale

VII-5-6 Vérification de l'effort tranchant : (Art 7.4.3.2 RPA99/ 2003)**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\tau_b \leq \tau_{bu}$$

Selon **RPA99** : $\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

Avec : τ_u : contrainte de cisaillement

V_u : effort tranchant de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$)

$$\rho_b = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : $\begin{cases} f_{c28} = 25 \text{ MPa} \\ \lambda_g = 5.8 \geq 5 \end{cases} \Rightarrow \rho_b = 0.075$

$$\Rightarrow \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$$

❖ Armatures transversales et vérification au cisaillement: (Art 7.4.2.2 RPA 99/2003)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t$$

➤ Pour les poteaux du Sous-sol (50×50) :

- **Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$**

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h \times f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 34.95}{35 \times 40} \times 10 = 0.624 \text{ cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{34.95 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.32} = 0.312$$

Pour le reste des sections les résultats sont motionnées dans le tableau ci-dessous :

Zone	V _u (KN)	λ _g	ρ _a	h (cm)	ρ _b	A _t (cm ²)	A _{ad}	S _t	τ _b MPa	σ _{bu} MPa	Obs
I	28.92	5.8	2.5	50	0.075	0.361	4HA8 = 2.01 cm ²	= Zone nodale : S _t 10 cm	0.123	1.875	Vérifiée
II	30.86	4.75	2.5	45	0.04	0.428			0.163	1.00	Vérifiée
III	34.95	5.35	2.5	40	0.075	0.546			0.235	1.875	Vérifiée
IV	30.00	6.11	2.5	35	0.075	0.535			0.267	1.875	Vérifiée
V	19.82	7.13	2.5	30	0.075	0.412			0.244	1.875	Vérifiée

• **Zone courante S_t = 12 cm**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h \cdot f_e} \times S_t = \frac{2.5 \times 28.92}{50 \times 40} \times 15 = 0.542 \text{ cm}^2$$

Pour le reste des sections les résultats sont mentionnés dans le tableau ci-dessous :

Zone	V_u (KN)	λ_g	ρ_{a+} a	h (cm)	ρ_b	A_t (cm ²)	A_{ad}	S_t	τ_b MPa	$\bar{\sigma}_{bu}$ MPa	Obs
I	28.92	5.8	2.5	50	0.075	0.361	4HA8 = 2.01 cm ²	= Zone nodale : S_t 10 cm	0.123	1.875	Vérifiée
II	30.86	4.75	2.5	45	0.04	0.428			0.163	1.00	Vérifiée
III	34.95	5.35	2.5	40	0.075	0.546			0.235	1.875	Vérifiée
IV	30.00	6.11	2.5	35	0.075	0.535			0.267	1.875	Vérifiée
V	19.82	7.13	2.5	30	0.075	0.412			0.244	1.875	Vérifiée

VI-I-6 Vérification à l'ELS:**VI-I-6-1 Vérification des contraintes à l'ELS à l'aide du logiciel SOCOTEC:**❖ **Poteaux longitudinaux :**

ZONE	Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (cm)	h/6 (cm)	Nature	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{sinf} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
I	(45x40)	N _{max} -M _{corr}	-1034.39	0.054	0.005	7.5	SEC	5.23	5.22	113	78.30	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-28.43	-4.08	14.35	7.5	SPC	0.42	0.00	5.68	2.12	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-642.99	-10.20	1.58	7.5	SEC	3.86	2.63	56.70	40.70	15	348	vérifiée
II	(40x35)	N _{max} -M _{corr}	-669.28	0.19	0.028	6.67	SEC	4.37	4.33	65.50	65.00	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-90.76	-0.66	0.72	6.67	SEC	0.65	0.53	9.59	8.11	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-326.04	-13.71	4.20	6.67	SEC	3.33	0.91	47.20	16.40	15	348	vérifiée
III	(35x30)	N _{max} -M _{corr}	-303.02	0.20	0.066	5.83	SEC	2.60	2.55	39.00	38.30	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-5.99	-0.24	4.00	5.83	SEC	0.08	0.02	1.15	0.37	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-72.36	-14.33	19.80	5.83	SPC	4.31	0.00	50.40	87.30	15	348	vérifiée

❖ Poteaux transversaux :

ZONE	Section	Sollicitation	N _s (KN)	M _s (KN.m)	e (cm)	h/6(cm)	Nature	σ _{bsup} (MPa)	σ _{binf} (MPa)	σ _{sup} (MPa)	σ _{inf} (MPa)	σ _b (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
I	(50x50)	N _{max} -M _{corr}	-2083.32	1.3509	0.06	8.33	SEC	7,54	7,54	113	111.3	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-410.508	0.2446	0.059	8.33	SPC	1.48	1.47	22.3	22	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-918.054	52.4208	5.71	8.33	SPC	5,29	1.31	75.8	23.2	15	348	vérifiée
II	(45x45)	N _{max} -M _{corr}	-1363.56	4.2181	0.31	7.5	SEC	6,25	5,81	93,4	87,7	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-272.921	22.3504	8.18	7.5	SEC	2,37	0.04	33.3	2,95	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-681.020	53.29	7.82	7.5	SEC	5,8	0,23	81,4	9,04	15	348	vérifiée
III	(40x40)	N _{max} -M _{corr}	-1015.57	4.6242	0.46	6.33	SEC	6,04	5,34	89,6	80,9	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-125.119	0.2302	0.18	6.33	SEC	0,72	0,68	10,7	10,3	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-380.136	60.7586	16	6.33	SEC	7,71	0.00	98,3	-65,4	15	348	vérifiée
IV	(35x35)	N _{max} -M _{corr}	-505.604	4.5788	0.90	5.83	SEC	4.17	3.14	61.1	48.7	15	348	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-46.757	0.0954	2.03	5.83	SEC	0,35	0,33	5,19	4,94	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-203.866	52.6873	25.95	5.83	SEC	9,8	0.00	110,5	-181,5	15	384	vérifiée
V	(30x30)	N _{max} -M _{corr}	-168.891	4.3629	2.59	5	SEC	2,44	0,87	33,9	15,8	15	384	vérifiée
		N _{min} - M _{corr}	-8.2706	0.6925	8.37	5	SEC	0,21	0.00	2,73	-0,51	15	348	vérifiée
		N _{corr} -M _{max}	-118.887	34.2543	29.02	5	SEC	10,3	0.00	104,7	-225,2	15	348	vérifiée

- **Etat limite d'ouverture des fissures :** Aucune vérification à effectuer car la fissuration est non préjudiciable.

I- Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en **flexion composée** sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales
- Armatures horizontales
- Armatures transversales

Après avoir fait le calcul du ferraillage pour tous les voiles, nous avons constaté qu'il est possible d'adopter le même type de ferraillage pour un certain nombre de niveaux, pour cela nous ferraillons nos voiles par zones :

- Zone I : SS, RDC, et 1^{er} étage
- Zone II : 2^{ème} et 3^{ème} étage
- Zone III : 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage
- Zone IV : 7^{ème} et 8^{ème} étage
- Zone V : 9^{ème} étage

I-1- Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

- Selon le BAEL 91 $\left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \end{array} \right.$
- Selon le RPA version 2003 $\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{array} \right.$

I-2- Comportement d'un voile : Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

- Ferraillage des voiles :

La méthode utilisée est la méthode de **RDM** qui se fait pour une bande de largeur (**d**).

II-1- Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et **V'** : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultats.

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur **(d)** donnée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L_c}{3}\right) \quad (\text{Art 7.7.4.RPA 99})$$

Avec :

L_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur d'étage.

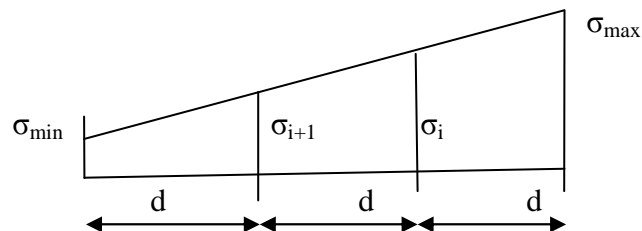
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes de contraintes obtenus.

II-1-1- Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

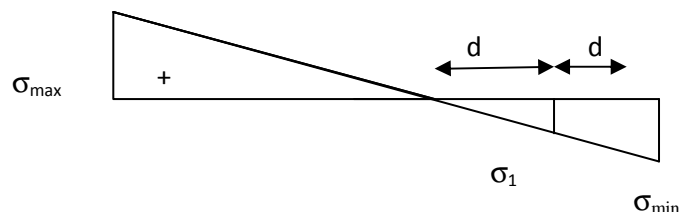
e : épaisseur du voile.



II-1-2- Section partiellement comprimée :

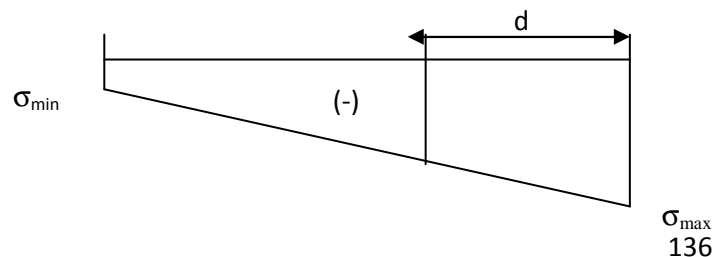
$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+2} = \frac{\sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$



II-1-3- Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$



II-2- Détermination des armatures :**II-2-1- Pour une section entièrement comprimée :****II-2-1-1- Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

II-2-1-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91modifiées 99})$$

Avec : B : Section du béton comprimé.

