



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème

*Etude d'un bâtiment en B_A (R8+ENTRE SOL) à
usage multiples d'habitation commercial
contreventé par un système mixte
(voiles-portiques)*

Réalisé Par :

BEDDAR Mohamed

Encadré Par :

M^{me} Kheffache

Promotion : 2018_2019

Introduction

Le besoin de construire des bâtiments en Algérie augmente de plus en plus à cause de l'augmentation de la population. La condensation de la population en Algérie dans les zones du nord, surtout littorales, comme Bejaïa et le manque du foncier pour la construction conduit le concepteur à projeter des bâtiments de hauteur considérables et dans des sites parfois de caractéristiques médiocres, pour répondre au besoin. Vu que le nord algérien est susceptible de subir des séismes majeurs. Alors construire de bâtiments de telle importance l'ingénieur sera confronté à plusieurs contraintes. Pour répondre à toutes les exigences il doit avoir des connaissances approfondies dans plusieurs domaines, conception, modélisation, géotechnique règlement, maîtrise des matériaux ...etc.

Après la conception architecturale des structures, et l'étude géotechnique du site d'implantation, la structure sera transmise pour le dimensionnement génie civil selon les règles en vigueur. L'ingénieur génie civil va veiller à dimensionner les éléments de la structure sous différents chargement toute en respectant les prescriptions réglementaires.

Une bonne étude d'un ouvrage de génie civil repose principalement sur la qualité des études aux plans de la conception et du calcul, aussi sur la reconnaissance du sol et du site d'implantation des ouvrages. A cela s'ajoute la qualité des matériaux et des produits de construction, la qualité des travaux d'exécution, la qualité du suivi des travaux de réalisation et du contrôle technique de construction, conformément aux exigences réglementaires requises en particulier et aux règles de l'art en général.

Dans ce présent travail on présente l'étude d'un bâtiment en béton armé destiné à usage multiple. Le bâtiment en question est constitué d'un entre-sol, qui sera utilisé comme parking, et le Rez-de-chaussée sera destiné à usage commerce, et 8 étages destinés pour l'habitation. Le bâtiment sera réalisé à EL KSEUR dans le lieu dit Tala Abd elkader.

Selon le règlement parasismique Algérien la région de Bejaia est classée comme zone sismique IIa. Le bâtiment est à usage multiple commerce et habitation selon le même règlement est classé dans le groupe d'usage 2a. La structure étudiée sera réalisée par une ossature en béton armé, cette ossature sera constituée par des portiques poteaux-poutres en béton armé, et des voiles de contreventement aussi en béton armé, et des planchers qui constituent les diaphragmes. L'ensemble des cloisons de séparation sont des murs en maçonnerie (en brique et mortier) et les éléments non structuraux sont réalisés en béton armé.

Introduction

Le travail est divisé en Cinq chapitres, le premier portera sur la présentation complète de la structure étudiée, du site d'implantation, des règlements utilisés ainsi la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser. Le deuxième sera consacré pour le calcul des éléments non structuraux (les planchers, les escaliers, l'acrotère...) et pour la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment et le pré dimensionnement des éléments non structuraux et structuraux du bâtiment. Le troisième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment. L'étude sera réalisée par l'analyse du modèle de la structure en 3D sur le logiciel de calcul ETABS. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes rigides. Le modèle de la structure est composé de 8 étages encastres à la base. On considérant le sous-sol comme étant une boîte rigide, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol. Le quatrième chapitre portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Le cinquième chapitre portera sur l'étude de l'infrastructure(les fondations) ; Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question tout en respectant les règles en vigueur. Et en termine par une conclusion générale.

Introduction :

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.1. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un projet de la promotion immobilière de 13 logements en (Résidence Khadidja). Ce bâtiment est composé d'un entre sol+RDC+08 étages , Il est implanté dans la wilaya de Bejaia, plus exactement à Tala Abdelkader ,El kseur . Le site est localisé sur un terrain légèrement en pente limité au nord par la rue Zouagui Kaci au sud par l'ilot N°01, à l'Est à l'Ouest par des constructions en R+2 et R+3, le sol est du type S3 (sol meuble)

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaia est une zone de moyenne sismicité (II_a). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile avec interaction qui assure un contreventement mixte.

- **Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :**
 - ❖ Hauteur totale du bâtiment : 27.54 m
 - ❖ Hauteur du RDC : 3.06 m
 - ❖ Hauteur de l'entre sol : 3.06 m
 - ❖ Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
 - ❖ Largeur totale du bâtiment : 16.00m
 - ❖ Longueur totale du bâtiment : 26.50 m
- **Les règlements et les normes utilisés :**
 - ❖ BAEL 91
 - ❖ CBA 93
 - ❖ RPA 99 version 2003
 - ❖ Les différents DTR

I.2. Caractéristiques des matériaux :

I.2.1. Béton :

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.2.1.1. Composition du Béton :

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).

- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

I.2.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93(Art, A.2.1.1.1).**

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$
- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.2.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

I.2.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

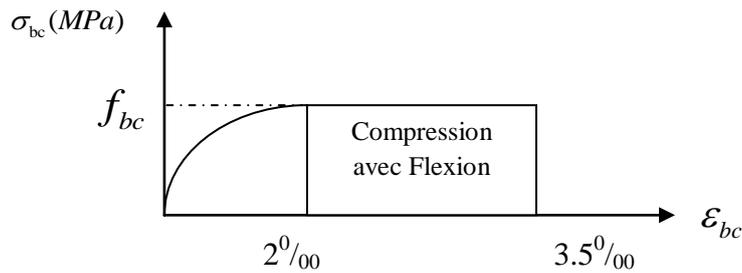


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

$$(2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰})$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.2.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton:

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

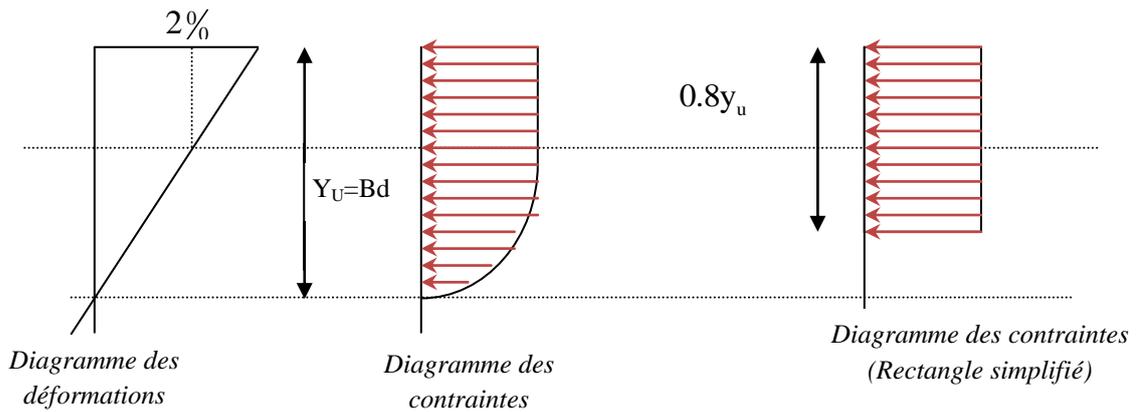


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

- Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4MPa \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ Mpa}$.

a) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2)}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ Mpa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa}$.

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

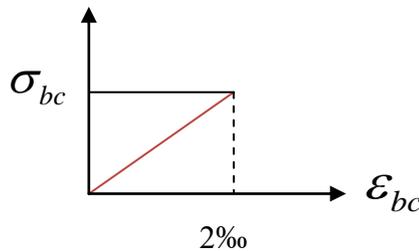


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.2.1.6. Autres caractéristiques :

- ♣ **Module de déformation longitudinale du béton :**
- **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

- **A long terme :**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- ♣ **Coefficient de poisson :**

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- ♣ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.2.2. Les aciers :

I.2.2.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- ❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

- ❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- ❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.2.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.2.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec } \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

Telque :

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa } \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa } \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

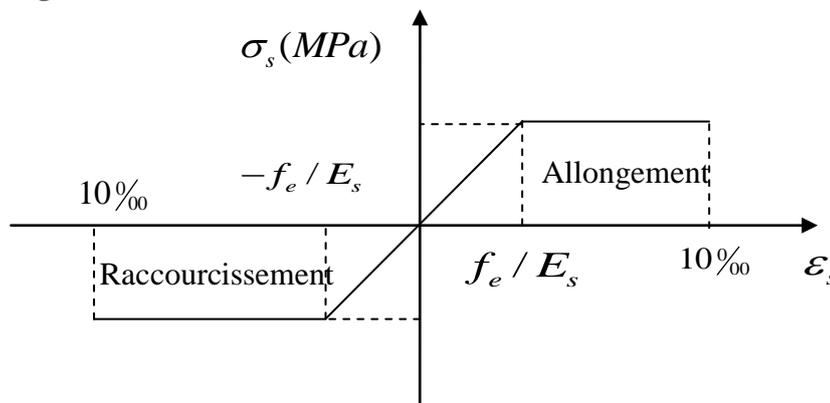


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.3.Les actions et sollicitations :**I.3.1. Actions :**

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.3.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.3.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

Pour la détermination des sollicitations de calcul dans les éléments, on utilise les combinaisons suivantes :

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.

Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

II Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires

II.1.1 Etude des planchers à corps creux

II.1.1.1 : Pré dimensionnement du plancher

Le dimensionnement d'un plancher à corps creux revient à déterminer sa hauteur h_t tel que :

$$h_t = h_{dc} + h_{cc} \text{ Avec : } \begin{cases} h_{cc} : \text{la hauteur du corps creux} \\ h_{dc} : \text{la hauteur dalle de compression} \end{cases}$$

D'après le CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4), L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche : $h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$ Avec h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : Travée maximale entre nu de poutre dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 5.30 - 0.3 = 5.00 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{500}{22.5} h_t \geq 22.22 \text{ cm}$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de

$$24\text{cm} \begin{cases} h_{corps\ creux} = 20 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 24\text{cm} \end{cases}$$

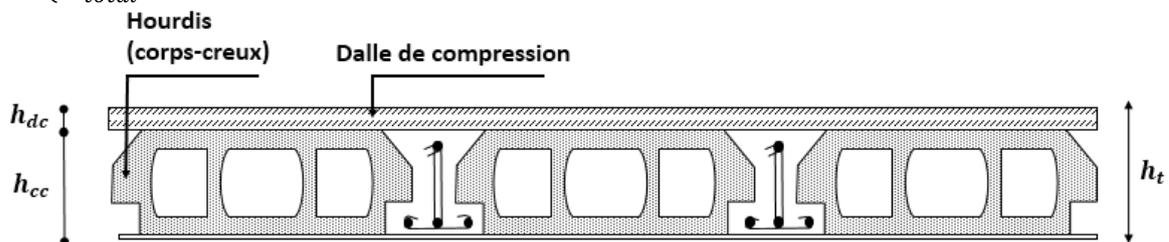


Figure II.1.1.1 Coupe transversale d'un plancher creux.