II-2-2- Pour une Section entièrement tendue :**II-2-2-1- Armatures verticales :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ Avec}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

II-2-2-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{M}{2\sigma_s}; \frac{Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

II-2-3- Section partiellement comprimée :**II-2-3-1- Armatures verticales :**

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa (contrainte de l'acier).}$$

II-2-3-2- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left\{ \frac{0.23Bf_{t28}}{f_e}; 0.005B \right\}$$

Avec : B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

II-2-3-3-Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10 \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

D'après le RPA 99 :

- $A_H \geq 0.15\%B$ Globalement dans la section du voile.
- $A_H \geq 0.10\%B$ En zone courante.

D'après le BAEL :

$$A_H = \frac{A_V}{4}$$

Avec : A_V : section d'armatures verticales.

B : section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

II-2-3-4- Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

III- Les potelets :

- Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet.
- La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à 0.2% de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins 4HA10 (RPA 99).
- Les barres verticales doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux, dont l'espacement ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Dans ce cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

III-1- Ferraillage minimal :

D'après le BAEL 91 : $A_{\min} = B \frac{f_{c28}}{f_e} (cm^2)$

D'après le RPA 99 : $A_{\min} = 0.2\% B (cm^2)$

Avec : **B** : section du béton.

IV- Disposition constructives :

IV-1- Espacement constructive :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S_t \leq 1.5 \times e$
- $S_t \leq 30cm$

(Article 7.7.4.3 du RPA 2003)

Avec : **e** : épaisseur du voile.

A chaque extrémité du voile ; l'espacement doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

IV- 2- Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

- 40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.
- 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

IV-3- Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

V - Vérification :

V -1- Vérification à L'ELS :

V -1-1- La contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 = 15MPa$$

Avec : $N_s = G + Q$ (Effort normal de service).

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptées.

V -1-2- Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après le RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

Avec :

b_0 : Epaisseur du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL 91 :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec : τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\bar{\tau} = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa} ; \text{ Pour la fissuration préjudiciable.}$$

VI - Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile VT1 de la zone une :

$$L = 4 \text{ m}, e = 20 \text{ cm}$$

$$B = 0.80 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\max} = 714 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = -1112 \text{ KN/m}^2$$

$L_c = 1.56 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$$L_c = 1.56 \Rightarrow L_t = L - L_c = 2.44 \text{ m}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d)

Avec : $d = 1.218 \text{ m}$

$$\sigma_1 = \left(L_t - d \right) \times \frac{\sigma_{\min}}{L_t} = 556.00 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \left(\frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \right) d \cdot e = 203.16 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = 67.72 \text{ KN}$$

VI -1- Armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{s2}} = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = 1.69 \text{ cm}^2$$

VI -1-1- Armatures minimales :

$$A_{\min} \geq \max \left(\frac{B_1 \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002 B_1 \right) = \max \left(\frac{185 \times 20 \times 2.1}{400} ; 0.002 \times 20 \times 185 \right) = 12.79 \text{ m}^2.$$

Soit : 14HA12 = 15.82 cm²/ nappe/bande, avec: S_t=20 cm

7HA12 = 7.91 cm²/ nappe/bande, avec: S_t= 25 cm

VI -1-2- Armatures horizontales :

$$A_H \geq \max \left(\frac{A_v}{4} \cdot 0.15 \% B_1 \right) = \max \left(\frac{15.82 + 15.82}{4} ; 0.0015 \times 185 \times 20 \right) = \{7.91; 5.55\}$$

$$A_H = 7.91 \text{ cm}^2 / \text{nappe} \rightarrow 11 \text{ HA10} = 8.58 \text{ cm}^2.$$

L'espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min (1.5 \times e; 30 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (30; 30 \text{ cm})$$

On prend: S_t= 20 cm

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4	4	4
	e (m)		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
	B (m)		0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]		3600	1890	1340	1630	3060
	σ_{\min} [KN/m ²]		-6820	-4260	-3780	-3270	-4290
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		129.4	97.67	104.68	140.93	180.11
	L _t (m)		2.62	2.77	2.95	2.67	2.33
	L _c (m)		1.38	1.23	1.05	1.33	1.67
	d (m)		1.309	1.385	1.477	1.335	1.167
	σ_1 [KN/m ²]		3410.000	2130.000	1890.000	1635.000	2145.000
	N (kN)	N ₁	1339.13	885.25	837.21	654.67	751.19
		N ₂	446.376	295.083	279.070	218.222	250.396
	A _v (cm ²)	A _{v1}	33.48	22.13	20.93	16.37	18.78
		A _{v2}	11.16	7.38	6.98	5.46	6.26
	A _{vj} (cm ²)		4.98	3.76	4.03	5.43	6.93
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	34.72	23.07	21.94	17.72	20.51
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	11.16	8.32	7.98	6.81	7.99
	A _{min} (cm ²)		13.74	14.55	15.50	14.01	12.26
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18.84	13.65	13.65	13.65	13.65
		Bonde 2	13.69	13.69	13.69	13.69	13.69
Ferrailage des	Choix des	Bonde1	2*12HA14	2*12HA12	2*12HA14	2*12HA14	2*12HA14

voiles	barres						
		Bonde 2	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12
	S _t (cm)	Bonde1	10	27.14cm	21.11cm	27.14cm	21.11cm
		Bonde 2	20	27.14cm	21.11cm	27.14cm	21.11cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		7.85	8.31	8.86	8.01	7.00
	A _H /nappe (cm ²)		4.71	3.41	3.41	3.41	3.41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)	(A=2.35cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	□ _u (MPa)	0.180	0.136	0.145	0.196	0.250
		□ _b (MPa)	0.252	0.190	0.204	0.274	0.350
	ELS	N _s (kN)	-6696.71	-4640.18	-3536.87	-1781.01	-612.16
		□ _b (MPa)	-7.9E+00	-5.5E+00	-4.2E+00	-2.1E+00	-7.3E-01

VI –1-3- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit HA8.

VI –2- Vérification des contraintes de cisaillement :**BAEL 91 :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = 0.056 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.056 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

RPA99 révisé 2003 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot d} = 0.079 \text{ MPa} \quad \tau_b = 0.061 \text{ MPa} < \tau_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$T = 1.4 \times V_u$$

VI –3- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que : $\sigma_b \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15 \times A_s} = 0.78 \text{ MPa} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0.78 \text{ MPa} \leq 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII - Ferrailage des voiles :**VII -1- les voiles transversaux:****1 – Voile V_{T1} ; V_{T2}**

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		3370	1410	820	430	170
	σ_{\min} [KN/m²]		-6350	-3660	-2690	1350	-460
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		35,39	25,43	24,52	25,02	41,35
	L _t (m)		2,29	2,53	2,68	5,14	2,56
	L _c (m)		1,21	0,97	0,82	-1,64	0,94
	d (m)		1,143	1,263	1,341	2,568	1,278
	σ_1 [KN/m²]		3175,000	1830,000	1345,000	-675,000	230,000
	N (kN)	N ₁	1088,96	693,56	541,16	-520,01	88,17
		N ₂	362,985	231,186	180,387	-173,336	29,389
	A _v (cm²)	A _{v1}	27,22	17,34	13,53	-13,00	2,20
		A _{v2}	9,07	5,78	4,51	-4,33	0,73
	A _{vi} (cm²)		1,36	0,98	0,94	0,96	1,59
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	27,56	17,58	13,77	-12,76	2,60
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	9,07	6,02	4,75	-4,09	1,13
	A _{min} (cm²)		12,00	13,26	14,08	26,96	13,42
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	13,86	10,17	10,17	10,17	10,17
		Bonde 2	12,43	12,43	12,43	12,43	12,43
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12
		Bonde 2	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14,25	14,25	14,25	14,25	14,25

		Bonde 2	18,46	18,46	18,46	18,46	18,46
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,86	7,58	8,05	15,41	7,67
	A _H /nappe (cm ²)		3,47	2,54	2,54	2,54	2,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10	12HA10	14HA12	10HA10
	ep =20cm		(A=7.8cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=15.82cm ²)	(A=7.8cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ _u (MPa)	0,056	0,040	0,039	0,040	0,066
		τ _b (MPa)	0,079	0,057	0,054	0,056	0,092
	ELS	N _s (kN)	3690,42	-2517,59	-1837,49	-893,54	-261,87
σ _b (MPa)		4,99	-3,43	-2,50	-1,22	-0,36	
Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]		3370	1410	820	430	170
	σ _{min} [KN/m ²]		-6350	-3660	-2690	1350	-460
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		35,39	25,43	24,52	25,02	41,35
	L _t (m)		2,29	2,53	2,68	5,14	2,56
	L _c (m)		1,21	0,97	0,82	-1,64	0,94
	d (m)		1,143	1,263	1,341	2,568	1,278
	σ ₁ [KN/m ²]		3175,000	1830,000	1345,000	-675,000	230,000
	N (kN)	N ₁	1088,96	693,56	541,16	-520,01	88,17
		N ₂	362,985	231,186	180,387	-173,336	29,389
	A _v (cm ²)	A _{v1}	27,22	17,34	13,53	-13,00	2,20
		A _{v2}	9,07	5,78	4,51	-4,33	0,73
	A _{vi} (cm ²)		1,36	0,98	0,94	0,96	1,59

	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vl} /4	27,56	17,58	13,77	-12,76	2,60
		A2=A _{v2} +A _{vl} /4	9,07	6,02	4,75	-4,09	1,13
	A _{min} (cm ²)		12,00	13,26	14,08	26,96	13,42
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	13,86	10,17	10,17	10,17	10,17
		Bonde 2	12,43	12,43	12,43	12,43	12,43
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*9HA14	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12	2*9HA12
		Bonde 2	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12	2*11HA12
	S _t (cm)	Bonde1	14,25	14,25	14,25	14,25	14,25
		Bonde 2	18,46	18,46	18,46	18,46	18,46
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm2)/bande		6,86	7,58	8,05	15,41	7,67
	A _H /nappe (cm ²)		3,47	2,54	2,54	2,54	2,54
	Choix des barres/nappe (cm ²)		10HA10	10HA10	12HA10	14HA12	10HA10
Vérification des contraintes	ep =20cm		(A=7.8cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=15.82cm ²)	(A=7.8cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ _u (MPa)	0,056	0,040	0,039	0,040	0,066
		τ _b (MPa)	0,079	0,057	0,054	0,056	0,092
	ELS	N _s (kN)	3690,42	-2517,59	-1837,49	-893,54	-261,87
		σ _b (MPa)	4,99	-3,43	-2,50	-1,22	-0,36

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	4
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2

	B (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]	7140	3290	1910	1250	1810
	σ_{\min} [KN/m²]	-11120	-6120	-4200	-3060	-2900
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	34,35	40,34	44,53	44,87	63,9
	L_t(m)	2,44	2,60	2,75	2,84	2,46
	L_c(m)	1,56	1,40	1,25	1,16	1,54
	d (m)	1,218	1,301	1,375	1,420	1,231
	σ_1 [KN/m²]	5560,000	3060,000	2100,000	1530,000	1450,000
	N (kN)	N₁	2031,56	1194,08	866,12	651,76
		N₂	677,187	398,028	288,707	217,253
	A_v (cm²)	A_{v1}	50,79	29,85	21,65	16,29
		A_{v2}	16,93	9,95	7,22	5,43
	A_{vi} (cm²)		1,32	1,55	1,71	1,73
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	51,12	30,24	22,08	16,73
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	16,93	10,34	7,65	5,08
	A_{min} (cm²)		12,79	13,66	14,44	14,91
Ferrailage des voiles	A_v adopté (cm²)	Bonde1	26,13	20,02	14,69	14,69
		Bonde 2	13,65	13,65	13,65	13,65
	Choix des barres	Bonde1	2*13HA16	2*13HA14	2*13HA12	2*13HA12
		Bonde 2	2*12HA12	2*12HA12	2*12HA12	2*12HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10,08	10,08	10,08	10,08
		Bonde 2	23,33	23,33	23,33	23,33
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		7,31	7,80	8,25	8,52
	A_H /nappe (cm²)		6,53	5,01	3,67	3,67

	Choix des barres/nappe (cm ²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	ep =20cm		(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=9.36cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ _u (MPa)	0,048	0,056	0,062	0,062	0,089
		τ _b (MPa)	0,067	0,078	0,087	0,087	0,124
	ELS	N _s (kN)	-9743,7	-6664,24	-4980,4	-2475,46	-822,9
		σ _b (MPa)	-11,33	-7,84	-5,91	-2,94	-0,98
Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		4	4	4	4	4
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m ²]		7140	3290	1910	1250	1810
	σ _{min} [KN/m ²]		-11120	-6120	-4200	-3060	-2900
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		34,35	40,34	44,53	44,87	63,9
	L _t (m)		2,44	2,60	2,75	2,84	2,46
	L _c (m)		1,56	1,40	1,25	1,16	1,54
	d (m)		1,218	1,301	1,375	1,420	1,231
	σ ₁ [KN/m ²]		5560,000	3060,000	2100,000	1530,000	1450,000
	N (kN)	N ₁	2031,56	1194,08	866,12	651,76	535,67
		N ₂	677,187	398,028	288,707	217,253	178,556
	A _v (cm ²)	A _{v1}	50,79	29,85	21,65	16,29	13,39
		A _{v2}	16,93	9,95	7,22	5,43	4,46
	A _{vi} (cm ²)		1,32	1,55	1,71	1,73	2,46
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	51,12	30,24	22,08	16,73	14,01
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	16,93	10,34	7,65	5,86	5,08

	A_{min} (cm²)		12,79	13,66	14,44	14,91	12,93
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	26,13	20,02	14,69	14,69	14,69
		Bonde 2	13,65	13,65	13,65	13,65	13,65
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*13HA16	2*13HA14	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12
		Bonde 2	2*12HA12	2*12HA12	2*12HA12	2*12HA12	2*12HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10,08	10,08	10,08	10,08	10,08
		Bonde 2	23,33	23,33	23,33	23,33	23,33
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		7,31	7,80	8,25	8,52	7,39
	A_H /nappe (cm²)		6,53	5,01	3,67	3,67	3,67
	Choix des barres/nappe (cm²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,048	0,056	0,062	0,062	0,089
		τ_b(MPa)	0,067	0,078	0,087	0,087	0,124
	ELS	N_s (kN)	-9743,7	-6664,24	-4980,4	-2475,46	-822,9
		σ_b(MPa)	-11,33	-7,84	-5,91	-2,94	-0,98

	Zones	Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]	2920	1580	1070	410	380

	σ_{\min} [KN/m ²]		-6440	-4280	-3250	-1780	-1590
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)		-37,22	-46,65	-53,77	-55,73	-77,8
	L_t (m)		0,83	0,88	0,90	0,98	0,97
	L_c (m)		0,37	0,32	0,30	0,22	0,23
	d (m)		0,413	0,438	0,451	0,488	0,484
	σ_1 [KN/m ²]		3220,000	2140,000	1625,000	890,000	795,000
	N (kN)	N_1	398,78	281,34	220,05	130,21	115,50
		N_2	132,928	93,780	73,351	43,403	38,499
	A_v (cm ²)	A_{v1}	9,97	7,03	5,50	3,26	2,89
		A_{v2}	3,32	2,34	1,83	1,09	0,96
	A_{vj} (cm ²)		-1,43	-1,80	-2,07	-2,15	-3,00
	A (cm ²)	$A1=A_{v1}+A_{vj}/4$	9,61	6,58	4,98	2,72	2,14
		$A2=A_{v2}+A_{vj}/4$	3,32	1,90	1,32	0,55	0,21
	A_{\min} (cm ²)		4,33	4,60	4,74	5,12	5,08
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65
		Bonde 2	5,65	5,65	5,65	5,65	5,65
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
		Bonde 2	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12	2*5HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10,28	10,28	10,28	10,28	10,28
		Bonde 2	10,28	10,28	10,28	10,28	10,28
	$A_{H\min}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		2,48	2,63	2,71	2,93	2,91
	A_H /nappe (cm ²)		1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
	Choix des barres/nappe (cm ²)		8HA10	8HA10	8HA10	8HA10	8HA10
	$ep=20cm$		(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)	(A=6.24cm ²)

Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²				
	contrainte	τ_u (MPa)	-0,172	-0,216	-0,249	-0,258	-0,360
		τ_b (MPa)	-0,241	-0,302	-0,349	-0,361	-0,504
	ELS	N _s (kN)	-2911,78	-2005,21	-1439,5	-684,77	-227,42
		σ_b (MPa)	-11,33	-7,80	-5,60	-2,66	-0,89

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,24	0,24	0,24	0,24	0,24
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m ²]	4830	2890	1820	430	760
	σ_{\min} [KN/m ²]	-7130	-4670	-3240	-1350	-1670
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC

	V_u (kN)		-13,07	-18,71	-26,07	-26,32	-31,16
	L_t(m)		0,72	0,74	0,77	0,91	0,82
	L_c(m)		0,48	0,46	0,43	0,29	0,38
	d (m)		0,358	0,371	0,384	0,455	0,412
	σ₁ [KN/m²]		3565,000	2335,000	1620,000	675,000	835,000
	N (kN)	N₁	382,55	259,63	186,72	92,15	103,29
		N₂	127,517	86,543	62,239	30,716	34,431
	A_v (cm²)	A_{v1}	9,56	6,49	4,67	2,30	2,58
		A_{v2}	3,19	2,16	1,56	0,77	0,86
	A_{vi} (cm²)		-0,50	-0,72	-1,00	-1,01	-1,20
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	9,44	6,31	4,42	2,05	2,28
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	3,19	1,98	1,31	0,51	0,56
	A_{min} (cm²)		3,76	3,89	4,52	4,78	4,33
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	6,16	4,52	4,52	4,52	4,52
		Bonde 2	4,52	4,52	4,52	4,52	4,52
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
		Bonde 2	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12
	S_t (cm)	Bonde1	11,66	11,66	11,66	11,66	11,66
		Bonde 2	29	29	29	29	29
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm2)/bande		2,15	2,22	2,31	2,73	2,47
	A_H /nappe (cm²)		1,54	1,13	1,13	1,13	1,13
	Choix des barres/nappe (cm²)		10HA10	10HA10	12HA10	14HA12	10HA10
	ep =20cm		(A=7.8cm ²)	(A=7.8cm ²)	(A=9.36cm ²)	(A=15.82cm ²)	(A=7.8cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	-0,061	-0,087	-0,121	-0,122	-0,144

	ELS	τ_b (MPa)	-0,085	-0,121	-0,169	-0,171	-0,202
		N_s (kN)	-2218,09	-1528,68	-1096,88	-513,646	-117,035
		σ_b (MPa)	-8,66	-6,03	-4,33	-2,03	-0,46