II.1.1.2 : Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.1 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux

Tableau II.1.1.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.80	1
	2	Etanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.1	2.20	
	4	Isolation thermique	0.04	0.25	0.01	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	13.75	0.24	3.30	
	6	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
Total					6.70	
Plancher Courant	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5 pour les étages courants
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)	13.75	0.24	3.30	5 pour étage commercial
	5	Enduit de ciment	18	0.015	0.27	
	6	Cloison de distribution			1	
Total					5.73	

II.1.1.3 Etude des poutrelles :

➤ Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : Le critère de la petite portée et le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

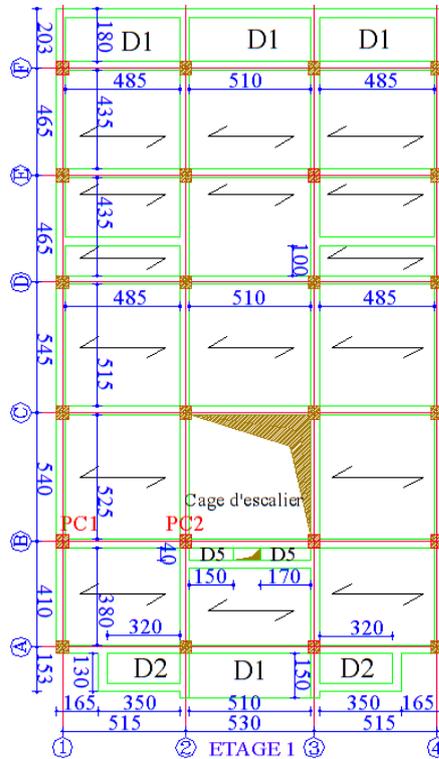


Figure II.1.1.2: Schéma de la disposition des poutrelles

II.1.1.4 : Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles se calculent comme des sections en T.

La largeur de la table de compression à prendre est :

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,8) h \rightarrow b_0 = (10 \text{ à } 20\text{cm}) \rightarrow b_0 = 10\text{cm}$$

Selon le CBA93 (Art 4.1.3) $\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{\min}}{10}\right)$

Avec L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

$L_{y\min}$: Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

On a: $L_x = 65 - 10 = L_x = 55 \text{ cm}$, $L_{y\min} = 320 \text{ cm}$, $h_t = 24 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$

$$\Rightarrow \frac{b-10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{320}{10}\right) \Rightarrow b \geq 65\text{cm} \text{ Alors, } b = 65\text{cm}$$

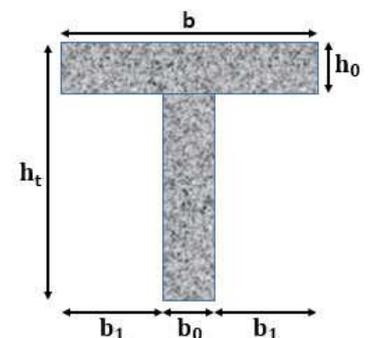


Figure II.1.1.3 : Coupe transversale des poutrelles en T

II.1.1.5 Les différents types de poutrelles :

TYPES	Schéma statique
1	
2	
3	
4	

Tableau II.1.1.2: Les différents types de poutrelles dans le plancher

• **Choix de méthode de calcul des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au Cisaillement, pour cela il existe les méthodes suivantes : Méthode forfaitaire et méthode de Caquot.

- **Principe de la méthode forfaitaire :**

Les moments fléchissant :

Moment en travée	Moment sur appuis intermédiaire	Moment sur appuis de rive
$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0 ; 1,05M_0]$		$-0,15 \times M_0$
Pour une travée de rive : $M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$	Cas de 2 travées Cas de 3 travées Cas de plus de 3 travées	
Pour une travée intermédiaire : $M_t \geq \frac{1 + 0,3 \times \alpha}{2} \times M_0$		

Avec : $\alpha = \frac{q}{G+Q}$

Tableau II.1.1.3: calcul des moments

q : la charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante égale à $\frac{ql^2}{8}$.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée. l_i : Portée de la travée.

➤ **Evaluation des efforts tranchants :** $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $\frac{(M_i - M_{i-1})}{l_i}$

Méthode de Caquot :

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées

$Q > (2G ; 5KN/m^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une des trois conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Types de poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Cause	Méthode adoptée
TYPE-1-	Vérfiées	$Q_{max}=5KN/\leq min$ ($5KN/m^2; 2G$) $0,8 \leq (L_i/L_{i+1}) \leq 1,25$ $I = constant$	Méthode forfaitaire
TYPE -2- -3- -4-	/	Poutrelle isostatique	Méthode de RDM
TYPE -5-	Non Vérifiées	$L_i/L_{i+1} \notin [0,8 ; 1,25]$	Méthode de Caquot minorée

Tableau II.1.1.4.: Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

II.1.1.6. Calcul des charges revenant aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 0.65 \times (1.35 \times G + 1.5 \times Q)$ À l'ELS : $q_s = 0.65 \times (G + Q)$

NATURE	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			1.35 G+1.5Q		G+Q	
			P _u (KN/m ²)	q _u (KN/m)	P _s (KN/m ²)	q _s (KN/m)
Terrasse inaccessible	6.70	1	10.54	6.85	7.7	5.01
Etages courants	5.73	1.5	9.98	6.49	7.18	4.67
Commercial	5.73	5	15.23	9.9	10.73	6.97

A) Calcul des sollicitations :

➤ **Exemple de calcul (Etage courant) poutrelle type (1) avec la méthode forfaitaire : (BA.E.L91 artB6.2.21).**

▪ **Moments aux appuis :** $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

Appuis de rives :

$M_A = M_D = 0$

Appuis de rives :

ELU: $M_A^U = M_D^U = -0.15M_0^U$ KN.m

ELS: $M_A^S = M_D^S = -0.15M_0^S$ KN.m

Appuis intermédiaires :

ELU: $M_B^U = -0.5M_0^U$

ELS: $M_B^S = -0.5M_0^S$

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	M ₀ ^U (KN.m)	M ₀ ^S (KN.m)	M _a ^U (KN.m)		M _a ^S (KN.m)	
						A	B	A	B
A-B	5.15	6.49	4.67	21.52	15.48	A	$-0.15M_0^U = -3.23$	A	$-0.15M_0^S = -2.32$
						B	$-0.5 M_0^U = -10.76$	B	$-0.5 M_0^S = -7.74$
B-C	5.3	6.49	4.67	22.79	16.39	B	$-0.5 M_0^U = -11.39$	B	$-0.5 M_0^S = -8.2$
						C	$-0.5 M_0^U = -11.39$	C	$-0.5 M_0^S = -8.2$
C-D	5.15	6.49	4.67	21.52	15.48	C	$-0.5 M_0^U = -10.76$	C	$-0.5 M_0^S = -7.74$
						D	$-0.15M_0^U = -3.23$	D	$-0.15M_0^S = -2.32$

Tableau II.1.1.6.: Moments aux appuis

▪ **Moments en travées :** $\alpha = \frac{Q}{G+Q} = 0.2089 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.062 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.26 \end{cases}$

Travée (A-B) (C-D) : L=5.15m

ELU $M_0^U = 21.52$ KN.m ELS $M_0^S = 15.48$ KN.m

(1) ELU: $M_{AB}^U \geq 1.062(21.52) - \left(\frac{3.23+11.39}{2}\right) = 15.54$ KN.m;

ELS: $M_{AB}^S \geq 1.062(15.48) - \left(\frac{2.32+8.2}{2}\right) = 11.18$ KN.m

(2) ELU $M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.26}{2}\right) 21.52 = 13.56$ KN.m;

ELS $M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.26}{2}\right) 15.48 = 9.75$ KN.m

Max (1, 2) $M_{AB}^U = 15.54$ KN.m $M_{AB}^S = 11.32$ KN.m

Travée (B-C): L=5.3m

ELU $M_0^U = 21.97$ KN.m ELS $M_0^S = 16.39$ KN.m

(1) ELU $M_{BC}^U \geq 1.062(22.79) - \left(\frac{11.39+11.39}{2}\right) = 12.81$ KN.m

$$\text{ELS } M_{BC}^S \geq 1.062(16.39) - \left(\frac{8.2+8.2}{2}\right) = 9.2 \text{ KN.m}$$

$$(2) \text{ ELU } M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.062}{2}\right) 21.97 = 11.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS } M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.062}{2}\right) 16.39 = 8.7 \text{ KN.m}$$

$$\text{Max (1, 2)} M_{BC}^U = 12.81 \text{ KN.m} \quad M_{BC}^S = 9.2 \text{ KN.m}$$

▪ **Évaluation de l'effort tranchant :**

Travée (A-B) (C-D) :

$$V_A = V_D = \frac{6.49 \times 5.15}{2} = 16.71 \text{ KN}$$

$$V_B = V_C = 1.1 \times 16.71 = 18.38 \text{ KN}$$

Travée (B-C) :

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.49 \times 5.3}{2} = 18.91 \text{ KN}$$

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.49 \times 5.3}{2} = 18.91 \text{ KN}$$

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	6.49	21.52	-3.23	-11.39	15.59	16.71	-18.38
	BC	5.30	6.49	22.79	-11.39	-11.39	12.72	18.91	-18.91
	CD	5.15	6.49	21.52	-11.39	-3.23	15.59	18.38	-16.71

Tableau II.1.1.7: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	4.67	15.48	-2.32	-8.2	11.18	12.02	-13.22
	BC	5.30	4.67	16.39	-8.2	-8.2	9.2	13.61	-13.61
	CD	5.15	4.67	15.48	-8.2	-2.32	11.18	13.22	-12.02

Tableau II.1.1.8: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

(Plancher Etage commercial) poutrelle type (1) : G=5.73 kN/m² ; Q= 5 KN/m²

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	M ₀ ^U (KN.m)	M ₀ ^S (KN.m)	M _a ^U (KN.m)		M _a ^S (KN.m)	
A-B	5.15	9.9	6.97	32.82	23.11	A	-0.15M ₀ ^U = -4.92	A	-0.15M ₀ ^S = -3.46
						B	-0.5 M ₀ ^U = -16.41	B	-0.5 M ₀ ^S = -11.55
B-C	5.3	9.9	6.97	34.76	24.47	B	-0.5 M ₀ ^U = -17.38	B	-0.5 M ₀ ^S = -12.23
						C	-0.5 M ₀ ^U = -17.38	C	-0.5 M ₀ ^S = -12.23
C-D	5.15	9.9	6.97	32.82	23.11	C	-0.5 M ₀ ^U = -16.41	C	-0.5 M ₀ ^S = -11.55
						D	-0.15M ₀ ^U = -4.92	D	-0.15M ₀ ^S = -3.46

Tableau II.1.1.9: Moments aux appuis : α = 0.468

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _U (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	9.9	32.82	-4.92	-17.38	26.17	25.39	-27.93
	BC	5.30	9.9	34.76	-17.38	-17.38	22.17	28.74	-28.74
	CD	5.15	9.9	32.82	-17.38	-4.92	26.17	27.93	-19.11

Tableau II.1.1.10: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage commercial (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	6.97	23.11	-3.46	-12.23	18.43	17.87	-19.66
	BC	5.30	6.97	24.47	-12.23	-12.23	15.61	20.23	-20.23
	CD	5.15	6.97	23.11	-12.23	-3.46	18.43	19.66	-17.87

Tableau II.1.1.11: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage commercial (type 1).