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)	4	4	4	4	4
	e (m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [kN/m ²]	3600	1890	1340	1630	3060
	σ_{\min} [kN/m ²]	-6820	-4260	-3780	-3270	-4290
	Nature de la section	SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V_u (kN)	129,4	97,67	104,68	140,93	180,11
	L_t (m)	2,62	2,77	2,95	2,67	2,33

	L_c(m)		1,38	1,23	1,05	1,33	1,67
	d (m)		1,309	1,385	1,477	1,335	1,167
	σ₁ [KN/m²]		3410,000	2130,000	1890,000	1635,000	2145,000
	N (kN)	N₁	1339,13	885,25	837,21	654,67	751,19
		N₂	446,376	295,083	279,070	218,222	250,396
	A_v (cm²)	A_{v1}	33,48	22,13	20,93	16,37	18,78
		A_{v2}	11,16	7,38	6,98	5,46	6,26
	A_{vi} (cm²)		4,98	3,76	4,03	5,43	6,93
	A (cm²)	A1=A_{v1}+A_{vi}/4	34,72	23,07	21,94	17,72	20,51
		A2=A_{v2}+A_{vi}/4	11,16	8,32	7,98	6,81	7,99
	A_{min} (cm²)		13,74	14,55	15,50	14,01	12,26
	A_v adopté (cm²)	Bonde1	18,84	13,65	13,65	13,65	13,65
		Bonde 2	13,69	13,69	13,69	13,69	13,69
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*12HA14	2*12HA12	2*12HA14	2*12HA14	2*12HA14
		Bonde 2	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12	2*13HA12
	S_t (cm)	Bonde1	10	27.14cm	21.11cm	27.14cm	21.11cm
		Bonde 2	20	27.14cm	21.11cm	27.14cm	21.11cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		7,85	8,31	8,86	8,01	7,00
	A_H /nappe (cm²)		4,71	3,41	3,41	3,41	3,41
	Choix des barres/nappe (cm²)		12HA10	12HA10	12HA10	12HA10	12HA10
	ep =20cm		(A=9.36cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)	(A=2.35cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	0,180	0,136	0,145	0,196	0,250
		τ_b(MPa)	0,252	0,190	0,204	0,274	0,350
	ELS	N_s (kN)	-6696,71	-4640,18	-3536,87	-1781,01	-612,16

		σ_b (MPa)	-7,89	-5,52	-4,21	-2,12	-0,73
--	--	------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V
Caractéristiques géométriques	L (m)		8	8	8	8	8
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
Sollicitations de calcul	σ_{\max} [KN/m²]		5060	3000	2020	2080	3760
	σ_{\min} [KN/m²]		-7590	-4900	-3730	-3450	-5620
	Nature de la section		SPC	SPC	SPC	SPC	SPC
	V _u (kN)		-214,16	-210,87	-253,97	-272,46	-345,18
	L _t (m)		4,80	4,96	5,19	4,99	4,79
	L _c (m)		3,20	3,04	2,81	3,01	3,21
	d (m)		2,400	2,481	2,595	2,495	2,397
	σ_1 [KN/m²]		3795,000	2450,000	1865,000	1725,000	2810,000
	N (kN)	N ₁	2732,40	1823,54	1451,78	1291,41	2020,32
		N ₂	910,800	607,848	483,927	430,470	673,441
	A _v (cm²)	A _{v1}	68,31	45,59	36,29	32,29	50,51
		A _{v2}	22,77	15,20	12,10	10,76	16,84
	A _{vi} (cm²)		-8,25	-8,12	-9,78	-10,49	-13,29
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vi} /4	66,25	43,56	33,85	29,66	47,19
		A2=A _{v2} +A _{vi} /4	22,77	13,17	9,65	8,14	13,51
	A _{min} (cm²)		25,20	26,05	27,25	26,20	25,16
	A _v adopté (cm²)	Bonde1	33,88	24,86	24,86	24,86	24,86
		Bonde 2	15,82	15,82	15,82	15,82	15,82
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*22HA14	2*22HA12	2*22HA12	2*22HA12	2*22HA12
		Bonde 2	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12	2*14HA12
	S _t (cm)	Bonde1	11,42	11,42	11,42	11,42	11,42
		Bonde 2	18,46	18,46	18,46	18,46	18,46

	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm²)/bande		14,40	14,89	15,57	14,97	14,38
	A_H /nappe (cm²)		8,47	6,22	6,22	6,22	6,22
	Choix des barres/nappe (cm²)		14HA12	14HA12	14HA12	14HA12	14HA12
	ep =20cm		(A=15.82cm²)	(A=15.82cm²)	(A=15.82cm²)	(A=15.82cm²)	(A=15.82cm²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m²				
	contrainte	τ_u(MPa)	-0,149	-0,146	-0,176	-0,189	-0,240
		τ_b(MPa)	-0,208	-0,205	-0,247	-0,265	-0,336
	ELS	N_s (kN)	-10146,1	-7237,46	-5514,03	-2765,18	-870,99
		σ_b(MPa)	-6,06	-4,36	-3,32	-1,66	-0,52

IX.1 Introduction

Les fondations sont des organes de transmission des efforts de structure au sol. Ces efforts consistent en :

- **Un effort normal** : charge et surcharge verticale centrée.
- **Une force horizontale** : résultante de l'action sismique.
- **Un moment** : qui peut être de valeur variable qui s'exerce dans différents plans.

Les fondations constituent la partie de l'ouvrage qui est en contact avec le sol, en fonction des caractéristiques et les charges de la superstructure on les classe en :

A. Fondation profondes

Elles sont utilisées dans le cas de sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits

B. Fondations superficielles

Elles sont utilisées pour des sols de bonnes capacités portantes

- Les semelles continues sous murs
- Les semelles continues sous poteaux
- Les semelles isolées
- Les radiers

IX.2 Études géotechnique du sol

L'étude sur le site d'implantation de notre ouvrage a donné les résultats suivants :

- La contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Absence de la nappe phréatique (pas de risque de remontée des eaux)

IX.3 Choix du type de fondation

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes :

- L'encastrement de la structure dans le terrain.
- La liaison avec le sol et répartissent des efforts.
- Le rôle d'appuis.
- Limitée les tassements différentielle a une valeur acceptable.

Le choix du type de fondation est en fonction du type de la superstructure ainsi que des caractéristiques topographiques et géologiques du terrain.

Ce choix est défini par :

- ☑ La stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- ☑ La facilité de l'exécution (coffrage).
- ☑ L'économie.
- ☑ La capacité portante du sol.
- ☑ L'importance de la superstructure.
- ☑ Le tassement du sol.

Étant donnée la nature de notre sol on choisit les fondations superficielles :

- $\left\{ \begin{array}{l} \text{Semelle isolé} \\ \text{Semelle filante.} \end{array} \right.$

Si $S_{\text{semelle}} > 50\% S_{\text{structure}}$ le choix portera sur un radier général.

Remarque RPA 99 version 2003

Art 10.1.4.1

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

1) Semelle isolées sous poteaux

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicitée

$$A \times B \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{1962.08}{200}} = 3.13 \text{ m}$$

$$A = B = 313.21 \text{ cm} = 3.15 \text{ m}$$

Observation

L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors, on essaye avec des semelles filantes.

2) Semelles filantes

Semelles sous poteaux

Étapes de calcul

- 1) Détermination de résultante de la charge des charges $R = \sum N_i$
- 2) Détermination de coordonnée de la résultante des charges R

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$$

Avec :

e_i : excentricité par rapport au centre de gravité

- 3) Détermination de la distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle

$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale

$e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire

$$\left\{ \begin{array}{l} q_{max} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) \\ q_{\frac{B}{4}} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) \quad q_{min} = \frac{N}{L} \times \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) \end{array} \right.$$

➔ File 8

Poteaux	Ni(G+Q)	ΣN	Moment	ei	Ni.ei
E	1896.36	8504.10	14.08	8	15170.88
D	1962.08		4.72	4	7848.32
C	958.91		1.54	0	0
B	1928.21		3.71	-4	-7712.84
A	1758.53		13.58	-8	-14068.24

Tableau IX .1

$$R = \sum Ni = 8504.10 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum Ni \times ei + \sum Mi}{R} = \frac{12381.12 + 37.63}{8504.10} = 0.15$$

$$e = 0.15 < \frac{16}{6} = 2.66 \text{ m} \Rightarrow \text{Repartition trapézoïdale}$$

$$q_{max} = \frac{8504.10}{16} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.15}{16}\right) = 561.40 \text{ kN/m}$$

$$q_{min} = \frac{8504.10}{16} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.15}{16}\right) = 501.60 \text{ kN/m}$$

$$q_{\frac{B}{4}} = \frac{8504.10}{16} \times \left(1 + \frac{3 \times 0.15}{16}\right) = 546.45 \text{ kN/m}$$

$$B \geq \frac{q(\frac{B}{4})}{\sigma_{sol}} = \frac{546.45}{200} = 2.732 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \text{La surface de la semelle filante sous poteau : } 2.732 \times 16.00 = 43.71 \text{ m}^2$$

La surface totale des semelles filantes sous poteaux sp

$$Sp = 2.732 (2(4) + 4(16)) = 196.70 \text{ m}^2$$

Semelles sous voile

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort normale Ns

$$Ns = G + Q$$

La surface de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{Ns}{S} \Rightarrow S = \sigma_{sol} \times Ns$$

Sens xx

voile	Ni(Kn)	L(m)	S=L×B
vl1	5119.93	4	10.93
vl2	5122.78	4	10.93
vl3	7787.64	8	21.87
			Σ=43.74

Tableau IX.2

Sens yy

voile	Ni(Kn)	L(m)	S=L×B
VT1	2188.61	3.5	9.55
VT2	9743.61	4	10.93
VTsup	2911.78	1.20	3.276
VTinf	2218.09	1.20	3.276
			Σ=27.03

Tableau IX.3

Section totale des voiles

$$S_{VT}=70.77m^2$$

$$S_T=S_{VT}+S_{PT}=70.77+196.70=267.74 m^2$$

Calcul du rapport $\frac{ST}{Sbat}$

$$\frac{ST}{Sbat}=\frac{267.74}{432.58}=0.63$$

Conclusion

Vu que les semelles occupent plus de 50% de la surface du sol d'assise donc on adaptera pour radier général

3) Radier nervuré**A. Dimensionnement**

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature. Et qui est soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme. Son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

❖ **Condition de rigidité des nervures**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \rightarrow$ ce qui conduit à :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol rapporté à l'unité de surface $K = 40 \text{ MPa}$.

I : L'inertie de la section.

E : Module de déformation longitudinale déferée.

$$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{\max} : Distance maximale entre deux nervures successives $L_{\max} = 5.57 \text{ m}$.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.683 \text{ m} \quad \quad \quad h = 0.70 \text{ m}$$

❖ Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{4}{8} \leq h \leq \frac{4}{5} \Rightarrow 0.50 \leq h \leq 0.8$$

D'après ces conditions, nous adapterons une épaisseur une nervure $h = 0.70 \text{ m}$.

➤ La dalle

La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{4}{20} = 0.2 \text{ m}$$

Soit $h_d = 25 \text{ cm}$

➤ Nervure : poutre

Elle doit vérifier la condition suivante

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{4}{10} = 0.4 \text{ m}$$

$h_n = 45 \text{ cm}$

Conclusion

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

$h_n = 70 \text{ cm}$ Hauteur de la nervure.

$h_d = 25 \text{ cm}$ Hauteur de la dalle.

$b = 50 \text{ cm}$ Largeur de la nervure.

B. Calcul de la surface du radier

➤ Les charges

La charge permanente totale à la base :

$$G = G_{\text{structure}} + G_{\text{evenau}} + G_{\text{radier}} + G_{\text{nervure}} = 34648.526 + 2264.91 + 2647.42 + 863.62 = 40441.96 \text{ kN}.$$

La charge d'exploitation totale à la base $Q = 1.5 \times \text{surface du radier} + Q_{\text{structure}}$.

$$Q = 635.62 + 9318.76 = 9954.38 \text{ kN}$$

➤ Les combinaisons

$$\underline{L'ELU} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 40441.96 + 1.5 \times 9954.38 = 69528.26 \text{ kN}.$$

$$\underline{L'ELS} : N_s = G + Q = 40441.96 + 9954.38 = 50396.34 \text{ kN}.$$

➤ Détermination de la surface nécessaire du radier

$$\underline{L'ELU} : S^{ELU} \geq \frac{N_u}{2\sigma_{sol}} = \frac{69528.26}{2 \times 200} = 173.82 \text{ m}^2$$

$$\underline{L'ELS} : S^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{50396.34}{200} = 251.98 \text{ m}^2$$

$$S_{rad} = \max(S^{ELU}; S^{ELS}) = 251.98 \text{ m}^2$$

$$S_{bat} = 423.58 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, à cet effet le BAEL exige d'ajouter au radier un débord minimal de largeur d_{deb} avec :

$$d_{deb} \geq \left(\frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = \left(\frac{70}{2} ; 30 \text{ cm} \right) = 35 \text{ cm}$$

Soit un débord de **35 cm**.

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{radier} = S_{batiment} + S_{débord} = 423.58 + 29.54$$

$$S_{radier} = 453.12 \text{ m}^2$$

C. Caractéristique du radier

a) Poids total du radier

$$G_{rad} = \text{poids de la dalle} + \text{poids de la nervure} + \text{poids de la dalle flottante} + \text{poids de T.V.O}$$

$$G_{nervure} = 0.45 \times 0.5 \times 25 \times (111.38 + 110.4) = 1247.55 \text{ kN}$$

$$G_{dalle \text{ flottante}} = 25 \times 0.1(453.12 - 49.90) = 1008.05 \text{ kN}$$

$$G_{T.V.O} = 17(0.9 - 0.1 - 0.25) \times (453.12 - 49.90) = 3770.107 \text{ kN}$$

$$G_{dalle} = 453.58 \times 0.3 \times 25 = 3401.85 \text{ kN}$$

$$G_{radier} = 1247.55 + 1008.05 + 3770.107 + 3401.85 = 9427.55 \text{ kN}$$

b) Poids totale de l'ouvrage

$$G_T = G_{rad} + G_{str} = 9427.55 + 34648.526 = 44076.076 \text{ kN}$$

c) Surcharge total

$$Q_T = Q_{rad} + Q_{str} = 1.5 \times 453.58 + 9318.76 = 9849.13 \text{ kN}$$

d) Les combinaisons d'actions

$$\underline{\text{L'ELU}} : N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 44076.076 + 1.5 \times 9849.13 = 74276.40 \text{ kN}$$

$$\underline{\text{L'ELS}} : N_s = G + Q = 44076.076 + 9849.13 = 53925.20 \text{ kN}$$

e) Le centre de gravité de la semelle du radier

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum \Omega_i x_i}{\sum \Omega_i} = 0 \text{ m} \\ Y_G = \frac{\sum \Omega_i y_i}{\sum \Omega_i} = 17.73 \text{ m} \end{cases}$$

f) Moment d'inertie de la semelle du radier

$$\begin{cases} I_{XX} = \sum I_{xi} + S_i(Y_i - Y_G)^2 = 44721.22 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = \sum I_{yi} + S_i(X_i - X_G)^2 = 49971.48 \text{ m}^4 \end{cases}$$

D. Les vérifications**❖ Vérification de la contrainte de cisaillement**

BAEL91 Art

A.5.1.1

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.64 \times f_{c28}^{2/3}$$

$$b = 1 \text{ m} ; d = 0.9h_d = 0.9 \times 25 = 22.5 \text{ cm}$$

$$T_{u \max} = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b \times L_{\max}}{2 \times S_{rad}} = \frac{74276.4 \times 4}{2 \times 453.12} = 327.84 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{485.57 \times 10^3}{1000 \times 225} = 1.45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{1.5} \times 0.64 \times 25^{2/3} = 3.64 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.64 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ Vérification à l'effort sous pression

On vérifie que la structure ne doit pas avoir de soulèvement, pour ce faire on doit satisfaire la condition suivante :

$$P \geq \gamma_w \times S \times Z \times f_s$$

P : Poids total a la base du radier.

γ_w : Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

f_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement $f_s = 1.5$.

Z : Profondeur de l'infrastructure $Z = 0.70 \text{ m}$.

$$P = G_{rad} + G_{str} = 44076.076 \text{ kN}$$

$$\gamma_w \times S \times Z \times f_s = 10 \times 453.12 \times 0.70 \times 1.5 = 4757.76 \text{ kN}$$

$$P > \gamma_w \times S \times Z \times f_s = 14729.62 \text{ kN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification au poinçonnement BAEL : Art A.5.2.42

Aucun calcul au poinçonnement n'est exigé si la condition suivante est satisfaite

$$Q_u \leq \frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28}$$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

u_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

$$u_c = (a + b + 2h) \times 2$$

a : Épaisseur du voile ou de poteau.

b : Largeur du poteau ou de voile (une bande de 1 m).

h : Épaisseur totale du radier.

✓ Vérification pour les poteaux

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité $Q_u = 219.75 \text{ kN}$

$$u_c = (0.5 + 0.5 + 2 \times 0.70) \times 2 = 4.8$$

$$\frac{1}{\gamma_b} 0.045 u_c h f_{c28} = \frac{1}{1.5} 0.045 \times 5.8 \times 0.70 \times 25 \times 10^3 = 3045 \text{ kN}$$

$$Q_u = 219.75 \text{ kN} < 3045 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

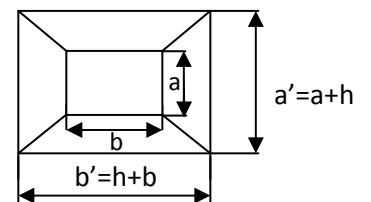


Tableau IX.5

e) Calcul du CDG et les moments d'inertie

Les coordonnées du centre de gravité du radier sont :

$$X_G = 13.05 \text{ m}$$

$$Y_G = 8.325 \text{ m}$$

Les moments d'inertie suivant les deux directions sont :

$$I_x = 627.454 \text{ m}^4$$

$$I_y = 1541.82 \text{ m}^4$$

f) Vérification de la stabilité du radier

Elle consiste, à vérifier les contraintes du sol sous le radier ; sollicité par les efforts suivants :

-Efforts normaux dus aux charges verticales.