(Plancher terrasse) poutrelle type (1) : G=6.70 kN/m²; Q= 1 KN/m²

Travée	L(m)	q _u (KN/m)	q _s (KN/m)	M ₀ ^U (KN.m)	M ₀ ^S (KN.m)	M _a ^U (KN.m)		M _a ^S (KN.m)	
A-B	5.15	6.42	5.01	21.27	16.61	A	-0.15M ₀ ^U = -3.19	A	-0.15M ₀ ^S = -2.49
						B	-0.5 M ₀ ^U = -10.64	B	-0.5 M ₀ ^S = -8.31
B-C	5.3	6.42	5.01	22.53	17.59	B	-0.5 M ₀ ^U = -11.26	B	-0.5 M ₀ ^S = -8.8
						C	-0.5 M ₀ ^U = -11.26	C	-0.5 M ₀ ^S = -8.8
C-D	5.15	6.42	5.01	21.27	16.61	C	-0.5 M ₀ ^U = -10.64	C	-0.5 M ₀ ^S = -8.31
						D	-0.15M ₀ ^U = -3.19	D	-0.15M ₀ ^S = -2.49

Tableau II.1.1.12.:Moments aux appuis α = 0.139

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	6.42	21.27	-3.19	-11.26	15.11	16.52	-18.17
	BC	5.30	6.42	22.53	-11.26	-11.26	12.39	18.70	-18.70
	CD	5.15	6.42	21.27	-11.26	-3.19	15.11	18.17	-16.52

Tableau II.1.1.13.:Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
TYPE 1	AB	5.15	5.01	16.61	-2.49	-8.8	11.02	12.05	-13.26
	BC	5.30	5.01	17.59	-8.8	-8.8	9.04	13.64	-13.64
	CD	5.15	5.01	16.61	-8.8	-2.49	11.02	13.26	-12.05

Tableau II.1.1.14.:Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type 1).

❖ Exemple de calcul (Plancher Etage courant 2, 3, 4, 5,6) poutrelle type (4)

Méthode de Caquot minorée :

Cette méthode s'applique lorsqu'une des trois dernières conditions de la méthode de forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode se base sur la méthode des trois moments.

$$\begin{cases} G' = \frac{2}{3} \times (5.73) = 3.82 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow G' = 2/3 *$$

q'_u=(0,65(1.35G+1.5Q)) ; q'_s=(0,65(G+Q))

q'_u=4.81KN/m; q'_s= 3.45 KN/m

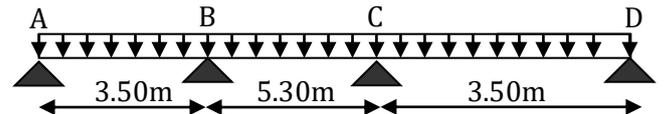


Figure II.1.1.6: Schéma statique d'une Poutrelle : Type -4- étages courants

• Moments aux appuis :

✓ Appuis de rives :

M_A=M_D=0, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif M = - 0.15 M₀. Tel que M₀= $\frac{q'L^2}{8}$

Travée AB - CD : M₀₁^U= $\frac{4.81 \times 3.50^2}{8}$ = 7.36 KN.m M_A^U = M_C^U = -0.15 × 7.36 = 1.1 KN.m

M₀₁^S= $\frac{3.45 \times 3.50^2}{8}$ = 5.28 KN.m M_A^S = M_C^S = -0.15 × 5.28 = 0.79 KN.m

✓ Appuis intermédiaires :

Chargement répartie

M_i = -q' ($\frac{l_g^3 + l_d^3}{8.5(l_g + l_d)}$) tq : (q'_g=q'_d=q')l' = $\begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

✓ l : longueur de la travée.

✓ l'_g : Longueur fictive de la travée à gauche de l'appui.

✓ l'_d : Longueur fictive de la travée à droite de l'appui.

Appui (B) : l'_g = l_{AB} = 3.50m, l'_d = 0.8l_{BC} = 4.24 m

$$\begin{cases} ELU : M_B^U = -4.81 \times \left(\frac{3.50^3 + 4.24^3}{8.5(3.50 + 4.24)} \right) = -8.7 \text{ KN.m} \\ ELS : M_B^S = -3.45 \times \left(\frac{3.50^3 + 4.24^3}{8.5(3.50 + 4.24)} \right) = -6.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui(C) : $l'_g = 0.8l_{BC} = 4.24 \text{ m}$, $l'_d = l_{CD} = 3.50 \text{ m}$

$$\begin{cases} ELU : M_C^U = -4.81 \times \left(\frac{4.24^3 + 3.50^3}{8.5(4.24 + 3.50)} \right) = -8.7 \text{ KN.m} \\ ELS : M_C^S = -3.45 \times \left(\frac{4.24^3 + 3.50^3}{8.5(4.24 + 3.50)} \right) = -6.24 \text{ KN.m} \end{cases}$$

▪ **Moments en travées :** $M_t = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L})$

Chargement réparti M_0 : moment max dans la poutre supposée isostatique

$$M_0(x) = \frac{qx}{2}(l-x), X = \frac{l}{2} - \left(\frac{M_g - M_d}{q \times l} \right) \quad x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

- ❖ l : longueur de la travée considérée.
- ❖ M_g : Moment de l'appui qui est à gauche de la travée considéré.
- ❖ M_d : Moment de l'appui qui est à droite de la travée considéré.

Travée (A-B) : L= 3.50m $X = \frac{3.50}{2} - \left(\frac{0 - (-8.7)}{6.49 \times 3.50} \right) = 1.37\text{m}$

ELU $M_0(x) = \frac{6.49 \times 1.37}{2} (3.50 - 1.37) = 9.47 \text{ KN.m}$

$$M_{AB}^U = 9.47 + 0 + (-8.7) \times \left(\frac{1.37}{3.50} \right) = 6.06 \text{ KN.m}$$

ELS $M_0(x) = \frac{4.67 \times 1.37}{2} (3.5 - 1.37) = 6.81 \text{ KN.m}$

$$M_{AB}^S = 6.81 + 0 + (-6.24) \times \left(\frac{1.37}{3.50} \right) = 4.37 \text{ KN.m}$$

Travée (B-C) : L=5.30m $X = \frac{5.30}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (-8.7)}{6.49 \times 5.30} \right) = 2.65 \text{ m}$

ELU $M_0(x) = \frac{6.49 \times 2.65}{2} (5.30 - 2.65) = 22.78 \text{ KN.m}$

$$M_{BC}^U = 22.78 + (-8.7) \times \left(1 - \frac{2.65}{5.30} \right) + (-8.7) \times \left(\frac{2.65}{5.30} \right) = 14.08 \text{ KN.m}$$

ELS $M_0(x) = \frac{4.67 \times 2.65}{2} (5.30 - 2.65) = 16.39 \text{ KN.m}$

$$M_{BC}^U = 16.39 + (-6.24) \times \left(1 - \frac{2.65}{5.30} \right) + (-6.24) \times \left(\frac{2.65}{5.30} \right) = 10.15 \text{ KN.m}$$

Travée (C-D): L= 3.50 m $X = \frac{3.50}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (0)}{6.49 \times 3.50} \right) = 2.13 \text{ m}$

ELU $M_0(x) = \frac{6.49 \times 2.13}{2} (3.50 - 2.13) = 9.47 \text{ KN.m}$

$$M_{CD}^U = 9.47 + (-8.7) \times \left(1 - \frac{2.13}{3.50} \right) = 6.06 \text{ KN.m}$$

ELS $M_0(x) = \frac{4.67 \times 2.13}{2} (3.50 - 2.13) = 6.81 \text{ KN.m}$

$$M_{CD}^S = 6.81 + (-6.24) \times \left(1 - \frac{2.13}{3.50} \right) = 4.37 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants:

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L} \right)$$

Travée (AB) : L=3.50m

$$V_A = \frac{6.49 \times 3.50}{2} - \left(\frac{0 - (-8.7)}{3.50} \right) = 8.87 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{6.49 \times 3.50}{2} - \left(\frac{0 - (-8.7)}{3.50} \right) = -13.84 \text{ KN}$$

Travée (BC) : L=5.30m

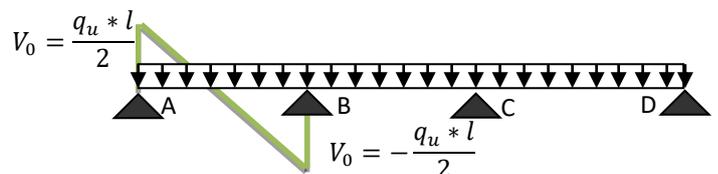


Figure II.1.1.7: Schéma statique d'une Poutrelle : Type -4- étages Courants et son effort tranchant

$$V_B = \frac{6.49 \times 5.30}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (-8.7)}{5.30} \right) = 17.19 \text{ KN}$$

$$V_C = \frac{6.49 \times 3.50}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (0)}{3.50} \right) = 13.84 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{6.49 \times 5.30}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (-8.7)}{5.30} \right) = -17.19 \text{ KN}$$

$$V_D = -\frac{6.49 \times 3.50}{2} - \left(\frac{(-8.7) - (0)}{3.50} \right) = -8.87 \text{ KN}$$

Travée (CD) : L=3.50m

Type de poutrelle	Travée	L (m)	q _u (KN/m)	x (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	3.5	4.81	1.37	0	-8.7	6.06	8.87	-13.84
	BC	5.3	4.81	2.65	-8.7	-8.7	14.08	17.19	-17.19
	CD	3.5	4.81	2.13	-8.7	0	6.06	13.84	-8.87

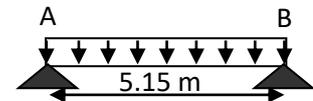
Tableau II.1.1.15.: Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher d'étage courant (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L(m)	q _s (KN/m)	x(m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	3.5	3.45	1.37	0	-6.24	4.37
	BC	5.3	3.45	2.65	-6.24	-6.24	10.15
	CD	3.5	3.45	2.13	-6.24	0	4.37

Tableau II.1.1.16.: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher d'étage courant (type 4).

❖ Exemple de calcul (Plancher commercial) poutrelle type (2)

Calcul des moments isostatiques



➤ ELU: q'_u = 9.9 KN/m $M_0 = \frac{q'L^2}{8} = \frac{9.9 \times 5.15^2}{8} = 32.82 \text{ KN.m}$

➤ ELS: q'_s = 6.97 KN/m $M_0 = \frac{q'L^2}{8} = \frac{6.97 \times 5.15^2}{8} = 23.10 \text{ KN.m}$

Figure II.1.1.8: Schéma statique d'une Poutrelle : Type -2- étage commercial

Type	L (m)	ELU			ELS			Vu (KN)
		q' _u (KN/m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	q' _s (KN/m)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	
Type-2- (Plancher commercial)	5.15	9.9	32.82	-4.92	6.97	23.10	-3.46	25.38
Type -2- (étage courant)	5.15	6.49	21.52	-3.23	4.67	15.48	-2.32	16.71
Type-3- (étage courant)	5.30	6.49	22.79	-3.40	4.67	16.40	-2.32	17.19
Type -3-terrasse	5.30	6.85	22.50	-3.38	5.01	17.59	-3.27	16.99

Tableau II.1.1.17.: Les sollicitations de la poutrelle type-2- -3-

B) Ferrailage des poutrelles :

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle type (1) étage courant qui est sollicitée par :

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	15.59	11.18
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-3.23	-2.32
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-11.39	-8.2
Effort tranchant (KN)	18.91	

♣ Ferrailage des travées : $M_{Tu} = f_{bu} \cdot b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$

✓ $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa}$,

θ: influence négative de la durée d'application de la charge (durée > 24h ⇒ θ = 1).

✓ M_u: Moment sollicitant de calcul = 15.59KN.m

✓ d = 0.9 × h_t = 21.6 cm.

$M_{Tu} = 14.17 \times 0.65 \times 0.04 \cdot \left(0.216 - \frac{0.04}{2} \right) 10^3 = 72.19 \text{ KN.m} \Rightarrow M_u = 15.54 \text{ KN.m} < M_{Tu} = 72.19 \text{ KN.m}$

⇒ { la table de compression n'est pas entièrement comprimée.
l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc, calcul d'une section rectangulaire ($b \times h_t$)

• $\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{15.59 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times 0.216^2} = 0.036 < 0.2166$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$.

• $\mu_l = 0.8 \cdot \alpha_l \cdot (1 - 0.4\alpha_l)$, $\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \epsilon_l}$, $\epsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$.

Acier FeE400 $\Rightarrow \epsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}$, $\alpha_l = 0.668$, $\mu_l = 0.3916$.

$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.036 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée ; Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.

La section d'armature en travée est définie par $A_T = \frac{M_u}{z \times f_{st}}$

$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$; $z = d(1 - 0.4 \alpha)$; $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$

$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.036)}}{0.8} = 0.0462 \Rightarrow z = 0.216(1 - 0.4 \times 0.0462) \Leftrightarrow z = 0.212 \text{ m}$

$A_T = \frac{15.59 \times 10^{-3}}{0.212 \times 348} = 2.11 \times 10^{-4} \text{ m} \Rightarrow A_t = 2.09 \text{ cm}^2$

Choix : on choisit $2HA 12 + 1HA10 \Rightarrow A_T = 3.05 \text{ cm}^2$

➤ **Condition de non fragilité** $A_T \geq A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$.

$A_T = 3.05 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.215 \frac{2.1}{400} = 1.68 \text{ cm}^2$

Vérifiée

♣ **Ferrailage des appuis intermédiaires :**

Calculs	Conclusions
$M_u = - 11.39 \text{ KN.m} < 0$	• $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.026 > 0.186$ (pivot B), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	• $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.033$	• $A_{inter} = 1.53 \text{ cm}^2$. • Choix : on choisit 2 HA 12 $A_{inter} = 2.26 \text{ cm}^2$
$Z = 0.212 \text{ m}$	
Condition de non fragilité : $A_{min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$	$A_{inter} = 2.26 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.68 \text{ cm}^2$ Vérifiée

♣ **Ferrailage des appuis de rive :**

Calculs	Conclusions
$M_u = - 2.14 \text{ KN.m} < 0$	• $M_u < 0$ \Rightarrow Calcul d'une section ($b_0 \times h_t$)
$\mu_{bu} = 0.005 < 0.186$ (pivot A), $\epsilon_s = 10^\circ \%$	• $A' = 0$, pas d'armature comprimé. • Dans ce cas : $\epsilon_l < \epsilon_s < 10^\circ \%$.
$\mu_{bu} = 0.005 < \mu_l = 0.3916$	
$\alpha = 0.0063$	• $A_{rive} = 0.286 \text{ cm}^2$. • Choix : on choisit 1 HA 10 $A_{rive} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{min}$
$z = 0.2144 \text{ m}$	

C) Vérifications :

❖ **Vérification des contraintes :**

FPN $\Rightarrow \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).

✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.

✓ y : position de l'axe neutre.

✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0) \frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A (d - y)^2.$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} = 0, \text{ on aura "y".}$$

• En travée :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} (0.216 - 0.04) = -2.805 \times 10^{-4} m$$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau II.1.1.21: Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,049 \text{ m}$	$\sigma_b = 3,97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 15,30 \times 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 3,97 \text{ MPa}$	

• Aux appuis de rive :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$\Rightarrow H = \frac{0.1 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 0.79 \times 10^{-4} (0.216 - 0.04) = -8.59 \times 10^{-5} m$$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau II.1.1.22: Vérification des contraintes aux appuis de rives	
Calculs	Vérifications
$y = 0.028 \text{ m}$	$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 4,69 \times 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 0.92 \text{ MPa}$	

• Aux appuis intermédiaires :

✓ Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$\Rightarrow H = \frac{0,1 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.26 \times 10^{-4} (0.216 - 0.04) = -3.946 \times 10^{-4} m$$

✓ $H < 0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure \Rightarrow Section en « T ».

Tableau II.1.1.23: Vérification des contraintes aux appuis intermédiaires	
Calculs	Vérifications
$y = 0.028 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.91 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ 
$I = 4.69 \times 10^{-5} m^4$	
$\sigma_b = 4.91 \text{ MPa}$	

❖ **Vérification de l'effort tranchant :** $\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$

F.P.N $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$

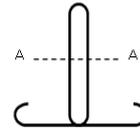
$\tau_u = \frac{18.91 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.216} = 0.87 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$



Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement

❖ **Vérification de l'espacement « S_t » :**

On fixe $A_t = \text{étrier } \phi_6 \Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow \boxed{A_t = 0,57\text{cm}^2}$



$$\begin{cases} \textcircled{1} S_t \leq \min[0,9 \times d, 40 \text{ cm}] \Leftrightarrow S_t \leq 19,44 \text{ cm} \\ \textcircled{2} S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Leftrightarrow S_t \leq 57 \text{ cm.} \\ \textcircled{3} S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times A_t}{b_0(\tau_u - 0,3 \times f_{tj} \times k)} \end{cases}$$

$$\textcircled{3} \Leftrightarrow \begin{cases} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1 \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} F.P.N \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{cases} \Rightarrow S_t \leq 76 \text{ cm}$$

$\Rightarrow S_t \leq (S_{t1} \textcircled{1}, S_{t2} \textcircled{2}, S_{t3} \textcircled{3}) \Rightarrow S_t \leq 19,44 \text{ cm}$. Alors, on prend $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times (\sin 90 + \cos 90) \times 0,57}{10(0,87 - 0,3 \times 2,1 \times 1)}$$

Commentaire : On utilise $A_t = \text{étrier } \phi_6$ chaque espacement $\boxed{S_t = 15 \text{ cm}}$.

❖ **Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des efforts tranchants :**

- **Appuis de rive** : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times V_u^{max}$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3,05 + 0,79 = 3,84\text{cm}^2. A_l = 3,84 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 18,8 \times 10^{-3} = 0,54\text{cm}^2$$

- **Appuis intermédiaires** :

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 3,05 + 2,26 = 5,71\text{cm}^2.$$

$$A_l = 5,71\text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 18,91 \times 10^{-3} = 0,54 \text{ cm}^2$$

Vérifiée

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

❖ **Vérification de la bielle :**

$$\sigma_{bc} \leq \frac{0,8 \times f_{c28}}{\gamma_b}; \quad \sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u}{a \times b_0} \Rightarrow \boxed{V_u \leq 0,267 a b_0 f_{c28}}$$

$$a = \min [0,9 d, \text{largeur de l'appui} - 4 \text{ cm}] \quad a = \min [19,44, (30-4=26 \text{ cm})] = 19,44 \text{ cm.}$$

$$V_u = 18,91 \text{ KN} \leq 108,135 \text{ KN}$$

Commentaire : La bielle est vérifiée.

❖ **Vérification de la jonction Table – Nervure**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \times V_u^{max}}{0,9 b d h_0} \leq \bar{\tau}_u; \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 17,5 \text{ cm.} \quad \tau_u^1 = 1,12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,34 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

❖ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, donc, il n'y a pas lieu de calculer la flèche.

$$\begin{cases} \textcircled{1} 1) h_t \geq \frac{M_{travée}^{max} \times l}{15 \times M_0} & \checkmark \quad h_t : \text{Hauteur totale du plancher corps creux.} \\ & \checkmark \quad M_{travée}^{max} : \text{Moment maximale en travée à l'ELS.} \\ \textcircled{2} 2) A_{travée} \leq \frac{3,6 b_0 d}{f_e} & \checkmark \quad A_{travée} : \text{Section d'armature dans la travée.} \\ \textcircled{3} 3) l \leq 8 m. & \checkmark \quad l : \text{Longueur de la travée maximale, } l=4,65 \text{ m.} \\ & \checkmark \quad M_0 : \text{Moment isostatique, } M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{5,252 \times 4,65^2}{8} = 14,2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

1) $h_t = 24 \text{ cm} < \frac{15.59 \times 10^{-3} \times 4.65}{15 \times 13.578 \times 10^{-3}} = 35.61 \text{ cm}$

2) $A_{travée} = 3.05 \text{ cm}^2 > \frac{3.6 \times 0.1 \times 0.216}{400} = 1.62 \text{ cm}^2$

3) $l = 4.65 \text{ m} < 8 \text{ m} \rightarrow$ Condition 1 non vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

On a:
$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases}$$

$$\Delta f \leq f_{admissible}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} : la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$j = (G_{plancher} + G_{cloisons}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2$.

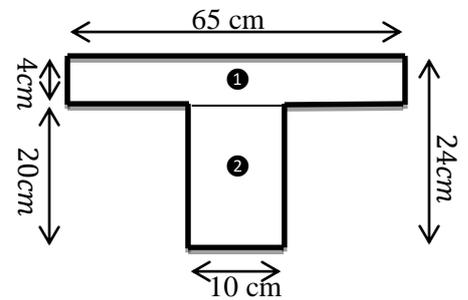
$g = (G_{plancher} + G_{cloisons} + G_{revettement}) = 5.23 \text{ KN/m}^2$.

$p = G_{Total} + Q_{Total} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m}^2$.

➤ **Evaluation des charges :**

$q_j = 0.65 * 3.75 = 2.44 \text{ KN/ml}$; $q_g = 0.65 * 5.23 = 3.4 \text{ KN/ml}$.

$q_p = 0.65 * 7.73 = 5.02 \text{ KN/ml}$.



Evaluation des moments :

Tableau II.1.1.24: Calcul des moments correspondants

Moment correspondant à q_j	$0.8 \left(\frac{q_j \times l^2}{8} \right)$	$M_j = 6.4 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_g	$0.8 \left(\frac{q_g \times l^2}{8} \right)$	$M_g = 8.7 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à q_p	$0.8 \left(\frac{q_p \times l^2}{8} \right)$	$M_p = 11 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments d'inerties :** $y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} \Rightarrow y_G = 0.048$

$I_0 = I_2 + I_1 = 1.51 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$

➤ **Calcul des contraintes :**

Tableau II.1.1.25: calcul des contraintes correspondantes

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 \times M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 105.88 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 \times M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 143.19 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 \times M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 181 \text{ MPa}$
	$y = 0.0484 \text{ m}$ Position de l'axe neutre	

- **Calcul des coefficients μ et λ :** $\mu = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}} \right] \end{array} \right.$

Tableau II.1.1.26: coefficient μ

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b_0 \times d}$	$\rho = 0.014$
Coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 0.54$
Coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 0.64$
Coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 0.70$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2b_0 + 3b)\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 \times \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 3.01 \\ \lambda_v = 1.20 \end{array} \right.$$

- **Calcul des moments d'inerties fictives :**

Tableau II.1.1.27.: Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à q_{ji}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{ji} = 1.32 \times 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gi}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{gi} = 1.19 \times 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{gv}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{gv} = 1.97 \times 10^{-4} m^4$
I correspondant à q_{pi}	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{pi} = 1.12 \times 10^{-4} m^4$

- **Module de déformation longitudinale instantanée du béton :**

$$E_i = 11000 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

- **Module de déformation longitudinale différée du béton :** $E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$

Tableau II.1.1.28: Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}}$	$9.56 \times 10^{-3} m$
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ji}}$	$3.52 \times 10^{-3} m$
f_{pi}	$\frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{pi}}$	$7.09 \times 10^{-3} m$
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}}$	$5.27 \times 10^{-3} m$
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	$7.86 \times 10^{-3} m$
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	$9.7 \times 10^{-3} m$

Commentaire : La flèche est vérifiée.