-Effort de renversement du au séisme

$$M = M_0 + T_0 h$$

M_0 : moment sismique à la base de la structure

T_0 : Effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'infrastructure

le diagramme trapézoïdal des contraintes donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{E L U} : \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

$$\text{E L S} : \sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$$

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M V}{I}$$

Calcul à l'ELS**Sens X-X**

$$\sigma_1 = 0,157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0,131 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_m = 0,085 \text{ Mpa} < 1,33 \cdot 0,2 = 0,266 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$\sigma_1 = 0,071 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0,045 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_m = 0,042 \text{ Mpa} < 1,33 \cdot 0,2 = 0,266 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELU**Sens X-X**

$$\sigma_1 = 0,278 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0,243 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_m = 0,147 \text{ Mpa} < 1,33 \cdot 0,2 = 0,266 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$\sigma_1 = 0,096 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = -0,045 \text{ Mpa} \Rightarrow \sigma_m = 0,060 \text{ Mpa} < 1,33 \cdot 0,2 = 0,266 \text{ MPa} \Rightarrow \text{vérifiée}$$

	ELS (G+Q)		ELU (1.35G+1.5Q)	
	Sens xx	Sens yy	Sens xx	Sens yy
N (kN)	5822.0603	5822.0603	7779.1247	-7779.1247
M(kN.m)	8286.756	8241.341	11627.2472	11562.8055
I (m ⁴)	627.454 m ⁴	1541.82 m ⁴	627.454 m ⁴	1541.82 m ⁴
σ_1 MPa	0.157 MPa	0,071 MPa	0.278 MPa	0,096 MPa
σ_2 MPa	-0.131 Mpa	-0.045 Mpa	-0.243 Mpa	-0,045 Mpa
σ_m MPa	0,085Mpa	0,042 Mpa	0,147 Mpa	0,060 Mpa
σ_{adm} MPa	0,266 MPa	0,266 MPa	0,266 MPa	0,266 MPa
obs	Ok	Ok	ok	ok

❖ Vérification au renversement RPA verssion2003 Art 10.1.5

Quelque soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$e_x = \frac{M_x}{N_x} = \frac{8286.756}{5822.0603} = 1.423 < \frac{26.10}{4} = 6.525$$

$$e_y = \frac{M_y}{N_y} = \frac{8241.341}{5822.0603} = 1.41 < \frac{16.95}{4} = 4.23$$

Condition vérifiée

E. Ferrailage du radier

➤ **Ferrailage du panneau**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armature, en faisant les calculs sur le panneau le plus sollicité.

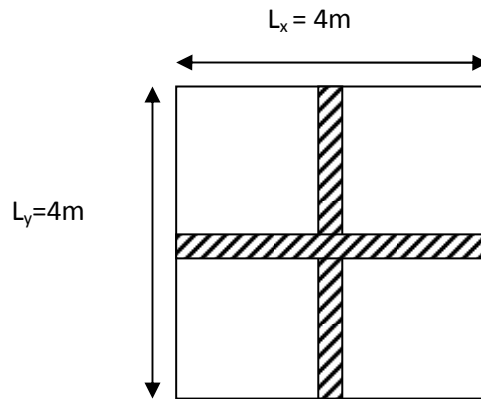
Pour le calcul du ferrailage on utilisera la méthode des panneaux encastré sur 4 appuis.

a. Calcul des sollicitations**L'ELU**

$$q_u = \left(\sigma_m^{max} - \frac{N_{u rad}}{S_{rad}} \right) = 147 - \frac{7779.1247}{453.12} = 129.83 \text{ kN/m}^2$$

L'ELS

$$q_s = \left(\sigma_m^{max} - \frac{N_s rad}{S_{rad}} \right) = 85 - \frac{5822.0603}{453.12} = 72.15 \text{ kN/ml}$$

b. Identification du panneau le plus sollicité**Fig.VIII.2. Dimensions du panneau de dalle.**

Les tableaux de Pigeaud donnent la valeur des coefficients μ_x , μ_y .

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$\rho_x = 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 129.83 \times 4^2 = 76.44 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 76.44 = 76.44 \text{ kN.m}$$

Remarque

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés sont minorés comme suite :

En travée : $0.75M_x$ et $0.85M_y$

Aux appuis : $0.5M_0$

c. Ferrailage**Ferrailage dans le sens x-x**

Sur appuis

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 76.44 = 38.22 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38.22 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.0533 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0533 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{38.22 \times 10^3}{0.972 \times 22 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA 12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**

En travée

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 76.44 = 57.33 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57.33 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.0834 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0834 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.33 \times 10^3}{0.932 \times 22 \times 348} = 8.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **7 HA 14 = 10.78 cm²/ml** avec un espacement de **14 cm**

Ferrailage dans le sens y-y

Sur appuis

$$M_{ax} = 0.5M_{0x} = 0.5 \times 76.44 = 38.22 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{38.22 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.0533 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0533 \Rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{ax} = \frac{M_{ax}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{38.22 \times 10^3}{0.972 \times 22 \times 348} = 5.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **6HA 12 = 6.78 cm²/ml** avec un espacement de **20 cm**

En travée

$$M_{tx} = 0.75M_{0x} = 0.75 \times 76.44 = 57.33 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{57.33 \times 10^3}{100 \times 22^2 \times 14.2} = 0.0834 < 0.392 \Rightarrow SSA$$

$$\mu = 0.0834 \Rightarrow \beta = 0.956$$

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{57.33 \times 10^3}{0.932 \times 22 \times 348} = 8.03 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit **7 HA 14 = 10.78 cm²/ml** avec un espacement de **14 cm**

Récapitulation du ferrailage

	Sens x-x	Sens y-y
Armatures en appuis	6HA12 e=20cm	6 HA12 e=20 cm
Armatures en travée	7HA14 e=14 cm	7HA14 e=14 cm

Tableau VIII.6

⊙ Remarque

Les armatures en travée constitueront le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

d. Les vérifications

À l'ELU

❖ Condition de non fragilité Art B.7.4 BAEL 91

$$W_x \geq W_0 \frac{3 - \rho_x}{2}$$

Avec :

W_0 : Pourcentage d'acier min réglementaire.

$W_0 = 0.08\%$ Pour les aciers FeE400

W_x : Pourcentage d'acier, c'est le rapport de section des armatures sur la section totale du béton.

$$W_x = \frac{A_{min}}{bh} \Rightarrow A_{min} = W_x \times b \times h$$

$$W_x \geq 0.0008 \frac{3 - 1}{2} = 8 \times 10^{-4}$$

$$A_{min} = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2$$

$$(A_a, A_t) > A_{min}$$

Condition vérifiée

❖ Espacement des armatures

Art A.8.42 BAEL91

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- La direction la plus sollicitée x-x

$$S_t \leq \min(2h ; 25\text{cm})$$

$$S_t = 14 \text{ cm} < (50\text{cm} ; 25\text{cm})$$

Condition vérifiée

- La direction perpendiculaire à la plus sollicitée y-y

$$S_t \leq \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < (75\text{cm} ; 33\text{cm})$$

Condition vérifiée

❖ Vérification de la contrainte tangentielle

Art A.5.2.2 BAEL 91/99

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2}$$

Les efforts tranchants sont donnés par les relations suivantes :

Au milieu de U

$$T_u = \frac{P}{3 \times L_y} = \frac{129.83 \times (16)}{3 \times 4} = 173.10 \text{ kN}$$

Au milieu de V

$$T_u = \frac{P}{2L_y + L_x} = \frac{129.83(4 \times 4)}{2 \times 4 + 4} = 173.10 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = 173.10 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{173.10 \times 10^3}{1000 \times 220} = 0.86 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{1}{\gamma_b} \times 0.44 \times f_{c28}^{1/2} = \frac{1}{1.5} \times 0.44 \times \sqrt{25} = 1.46 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.86 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.46 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

À l'ELS

Les vérifications seront faites suivant les deux directions :

$$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases}$$

$$\rho_x = 1 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

A. Moment isostatique

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0.0368 \times 72.15 \times 4^2 = 42.48 \text{ kN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 1 \times 42.48 = 42.48 \text{ kN.m}$$

B. Moment réel

Sens x-x

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ax} = 0.5M_{0x} = 21.24 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{tx} = 0.75M_{0x} = 31.86 \text{ kN.m}$$

Sens y-y

$$\text{Moment sur appuis : } M_{ay} = 0.5M_{0y} = 21.24 \text{ kN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_{ty} = 0.85M_{0y} = 36.10 \text{ kN.m}$$

f) Etude de la nervure

Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees.

$$h = 70 \text{ cm}, d = 66 \text{ cm}$$

$$b = 50 \text{ cm}, L = 4 \text{ m}$$

$$c = 4 \text{ cm}$$

-Calcul les charges revenant à la nervure

$$q_u = 129.83 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 72.15 \text{ kn.m}$$

1-Ferraillage de la nervure :