Tableau II.1.1.29: Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux

Niveaux	Endroit	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α 10 ⁻²	Z (m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Etages Commerce	Travée	26.17	0.061	7.93	0.208	3.61	1.69	2T12+1T14=3.80
	Appui Inter	17.38	-0.26	-29.5	0.24	-2.07	1.69	2T12=2.26
	Appui de rive	4.9	-0.074	-9.03	0.22	-0.63	1.69	2T12=2.26
Etages courants	Travée	15.59	0.0363	4.62	0.211	2.10	1.69	2T12+1T10=3.05
	Appui Inter	11.39	-0.172	-20	0.23	-1.40	1.69	2T12=2.26
	Appui de rive	3.23	-0.049	-5.9	0.22	-0.42	1.69	2T12=2.26
Terrasse inaccessible	Travée	15.11	0.0355	4.52	0.211	2.06	1.69	3T10=2.36
	Appui Inter	11.26	-0.171	-19.9	0.232	-1.39	1.69	2T12=2.26
	Appui de rive	3.19	-0.048	-5.95	0.22	-0.42	1.69	2T12=2.26

D) Schémas de ferrailage des poutrelles :

Plancher	Appuis de rive	Appuis intermédiaire	En travée
	<i>Commercial</i>		
<i>Courants</i>			
<i>Terrasse</i>			

II.1.1.7. Ferrailage de la dalle de compression : CBA93 article (B.6.8.4.2.3)

➤ Barres perpendiculaire(⊥) aux poutrelles :

50 cm ≤ entre axe entre les poutrelles $l_0 = 65 \text{ cm} \leq 80 \text{ cm}$, donc : $A_{\perp} = \frac{4l_0}{f_e}$

✓ $l_0 = 65 \text{ cm}$.

✓ $f_e = 235 \text{ MPa}$. Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »).

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 20 \text{ cm}$$

➤ Barres parallèle (⊥) aux poutrelles : $A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} A_{\parallel} = \frac{1,106}{2} = 0,553 \text{ cm}^2/\text{ml. avec } S_t \leq 33 \text{ cm}$

On opte pour un treillis soudé $\phi_6(150 \times 150) \text{ mm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\perp} = 5\phi_6/\text{ml} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml.} \\ A_{\parallel} = 4\phi_6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 20 \text{ cm} \leq 20 \text{ cm.} \\ S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Donc on adopte un treillis soudé de mailles $(150 \times 150) \text{ mm}^2$

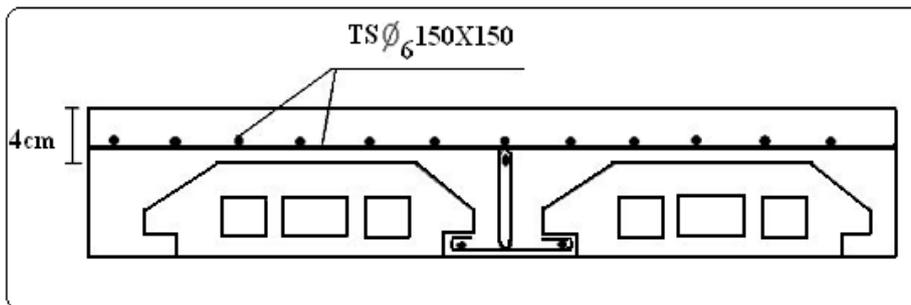


Figure II.1.1.30:
Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.1.2 Etude des planchers à dalle pleine :

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnerés) ou ponctuels (poteaux).

On désigne par l_x la plus petite des portées et (e) par son épaisseur. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants.

Les portées L_x et L_y d'un panneau de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,4 \leq \frac{L_x}{L_y} = \rho \leq 1$ la dalle est considérée comme portant dans deux directions.
- Si $\rho \leq 0,4$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

➤ **Critère de résistance:**

- $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ pour une dalle sur deux appuis.
- $e \geq \frac{L_x}{20}$ pour une dalle sur un seul appui.
- $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ pour une dalle sur trois ou quatre appuis.

➤ **Coupe-feu:**

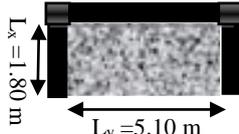
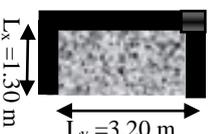
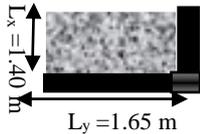
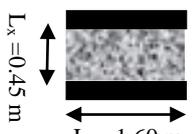
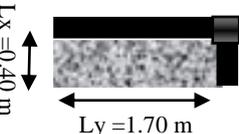
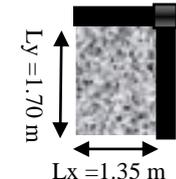
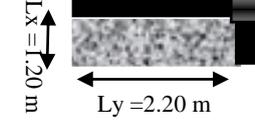
- $e \geq 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu. $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

➤ **Isolation phonique:**

Selon les règles techniques du CBA 93, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Notre projet comporte trois types de dalles (dalle sur 2, 3 et 4 appuis), leur prédimensionnement est résumé le tableau suivant :

Tableau II.1.2.1 : Pré dimensionnement de dalles pleines

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) Critère de résistance	e (cm) Critère de coupe-feu
 $L_x = 1.80 \text{ m}$ $L_y = 5.10 \text{ m}$	$\rho = \frac{1.80}{5.10} = 0.35 < 0.4$	$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ $5.14 \text{ cm} \leq e \leq 6 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 6 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_x = 1.30 \text{ m}$ $L_y = 3.20 \text{ m}$	$\rho = \frac{1.30}{3.20} = 0.41 > 0.4$	$\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ $2.60 \text{ cm} \leq e \leq 3.25 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 4 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_x = 1.40 \text{ m}$ $L_y = 1.65 \text{ m}$	$\rho = \frac{1.40}{1.65} = 0.85 > 0.4$	$e \leq \frac{L_x}{20}$ $\leq 7 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 7 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_x = 0.45 \text{ m}$ $L_y = 1.60 \text{ m}$	$\rho = \frac{0.45}{1.60} = 0.28 < 0.4$	$e \leq \frac{L_x}{20}$ $\leq 2.25 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 3 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_x = 0.40 \text{ m}$ $L_y = 1.70 \text{ m}$	$\rho = \frac{0.40}{1.70} = 0.23 < 0.4$	$e \leq \frac{L_x}{20}$ $\leq 2 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 2 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_y = 1.70 \text{ m}$ $L_x = 1.35 \text{ m}$	$\rho = \frac{1.35}{1.70} = 0.79 > 0.4$	$e \leq \frac{L_x}{20}$ $e \leq 3.37 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 4 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu
 $L_x = 1.20 \text{ m}$ $L_y = 2.20 \text{ m}$	$\rho = \frac{1.20}{2.20} = 0.54 > 0.4$	$e \leq \frac{L_x}{20}$ $\leq 6 \text{ cm}$ $\Rightarrow e = 6 \text{ cm}$	$e \geq 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe - feu

On voit bien que pour les dalles pleines c'est le critère de coupe-feu qui les détermine. On opte pour l'ensemble des dalles pleines une l'épaisseur de $e = 15 \text{ cm}$.

✓ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

Tableau II.1.2.2 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Dalle pleine, balcon	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.15	3.75	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					5.23	

✓ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.1.2.3. : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.30
	Lame d'air		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.88
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

II.1.2.1 Etude des dalles pleines :

- Données de différentes dalles

Tableau II.1.2.4: Données des différents types de dalle pleine

Types	L _x	L _y	ρ	ELU		ELS	
				μ _x	μ _y	μ _x	μ _y
D1	1.80	5.10	0.35	/	/	/	/
D2	1.30	3.20	0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
D3	1.40	1.65	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
D4	0.45	1.60	0.28	/	/	/	/
D5	0.40	1.70	0.23	/	/	/	/
D6	1.35	1.70	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
D7	1.20	2.20	0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050

II.1.2.2 : Exemple de calcul

- ❖ Dalle sur trois appuis DP1 (plancher courant 1) le plus défavorable :

Dalle sur 3 appuis, d'épaisseur 15cm < 0.4 ⇒ la dalle travaille dans un seul sens.

- G = 5.23 KN/m², Q = 3.5 KN/m².

L_x = 1.80 m.

- L_y = 5.10 m.

- ❖ Les moments :

q _u = 12.31 KN/ml
q _s = 8.73 KN/ml

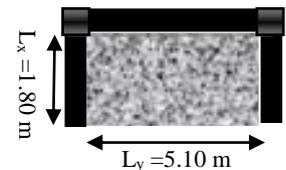


Figure II.1.2.: dalle D1

On a: $l_x = 1.80\text{ m} < \frac{l_y}{2} = 2.55\text{ m}$. Donc,
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{q l_x^2 l_y}{2} - \frac{2 q l_x^3}{3} \\ M_0^y = \frac{q l_x^3}{6} \end{cases}$$

ELU
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{12.31 \times 1.8^2 \times 5.10}{2} - \frac{2 \times 12.31 \times 1.8^3}{3} = 53.85\text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{12.31 \times 1.8^3}{6} = 11.97\text{ KN.m} \end{cases}$$

ELS
$$\begin{cases} M_0^x = \frac{8.73 \times 1.8^2 \times 5.10}{2} - \frac{2 \times 8.73 \times 1.8^3}{3} = 38.19\text{ KN.m} \\ M_0^y = \frac{8.73 \times 1.8^3}{6} = 8.49\text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_0^x \\ M_t^y = 0.85 \times M_0^y \end{cases} \quad \text{ELU} \begin{cases} M_t^x = 45.77\text{ KN.m} \\ M_t^y = 10.17\text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{ELS} \begin{cases} M_t^x = 32.46\text{ KN.m} \\ M_t^y = 7.21\text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis :

$$M_a^x = M_a^y = \begin{cases} -0.3 M_0^x, & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 M_0^x, & \text{appuis intermédiaire.} \end{cases}$$

• Appuis de rive :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -16.15 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -11.46 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Appuis intermédiaires :

$$\begin{cases} ELU : M_a^x = M_a^y = -26.92 \text{ KN.m} \\ ELS : M_a^x = M_a^y = -19.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} \Rightarrow V_u = 11.08 \text{ KN.m}$

Tableau II.1.2.5 : Récapitulation des sollicitations sur les panneaux portant dans deux sens :

Dalle	Cas	GKn/m ²	QKn/m ²	Combinaison	q KN/m ²	l _x m	l _y m	M ₀ ^x Kn/m	M ₀ ^y Kn/m	M _t ^x Kn/m travée	M _t ^y Kn/m travée	-0.3M ₀ ^x Kn/m appuis	-0.5M ₀ ^y Kn/m appuis	V _U Kn.m
commercial D1	Travail dans un seul sens	5.23	5	ELU	14.56	1.80	5.10	63.69	14.15	54.13	12.03	-19.11	-31.84	13.10
				ELS	10.23			44.75	9.94	38.03	8.45	-13.42	-22.37	
courants D1	Travail dans un seul sens	5.23	3.5	ELU	12.31	1.80	5.10	53.85	11.97	45.77	10.17	-16.15	-26.92	11.08
				ELS	8.73			38.19	8.49	32.46	7.21	-11.46	-19.09	
courant D2	Travail dans un deux sens	5.23	3.5	ELU	12.31	1.30	3.20	2.26	0.57	1.92	0.48	-0.68	-1.13	5.33
				ELS	8.73			1.64	0.48	1.39	0.41	-0.49	-0.82	
commercial D3	Travail dans un deux sens	5.23	5	ELU	14.56	1.40	1.65	1.44	0.99	1.23	0.84	-0.43	-0.72	6.79
				ELS	10.23			1.15	0.90	0.98	0.77	-0.35	-0.58	
commercial D4	Travail dans un seul sens	5.23	5	ELU	14.56	0.45	1.60	1.47	0.22	0.12	0.24	-0.44	-0.74	0.33
				ELS	10.23			1.04	0.16	0.88	0.13	-0.31	-0.52	
courants D5	Travail dans un seul sens	5.23	3.5	ELU	12.31	0.40	1.70	1.15	0.13	0.98	0.11	-0.34	-0.57	2.46
				ELS	8.73			0.81	0.09	0.69	0.08	-0.24	-0.41	
D6 courant	Travail dans un deux sens	5.23	3.5	ELU	12.31	1.35	1.70	1.29	0.74	1.09	0.63	-0.39	-0.64	5.54
				ELS	8.73			1.02	0.71	0.86	0.60	-0.31	-0.51	
D7	Travail dans un deux sens	5.23	1	ELU	8.56	1.20	2.20	1.12	0.28	0.95	0.24	-0.34	-0.55	3.42
				ELS	6.23			0.84	0.35	0.71	0.30	-0.25	-0.42	