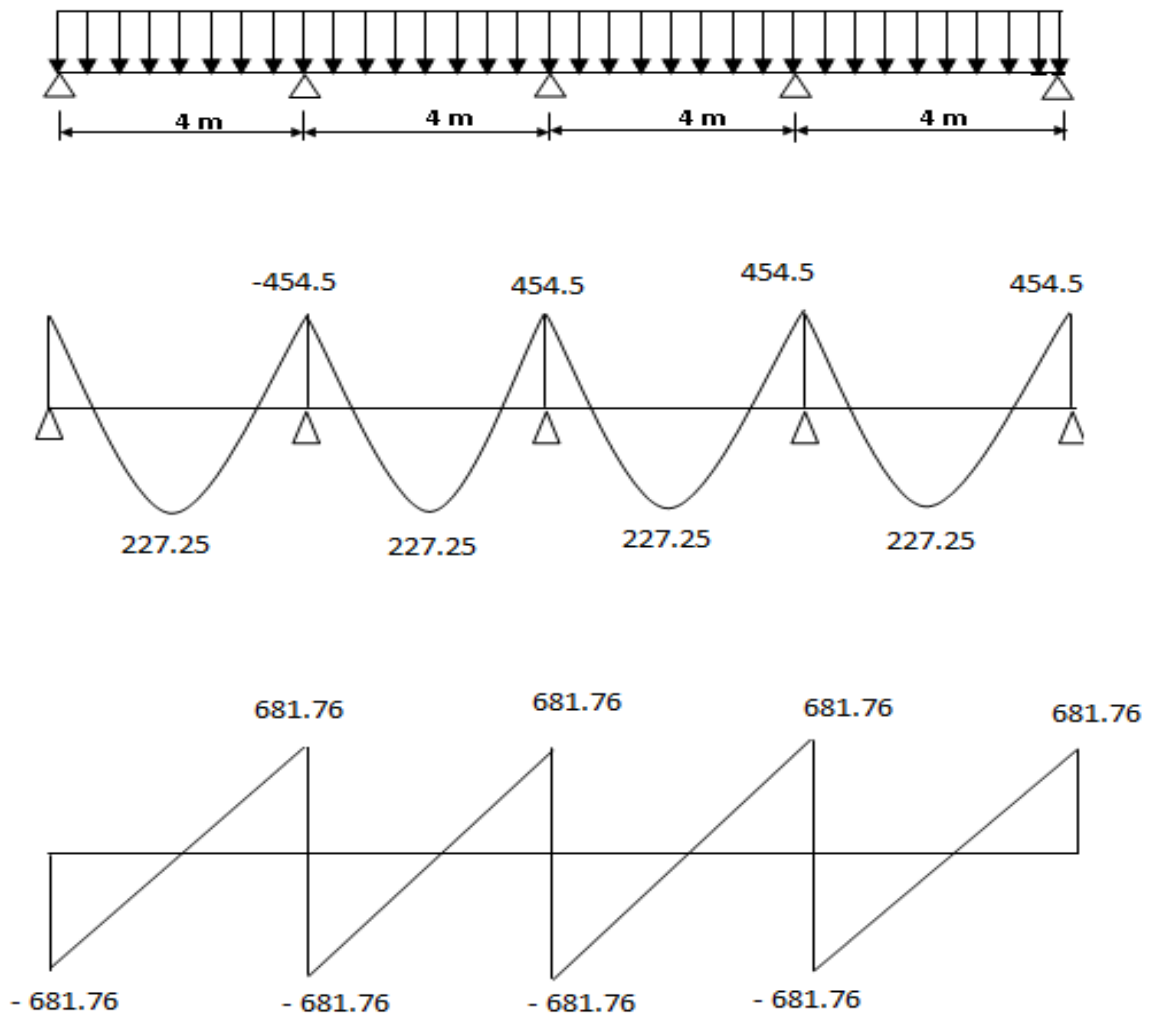
Pour détermination des efforts, on utilise le logiciel de ETABS.

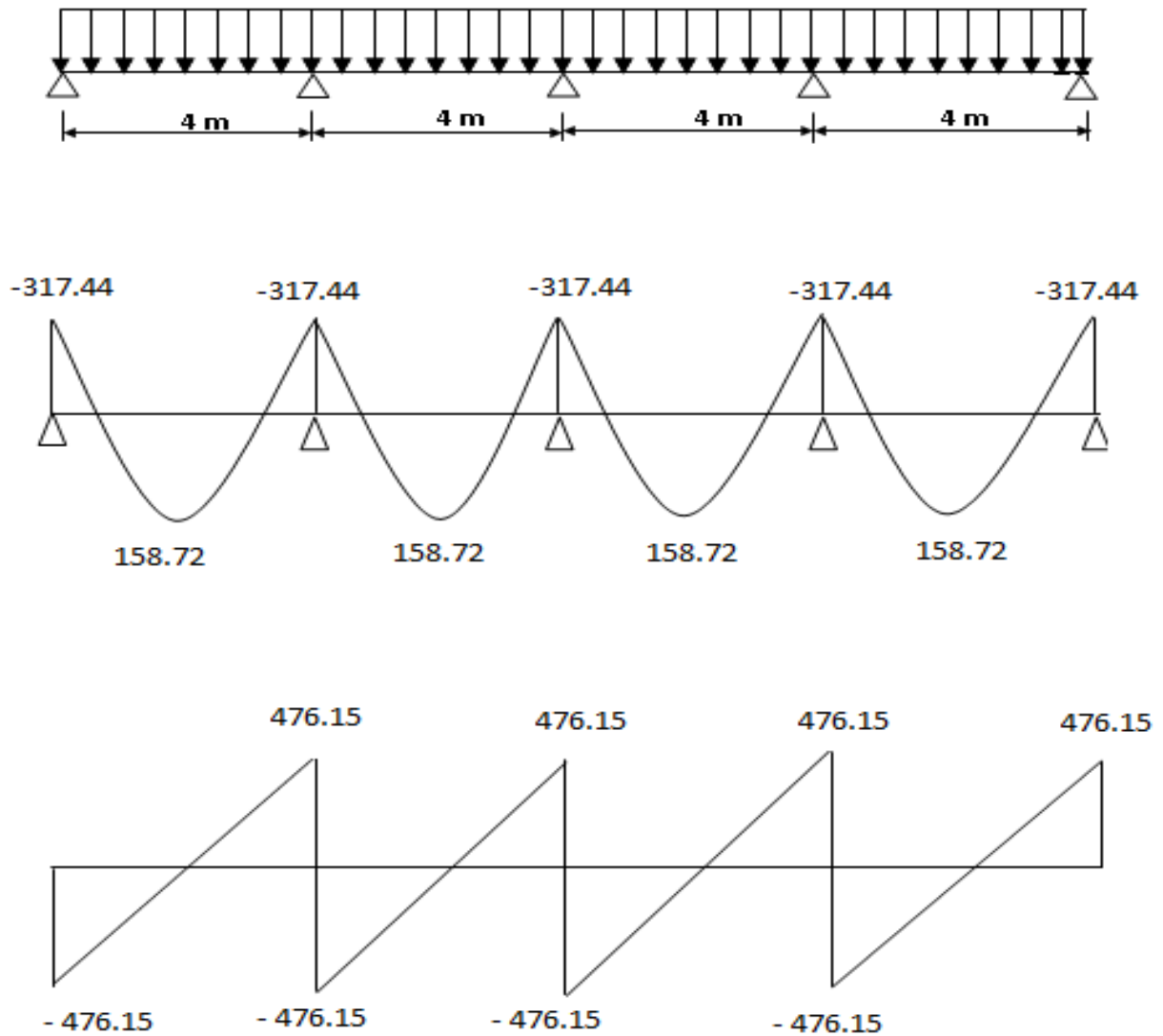
Les moments fléchissant et les efforts tranchants sont donnés ci-après :

Sens longitudinal :

$$q_u = 129.83 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 72.15 \text{ kn.m}$$





Pour le ferrailage on prend le moment maximal sur appuis et en travées :

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{array}{l} ELU \\ ELS \end{array} \right\} \begin{array}{l} :M_t = 227.25 \text{ kn.m} \quad , M_a = 454.5 \text{ kn.m} \\ :M_t = 158.72 \text{ kn.m} \quad , M_a = 317.44 \text{ kn.m} \end{array}
 \end{aligned}$$

		M_u [kn.m]	μ_b	Obser	A_{min}	A_s	$A_{adoptée}$ [cm ²]
ELU	Appuis	454.5	0,085	SSA	3.98	21	8HA20
	Travée	227.25	0.076	SSA	3.98	10	8HA14
ELS	Appuis	317.44	0.106	SSA	3.98	14	8HA16
	travée	158.72	0,052	SSA	3.98	7.2	8HA14

2- Vérifications à l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$\begin{aligned}
 A_{min} &= 0,23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} \\
 &= 0,23 \times 50 \times 66 \times \frac{2,10}{400} \\
 \Rightarrow A_{min} &= 3,98 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

• Armatures transversales minimales :

$$\begin{aligned}
 \Phi &\leq \min \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi \right) = (22,8; 40; 14) \\
 \text{On prend } \Phi &= 8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

• Armatures transversales minimales :

$$\begin{aligned}
 A_t &= 0,003 \times S_t \times b \\
 A_t &= 0,003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{On prend : } A_t = 4\text{HA}10 = 3.12 \text{ cm}^2$$

• Escapement des armatures transversals :

-En zone nodale:

$$\begin{aligned}
 S_t &\leq \min \left(\frac{h}{4}, 12\Phi_L \right) \\
 S_t &\leq \min(17.5; 24) \\
 S_t &\leq 17.5
 \end{aligned}$$

-En zone courante :

$$\begin{aligned}
 S_t &\leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \\
 S_t &\leq 35
 \end{aligned}$$

Nous prenons :

- $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone nodale
- $S_t = 20 \text{ cm}$ En zone courante

Armatures de peau (BAEL/Art 4.5.34) :

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grandes hauteur, leur section est au moins égale à 3 cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction, en l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 80 cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 0,70 = 2,1 \text{ cm}^2 \text{ par parois}$$

Soit donc 2HA14 avec $A_s = 3,08 \text{ cm}^2$

Ferraillage du débord

Le débord peut constituer une zone d'ancrage pour les armatures longitudinales de la dalle et des poutres, donc son ferraillage sera le prolongement de ces armatures au-delà des appuis.

X-4 Calcul du voile périphérique

a) Introduction :

Le voile périphérique est un voile de chaînage, se trouvant au niveau de l'infrastructure, il assure une bonne stabilité de l'ouvrage, il limite les déplacements horizontaux relatifs des fondations, comme il assure la fonction de soutènement des terres.

b) Dimensionnement :

Le RPA99 (article 10.1.2, page 81) prévoit une épaisseur minimale de 15cm, on prendra $e = 20 \text{ cm}$.

c) Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : contrainte horizontale.

σ_V : contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V, \text{ avec } K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi}$$

K_0 : coefficient de poussée des terres au repos.

φ : angle de frottement interne.

Données de calcul :

- Surcharge éventuelle : $q = 1 \text{ t/m}^2$.
- Poids volumique des terres : $\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3$.
- Angle de frottement : $\varphi = 30^\circ$.

1/Calcul des sollicitations :

$$K_0 = \frac{1 - \sin \varphi}{\cos \varphi} = 0,577$$

$$\sigma_H = K_0 \cdot \sigma_V = K_0 (q + \gamma \cdot h) \text{ avec } 0 < h < H$$

à l'ELU :

$$\sigma_H = K_0 (1,5q + 1,35\gamma \cdot h)$$

-pour : $h=0 \rightarrow \sigma_H = 0,865 \text{ t/m}^2$

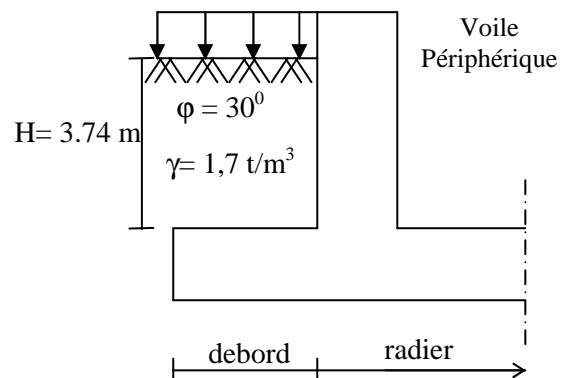
-pour : $h=3.74\text{m} \rightarrow \sigma_H = 8.190 \text{ t/m}^2$

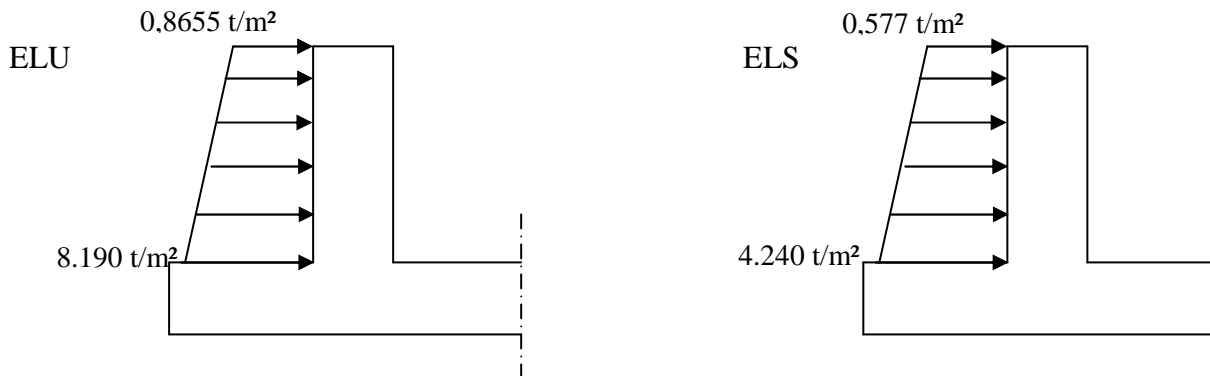
à l'ELS :

$$\sigma_H = K_0 (q + \gamma \cdot h)$$

-pour $h=0 \rightarrow \sigma_H = 0,577 \text{ t/m}^2$

-pour $h=4 \text{ m} \rightarrow \sigma_H = 4.24 \text{ t/m}^2$



2/Diagramme des contraintes :**3/ Méthode de calcul :**

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrees de quatre cotés (au niveau du radier, des poteaux ainsi qu'au niveau du plancher de RDC).

4/ Charges moyennes à considérer dans les calculs pour une bande de 1m :

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 8,190 + 0,8655) \cdot 1}{4} = 6,36 \text{ t/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2) \cdot 1m}{4} = \frac{(3 \times 4,24 + 0,577) \cdot 1}{4} = 3,32 \text{ t/m}$$

d) Ferrailage du voile périphérique :

- Moments isostatiques dans panneaux encastres des quatre cotés :

Panneaux	L_x	L_y	$\rho = L_x/L_y$	Sens porteur	ELU $v=0$		$q_u=6,36 \text{ t/m}$	
					μ_x	μ_y	M_{0x} [Kn.m]	M_{0y} [t.m]
1	3,30	3,74	0,88	2 sens	0,0478	0,740	3,31	2,45
2	3,50	3,74	0,93	2 sens	0,0428	0,841	3,33	2,80
3	3,74	4	0,935	2 sens	0,0419	0,864	3,72	3,22

- Calcul du ferrailage :

Panneaux travaillant dans les deux sens.

Sens (x-x) :

- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0x} = 0,5 \cdot 3,72 = 1,86 \text{ t.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0x} = 0,85 \cdot 3,31 = 3,162 \text{ t.m}$

Sens (y-y) :

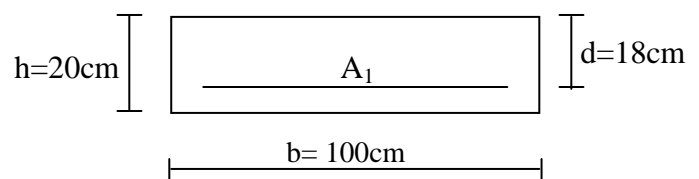
- Aux appuis : $M_a = 0,5M_{0y} = 0,5 \cdot 3.22 = 1.61 \text{ t.m}$
- En travée : $M_t = 0,85 M_{0y} = 0,85 \cdot 3.22 = 2.737 \text{ t.m}$

Les efforts qui seront utilisés dans les calculs sont :

$$M_{t \max}^x = 3.162 \text{ t.m}$$

$$M_{t \max}^y = 2.737 \text{ t.m}$$

$$M_{a \max} = 1.86 \text{ t.m}$$



Calcul des sections d'armatures :

Sens	zone	$M_u \text{ t.m}$	μ_b	β	$A_u [\text{cm}^2]$	$A_{\min} [\text{cm}^2]$	$A_{\text{adopté}} [\text{cm}^2]$	St [cm]
x-x	appuis	1.86	0,040	0,980	0,296	1,60	5HA8 = 2,51	20
	travée	3.162	0,068	0,965	5.04	1,60	5HA12=5.65	20
y-y	appuis	1.86	0,040	0,980	0,296	1,60	5HA8 = 2,51	20
	travée	2.737	0,059	0,969	4.36	1,60	5HA12=5.65	20

Recommandation du RPA99 :

- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
 $A \geq 0,001.b.h \Rightarrow A \geq 0,001 \times 100 \times 16 \Rightarrow A \geq 1,6 \text{ cm}^2$
- Les deux nappes sont liées par quatre épingles /m² de diamètre $\phi 8$.

e) Vérification à l'ELS :

Les moments isostatiques :

- aux appuis : $M_{a \max} = 2.22 \text{ t.m}$
- en travée : $M_{t \max} = 1.92 \text{ t.m}$

Moment [t.m]	$\bar{\sigma}_b$ [Mpa]	$\bar{\sigma}_s$ [Mpa]	σ_b [Mpa]	σ_s [Mpa]	Observation
$M_a=2.02$	15	201,63	2.96	198.62	Vérifiée
$M_t=1.92$	15	201,63	4.66	188.79	Vérifiée

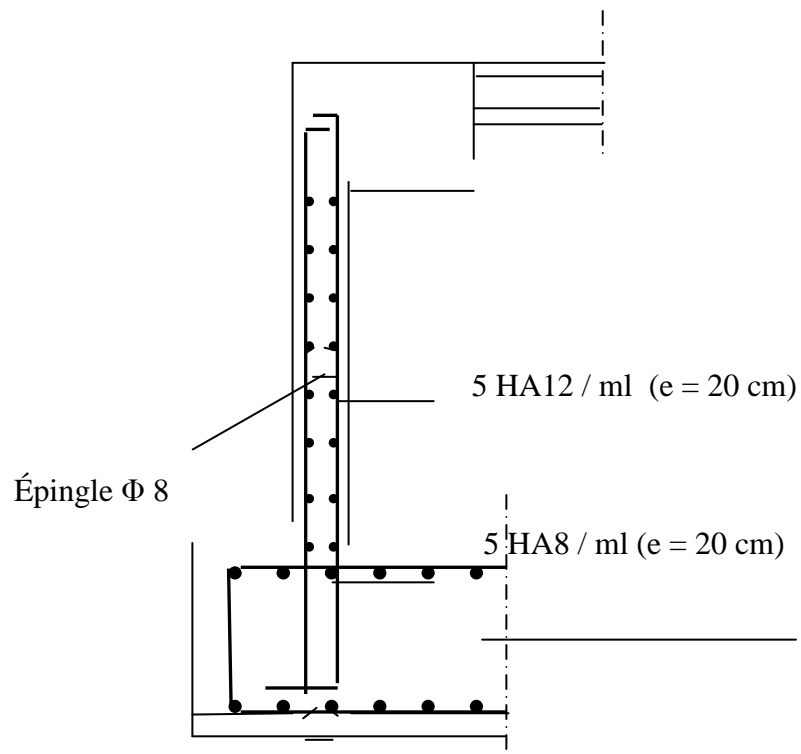


Figure X.1 : Ferrailage du voile périphérique