II.1.2.3. Ferrailage des différentes dalles :

La dalle est calculée comme une section rectangulaire de 1m×e soumise à la flexion simple, les résultats obtenus sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau II.1.2.6 : panneau D1 plancher commercial									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,2446	0,3566	0,1072	14,52	1,2	10HA14=15,39	Condition vérifiée	33	10
yy	0,0543	0,0699	0,1215	2,85	0	7HA8=3,52	Condition vérifiée	45	15
En appuis									
xx-yy	0,0863	0,113	0,1193	4,60		7HA10=5,50	Condition vérifiée		15

Tableau II.1.2.7 : panneau D1 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,2068	0,292	0,110	11,92	1,2	9HA14=13,85	Condition vérifiée	33	12
yy	0,0459	0,058	0,122	2,40	0	7HA8=3,52	Condition vérifiée	45	15
En appuis									
xx-yy	0,073	0,094	0,120	3,86		7HA10=5,50	Condition vérifiée		15

Tableau II.1.2.13 : panneau D2 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,0087	0,010	0,124	0,44	1,56	5HA8=2,51	Condition vérifiée	33	20
yy	0,0022	0,0027	0,124	0,11	0	5HA8=2,51	Condition vérifiée	45	20
En appuis									
xx-yy	0,0031	0,003	0,124	0,16		5HA8=2,51	Condition vérifiée		20

Tableau II.1.2.14 : panneau D3 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,2068	0,292	0,110	11,92	1,2	9HA14=13,85	Condition vérifiée	33	12
yy	0,0459	0,058	0,122	2,40	0	5HA10=3,93	Condition vérifiée	45	20
En appuis									
xx-yy	0,073	0,094	0,120	3,86		5HA10=3,93	Condition vérifiée		20

Tableau II.1.2.15 : panneau D4 plancher commercial									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,0006	0,0007	0,125	0,03	1,51	5HA8=2,51	Condition vérifiée	33	20
yy								45	20
En appuis									
xx-yy	0,0011	0,0014	0,124	0,06	5HA8=2,51		Condition vérifiée		20

Tableau II.1.2.16 : panneau D5 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,004	0,005	0,124	0,23	1,2	5HA8=2,51	Condition vérifiée	33	20
yy	0,0005	0,006	0,125	0,03	0	5HA8=2,51	Condition vérifiée	45	20
En appuis									
xx-yy	0,001	0,001	0,124	0,08	5HA8=2,51		Condition vérifiée		20

Tableau II.1.2.17: panneau D6 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,0049	0,006	0,124	0,25	1,32	5HA8=2,51	Condition vérifiée	33	20
yy	0,0029	0,003	0,124	0,15	0	5HA8=2,51	Condition vérifiée	45	20
En appuis									
xx-yy	0,001	0,002	0,124	0,09	5HA8=2,51		Condition vérifiée		20

Tableau II.1.2.18 : panneau D7 planchers courants									
En travée									
Sens	μ_{bu}	α	Z(m)	ACal(cm ² /ml)	Amin (cm ² /ml)	Adoptée (cm ²)	Condition de non fragilité	St// ≤ (cm)	St (cm)
xx	0,0043	0,005	0,124	0,22	1,2	5HA8=2,51	Condition vérifiée	33	20
yy	0,0011	0,001	0,124	0,05	0	5HA8=2,51	Condition vérifiée	45	20
En appuis									
xx-yy	0,0015	0,001	0,124	0,08	5HA8=2,51		Condition vérifiée		20

II.1.2.4. Armature dues à l'effort tranchant :

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, aucune armature transversale n'est nécessaire dans la dalle.

- ① La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.
- ② $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

II.1.2.5. Vérification des contraintes : $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{array} \right.$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.
 $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2 \cdot \frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$, on aura "y".

Tableau II.1.2.19 : Vérification des contraintes et les armatures dues à l'effort tranchant

sens	En travée				Effort tranchant	
	Y (m)	I (m ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)	Obs	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ (MPa)	Obs
D1	x-x	0,0582	17,9 10 ⁻⁵	12,37<15	0.10<1.25 0.08<1.25	Vérifiée
	y-y	0,031	5,66 10 ⁻⁵	4.70<15		
	En appuis					
	x-x	0,031	5,65 10 ⁻⁵	5,07 <15		
	y-y					
D2	En travée				0.12<1.25	Vérifiée
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,52<15		
	y-y	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,06<15		
	En appuis					
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,18<15		
	y-y					
D3	En travée				0.06<1.25	Vérifiée
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,80<15		
	y-y	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,52<15		
	En appuis					
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,28<15		
	y-y					
D4	En travée				0.03<1.25	Vérifiée
	x-x	0,026	3,09 10 ⁻⁵	1,31<15		
	y-y	0,026	3,09 10 ⁻⁵	1,81<15		
	En appuis					
	x-x	0,026	3,09 10 ⁻⁵	0,64<15		
	y-y					
D5	En travée				0.02<1.25	Vérifiée
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,52<15		
	y-y	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,06<15		
	En appuis					
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,18<15		
	y-y					
D6	En travée				0.06<1.25	Vérifiée
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,80<15		
	y-y	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,52<15		
	En appuis					
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,28<15		
	y-y					
D7	En travée				0.05<1.25	Vérifiée
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,52<15		
	y-y	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,06<15		
	En appuis					
	x-x	0,023	2,35 10 ⁻⁵	0,18<15		
	y-y					

① Toutes les dalles sont coulées sans reprise de bétonnage.

Commentaire : Aucune armature transversale n'est nécessaire dans les dalles.

II.1.2.6 Vérification de l'état limite de déformation :

Si les deux conditions sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

① $e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^{xy}}{20 \times M_0^{xy}} \right) L_{xy} \right]$ ② $A_t^{xy} \leq \frac{2 \times b \times d_{xy}}{f_e}$

La 1ere condition

	L (m)	$\frac{3}{80} L (m)$	$\frac{M_t}{20 \times M_0} L (m)$	Max (cm)	e (cm)	OBS	
D1	L _x	1.80	0.0675	0.06375	6.375	15	Vérifiée
	L _y	5.10	0.1913	0.21675	21.67	15	Non Vérifiée
D2	L _x	1.30	0.0488	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	3.20	0.1200	0.07225	7.22	15	Vérifiée
D3	L _x	1.40	0.0525	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	1.65	0.0619	0.07225	7.22	15	Vérifiée
D4	L _x	0.45	0.0169	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	1.60	0.0600	0.07225	7.22	15	Vérifiée
D5	L _x	0.40	0.0150	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	1.70	0.0638	0.07225	7.22	15	Vérifiée
D6	L _x	1.35	0.0506	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	1.70	0.0638	0.07225	7.22	15	Vérifiée
D7	L _x	1.20	0.0450	0.057375	5.73	15	Vérifiée
	L _y	2.20	0.0825	0.07225	7.22	15	Vérifiée

La 2eme condition : $b=1 m$; $f_e=400Mpa$; $d=h-c$, $c=2.5 cm$.

	Sens	h (cm)	$A_t (cm^2)$	$\frac{2 \times b \times d}{f_e} (cm^2)$	OBS
D1	x	15	15.39/13.85	6.25	Non Vérifiée
	y	15	3.52	6.25	Vérifiée
D2	x	15	2.51	6.25	Vérifiée
	y	15	2.51	6.25	Vérifiée
D3	x	15	13.85	6.25	Non Vérifiée
	y	15	3.93	6.25	Vérifiée
D4	x	15	2.51	6.25	Vérifiée
	y	15	2.51	6.25	Vérifiée
D5	x	15	2.51	6.25	Vérifiée
	y	15	2.51	6.25	Vérifiée
D6	x	15	2.51	6.25	Vérifiée
	y	15	2.51	6.25	Vérifiée
D7	x	15	2.51	6.25	Vérifiée
	y	15	2.51	6.25	Vérifiée

Conclusion : Il faut vérifier la flèche pour les dalles qui ne sont pas vérifiées

➤ Exemple panneau D1

Panneau D1 : ($\parallel L_y$) On a :

$$f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 cm + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases}$$

$\Delta f \leq f_{admissible}$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

- ✓ f_{pi} La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$j = (G_{plancher}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{cloison}) = 6.44 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 6.44 + 3.5 = 9.94 \text{ KN/m}^2.$$

Moment correspondant à j :

$$SI (L_x \leq \frac{L_y}{2}) \rightarrow ; 0.85 \times ((0.5 \times j \times L_x^2 \times L_y) - (2 \times j \times \frac{L_x^3}{3})) ; \text{Sinon } (0.85 \times j \times L_y^3 / 24)$$

❖ **Evaluation des moments :**

Moment correspondant à j	$0.85 \times ((0.5 \times j \times L_x^2 \times L_y) - (2 \times j \times \frac{L_x^3}{3}))$	$M_j = 15.5 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à g	$0.85 \times ((0.5 \times g \times L_x^2 \times L_y) - (2 \times g \times \frac{L_x^3}{3}))$	$M_g = 19.09 \text{ KN.m}$
Moment correspondant à p	$0.85 \times ((0.5 \times p \times L_x^2 \times L_y) - (2 \times p \times \frac{L_x^3}{3}))$	$M_p = 29.46 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul des moments d'inerties :**

$$y_G = \frac{\sum A_i y_{Gi}}{\sum A_i} y_G = 0.0494 \text{ m}. I = 0.0001366 \text{ m}^4$$

❖ **Calcul des contraintes :**

Contrainte correspondant à q_j	$\frac{15 \times M_j (d - y)}{I}$	$\sigma_j = 132.52 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_g	$\frac{15 \times M_g (d - y)}{I}$	$\sigma_g = 163.18 \text{ MPa}$
Contrainte correspondant à q_p	$\frac{15 \times M_p (d - y)}{I}$	$\sigma_p = 251.87 \text{ MPa}$

❖ **Calcul des coefficients μ et λ :** $\mu = \max \left\{ 1 - \frac{0}{4 \times \rho \times \sigma + f_{t28}} \right\}$

❖

Pourcentage d'armatures tendues	$\rho = \frac{A_T}{b \times d}$	$\rho = 0.00862$
Coefficient correspondant à q_j	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right]$	$\mu_j = 132.52 \text{ MPa}$
Coefficient correspondant à q_g	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right]$	$\mu_g = 163.18 \text{ MPa}$
Coefficient correspondant à q_p	$1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right]$	$\mu_p = 251.87 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{5\rho}, \text{ instantanée} \\ \lambda_v = 2/5 \times \lambda_i, \text{ différée} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = 2.43 \\ \lambda_v = 0.97 \end{array} \right. \quad I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + (0.0015 \times A_x \times (\frac{h}{2} - c)^2) \quad I_0 = 0.00032 \text{ m}^4$$

❖ Calcul des moments d'inerties fictives :

Tableau II.1.2.23: Calcul des moments d'inerties fictives

I correspondant à j_i	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j}$	$I_{ji} = 1.69 \cdot 10^{-4} m^4$
I correspondant à j_v	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_j}$	$I_{ji} = 2.46 \cdot 10^{-4} m^4$
I correspondant à g_i	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g}$	$I_{gi} = 1.55 \cdot 10^{-4} m^4$
I correspondant à g_v	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$	$I_{gv} = 2.34 \cdot 10^{-4} m^4$
I correspondant à p_i	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p}$	$I_{pi} = 1.36 \cdot 10^{-4} m^4$
I correspondant à p_v	$\frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_p}$	$I_{pi} = 2.15 \cdot 10^{-4} m^4$

❖ Module de déformation longitudinale instantanée du béton :

$$E_i = 11000 \times f_{c28}^{\frac{1}{3}} E_i = 32164.20 \text{ MPA}$$

❖ Module de déformation longitudinale différée du béton :

$$E_v = \frac{E_i}{3} E_v = 10721.4 \text{ MPA}$$

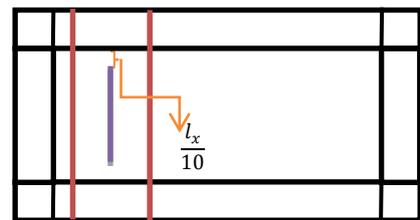
Tableau II.1.2.24: Vérification de la flèche

f_{gv}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{gv}}$	1.70 mm
f_{ji}	$\frac{M_j \times l^2}{10 \times E_i \times I_{ji}}$	0.64 mm
f_{pi}	$\frac{M_p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{pi}}$	1.50 mm
f_{gi}	$\frac{M_g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{gi}}$	0.85 mm
Δf	$f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$	1.71 mm
$f_{admissible}$	$\frac{l}{500}$	3 mm

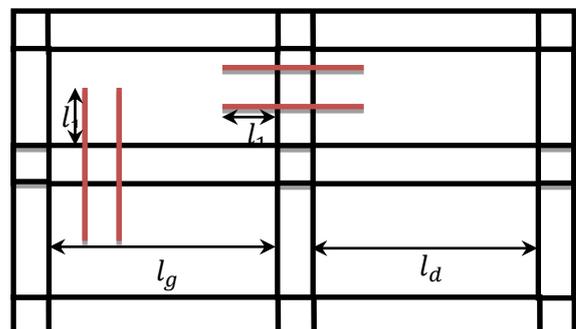
Commentaire : La flèche est vérifiée.

II.1.2.7 Recommandations de ferrailage des dalles :

- ✓ Les armatures de la partie inférieure de la dalle sont prolongées jusqu'aux appuis à raison d'une barre sur deux (une fois la même adhérence).



- ✓ Les aciers armant la partie supérieure de la dalle sont constitués de « chapeaux », de longueur « l ».



$$l_1 = \max \left\{ \begin{array}{l} \left(l_a, \frac{l}{4} \right), \text{Travée de rive.} \\ \left(l_a, \frac{l}{5} \right), \text{Travée intermédiaire.} \end{array} \right. , l = \max(l_g, l_d) \text{ de l'appui considéré.}$$

l_a : longueur d'ancrage $\begin{cases} 0.4 \times l_s, \text{acier HA} \\ 0.6 \times l_s, \text{acier RL} \end{cases}$ l_s : longueur de scellement droit $\begin{cases} 40 \phi, \text{acier HA} \\ 50 \phi, \text{acier RL} \end{cases}$

II.1.2.8 : Schémas de ferrailage de la dalle :

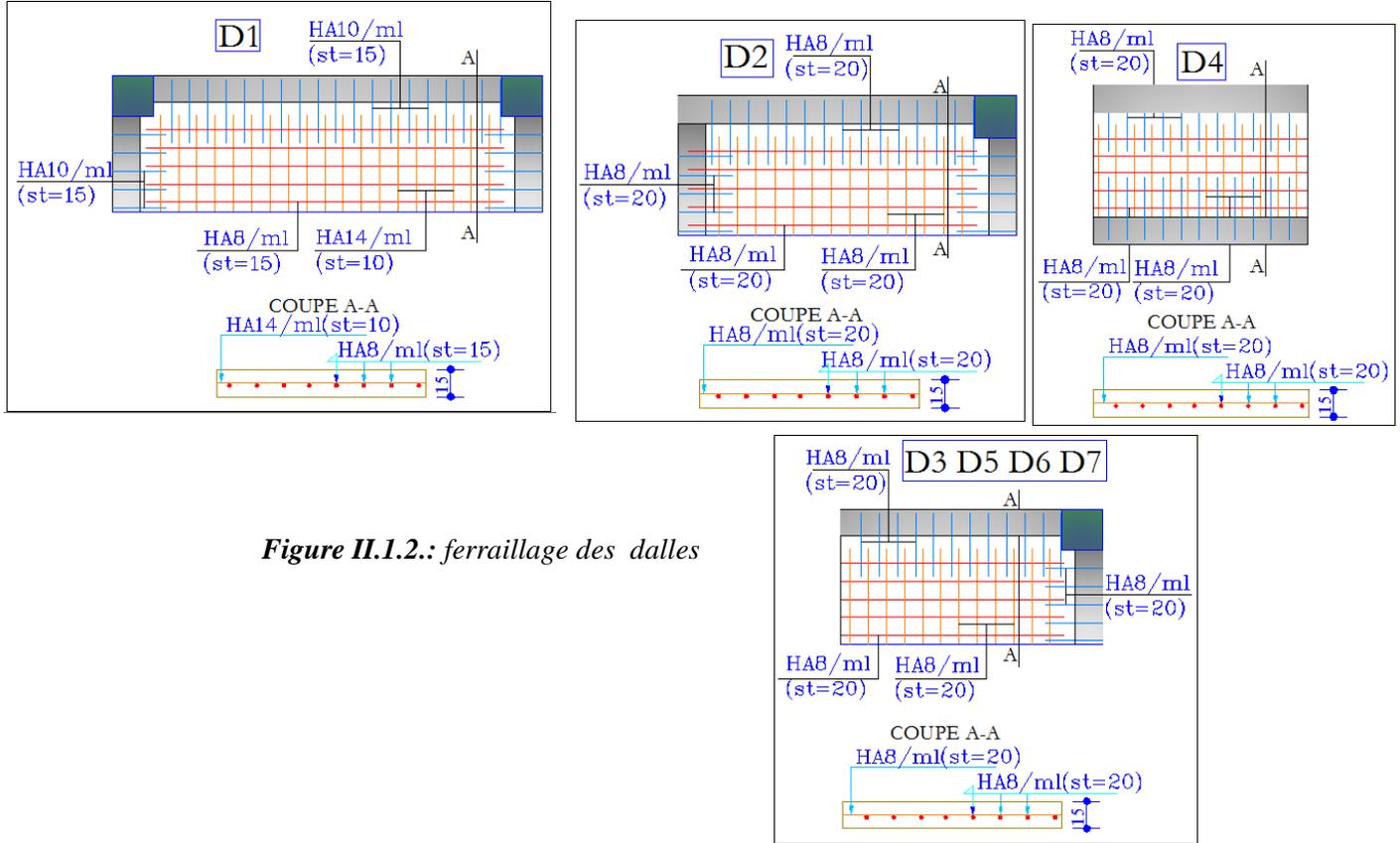


Figure II.1.2.: ferrailage des dalles

II.2. Prédimensionnement des poutres :

Le prédimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL et vérifié selon RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} \frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \\ 0,3 h \leq b \leq 0,5 h \end{cases} \quad \text{Selon BAEL 91}$$

Avec : L_{max} La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens considéré.

II.2.1 Poutre secondaire :

On a $L_{max} = (5.30 - 0.4) = 4.90$ m.

Donc, $\frac{490}{15} \leq h_s \leq \frac{490}{10} \Rightarrow 32.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 49 \text{ cm}$ $h = 40 \text{ cm}$

$0,3 \times 40 \leq b \leq 0,5 \times 40 \Rightarrow 12 \text{ cm} \leq b \leq 20 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ **Vérification des conditions du RPA : article 7.5.1**

- ✓ $\begin{cases} b_s \geq 20 \text{ cm}, \\ h_s \geq 30 \text{ cm}, \\ \frac{h_s}{b_s} \leq 4 \end{cases}$
- ✓ $\begin{cases} b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}, \text{ vérifiée.} \\ h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}, \text{ vérifiée} \\ \frac{h_s}{b_s} = 1.1428 < 4, \text{ vérifiée.} \end{cases}$

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.2.2 Poutre principale :

On a $L_{max} = (5.45 - 0.4) = 5.05 \text{ m}$, $\rightarrow \frac{505}{15} \leq h_p \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 50.5 \text{ cm}$ $h=45\text{cm}$
 $0,3 \times 45 \leq b \leq 0,5 \times 45 \Rightarrow 13.5 \text{ cm} \leq b \leq 22.5 \text{ cm}$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ **Vérification des conditions du RPA : article 7.5.1**

- ✓ $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- ✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$, vérifiée.

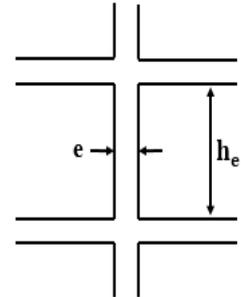
II.3Prédimensionnement des Voiles :

Élément de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe, doivent satisfaire les conditions RPA99 (Article 7.7.1) suivantes :

$e = \max(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm})$, h_e : hauteur libre du voile ($h_e = h_{\text{étage}} - e_{\text{poutre}}$), e = épaisseur du voile

- Pour tout les étages: $h_{\text{étage}} = 3,06 \text{ m}$, donc, $h_l = 2,66 \text{ m}$
 $\Rightarrow e \geq \frac{266}{20} \Rightarrow e \geq 13,3 \text{ cm}$. Alors, l'épaisseur est 20 cm
- Longueur minimale du voile : $L \geq 4 \cdot e = 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow L = 80\text{cm}$.

Le Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques – voiles



II.4. Pré dimensionnement des Escaliers :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une succession régulière de plans horizontaux permettant l'accès au différent niveau, c'est une structure isolée, elle peut être en béton armé, en acier ou en bois. Dans notre cas ils sont réalisés en béton coulé sur place et en bois

Dans notre projet contient trois types d'escaliers : Type 1 (entre sol) ; type 2 (RDC et étages) ; type 3 en bois (duplex).

- L_p : longueur du palier h : hauteur de la contremarche.
- L : longueur projetée de la volée. g : giron
- H : hauteur de la volée. L_v : longueur de la volée.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

- la hauteur h des contremarches est 17 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

-la formule empirique de BLONDEL : $58\text{cm} \leq 2h + g \leq 64\text{cm}$ Avec $g = \frac{L}{n-1}$, $h = \frac{H}{n}$

n : nombre de contre marches, $n-1$: nombre de marches.

En résolvant l'équation: $64n^2 - (64+2H+L)n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contre marches.

- Escalier type 1 Entre sol-RDC :
- Première volée :

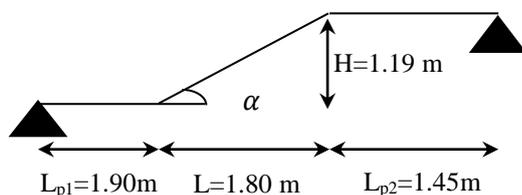


Figure II.4. Schéma statique de la volée 01

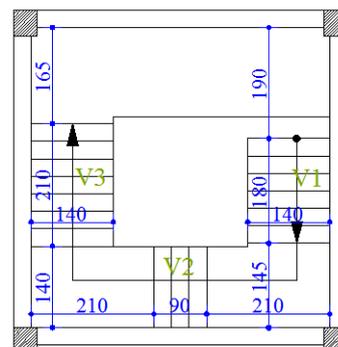


Figure II.4. Escalier type -1-

Epaisseur de la paillasse : $\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{pour 2 heures de coup feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2.15 \text{ m. } L' = L_v + L_{p1} + L_{p2} \Rightarrow$

$L' = 5.51 \text{ m. (L': longueur développée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$

$\Rightarrow \begin{cases} 18.35 \text{ cm} \leq e \leq 27.53 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{cases}$

Donc, l'épaisseur de la paillasse est : **e=20 cm**

$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ, \begin{cases} n = 7. \\ h = 17 \text{ cm.} \\ g = 30 \text{ cm.} \end{cases}$

▪ **Deuxième volée :**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée)

• **Epaisseur de la paillasse :** $e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{140}{20} = 7 \text{ cm}$

$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ pour deux heures de coup de feu On prend : **e = 20cm**

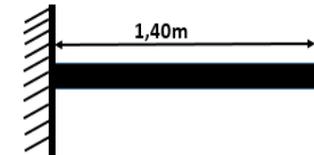


Figure II.4. : Schéma statique de la volée 02

• **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

$L = 90 \text{ cm, } H = 68 \text{ cm, } n = 4$: nombre de contre marches, $n-1 = 3$: nombre de marches
Donc la formule de BLONDEL est vérifiée

• **Calcul du giron (g) et la hauteur d'un contre marche (h)**

$g = \frac{90}{n-1} = 30 \text{ cm} \Rightarrow h = H/n = 68/4 = 17 \text{ cm, on prend: } g = 30 \text{ cm, } h = 17 \text{ cm}$

Donc la formule de BLONDEL est vérifiée.

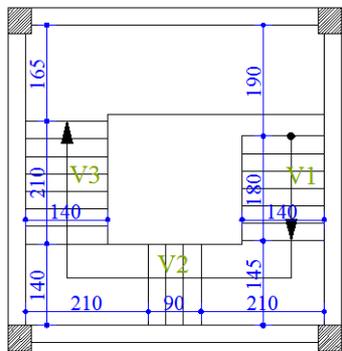


Figure II.4. Escalier type -1-

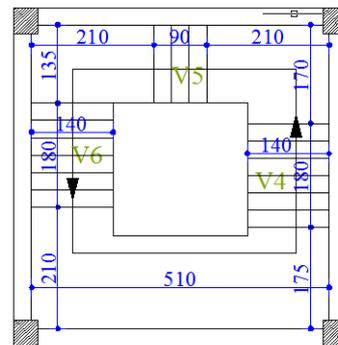


Figure II.4. Escalier type -2-

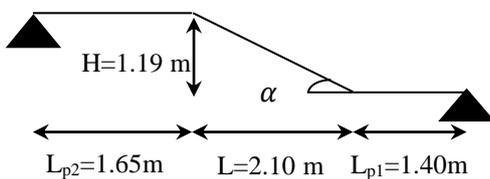


Figure II.4. Schéma statique de la volée 03

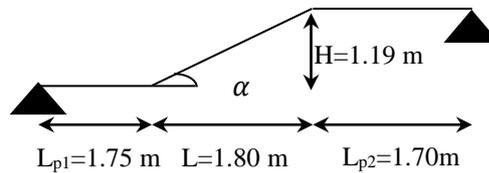


Figure II.4. Schéma statique de la volée 04

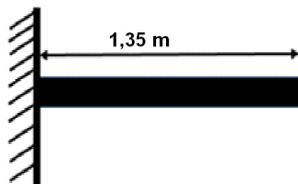


Figure II.4. Schéma statique de la volée 05

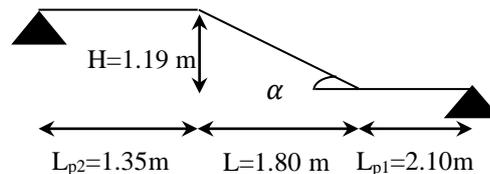


Figure II.4. Schéma statique de la volée 06

Tableau II.4.1. : Dimensionnement des escaliers (type -1- et -2-)

Escalier		L(m)	L _x (m)	H(m)	n	α°	e(m)	h(cm)	g(cm)
Type -1-	Volée 1	1.80	1.40	1.19	7	29.54	20	17	30
	Volée 2	0.90	1.40	0.68	4		20	17	30
	Volée 3	2.10	1.40	1.19	7	29.54	20	17	30
Type -2-	Volée 4	1.80	1.40	1.19	7	29.54	20	17	30
	Volée 5	0.90	1.40	0.68	4		20	17	30
	Volée 6	1.80	1.40	1.19	7	29.54	20	17	30

Donc, les charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers sont décrites dans les deux tableaux ci-dessous.

Tableau II.4.2 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.20	5	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02		
Total	/	/	6.2	

Tableau II.4.3: évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.20/cos(29.54°)	5.747	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(29.54°)	0.322	
Total		Epaisseur 20cm	9.25	

III.4.1 Ferrailage Escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.4.1.1 Etude escalier type 1(volée 3) :

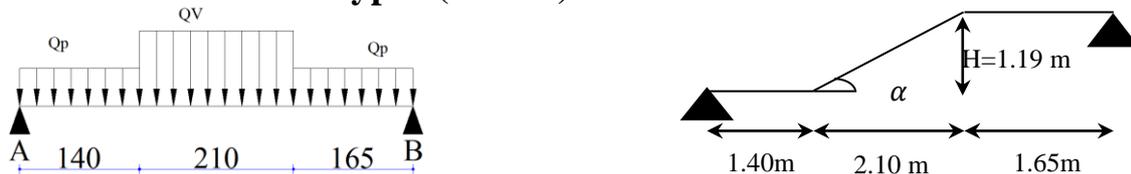


Figure II.4. Schéma statique de la volée -3-

Volée : $G_v = 9,25 \text{ KN/m}^2$, $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$; Palier : $G_p = 6,2 \text{ KN/m}^2$; $Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$

➤ Calcul du chargement qui revient sur l'escalier

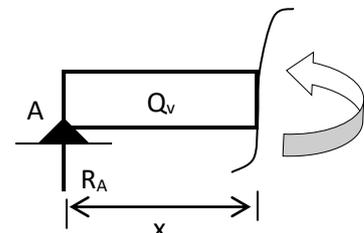
ELU $q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 16,24 \text{ KN/m}$
 $q_{up} = (1,35G_p + 1,5Q_p) \times 1 = 12,12 \text{ KN/m}$

ELS $q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 11,75 \text{ KN/m}$
 $q_{sp} = (G_p + Q_p) \times 1 = 8,70 \text{ KN/m}$

Calcul des réactions d'appuis

$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow R_B + R_A = Q_p \times 1,4 + Q_v \times 2,10 + Q_p \times 1,65$

$\sum M/A = 0 \Leftrightarrow M(x) = R_A \times x - Q_v \times x^2/2$



$R_B =$ ELU : 35.32KNm
ELS : 25.45KNm

$R_A =$ ELU : 35.74KNm
ELS : 25.76KNm

➤ **Calcul des sollicitations**

➤ La poutre étudiée est isostatique, donc le calcul des sollicitations va se faire par la méthode des sections (Méthode de la RDM).

• **Effort tranchant**

• $0 \leq x \leq 1.4$ m

$T_y(x) = 12,12 \times X - 35.74$

$T_y(0) = -35.74$ KN

$T_y(1.4) = -18.77$ KN

• $1.4 \text{ m} \leq x \leq 3.5$ m

$T_y(3.5) = 15.32$ KN

• $T_y(1.4) = -18.77$ KN

• $0 \leq x \leq 1.65$ m

$T_y(0) = 35.32$ KN

$T_y(1.65) = 15.32$ KN

• $0 \leq x \leq 1.4$ m

$M(x) = 35.74 \times X - 12,12 \times \frac{X^2}{2}$

$M(0) = 0$ KN.m

$M(1.4) = 38.16$ KN.m

• $1.4 \text{ m} \leq x \leq 3.5$ m

$M(3.5) = 41.78$ KN.m

$M(1.4) = 38.16$ KN.m

• $0 \leq x \leq 1.65$ m

$M(0) = 0$ KN.m

$M(1.65) = 41.78$ KN.m

• **Moment fléchissant**

• **Le moment max à 'X₀' tel que**

$T(x_0) = 0 \rightarrow X_0 = 2.55$ m $\rightarrow M(2.55) = 49.02$ KN.m

$M_{max} = 49.02$ KN.m **Donc on a :** $M^t = 0.75 \times M_{max} = 36.76$ KNm

$M^a = 0.5 \times M_{max} = 24.51$ KNm

Tableau II.4.4: Calcul des sollicitations dans l'escalier type 1 (volée 3)

Etats limites	M_0 (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	49.02	24.51	36.76	35.74
ELS	35.39	14.15	30.1	25.76

Tableau II.4.5: Ferrailage de l'escalier type 1 (volée 3)

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	36.76	0.0845	0.111	0.167	6.32	2.11	7HA12=7.92	15
En appuis	24.51	0.0563	0.073	0.17	4.15	2.11	7HA10=5.50	15

Selon l'article E. 8. 2. 41 du BAEL91 lorsque les charges appliquées ne comprennent pas des efforts concentrés les armatures de répartition sont aux moins égale à $\frac{A}{4}$ alors :

- En travée: A (répartition) $\geq \frac{A}{4} = \frac{7.92}{4} = 1.98$ cm² \rightarrow soit 4HA8=2.01 cm², espace: à $\frac{100}{4} = 25$ cm²
- En appuis: A (répartition) $\geq \frac{A}{4} = \frac{5.50}{4} = 1.37$ cm² \rightarrow soit 4HA8=2.01 cm², espace : à $\frac{100}{4} = 25$ cm²

• **Espacement des barres :** Armatures longitudinales : $S_t \leq \min(3 \times h ; 33)$ cm 33cm.

Armatures transversales : $S_t \leq \min(4 \times h ; 45)$ cm 45cm.

Soit : $S_t = 25$ cm < 33cmcondition vérifiée.

• **Vérification à l'ELU**

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0, 2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right\}, FPN \rightarrow \tau_u = \frac{35.74 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.204 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

♣ **État limite de compression du béton**

Tableau II.4.6: Vérification les contraintes dans l'escalier type 1(volée 3)

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
En travée	30.1	0.0002	0.0537	7.13	15	<u>vérifiée</u>
En appuis	14.15	0.0002	0.0461	3.84	15	

♣ - **Vérification de l'état limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

(a) $h \geq \max\left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_T}{10 \times M_0}\right) l\right], l \leq 8m.$ (b) $A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$

① (a) $\rightarrow h = 0.20 m < 0.085(1.4 + 2.10 + 1.65) = 0.43m.$

La condition n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

On a:
$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases}$$

$$\Delta f \leq f_{admissible}$$

- ✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$\begin{cases} j_p = 5 \text{ KN/m}^2 \\ g_p = 6.2 \text{ KN/m}^2 \\ p_p = 8.7 \text{ KN/m}^2 \end{cases}, \quad \begin{cases} j_v = 5.74 \text{ KN/m}^2 \\ g_v = 9.25 \text{ KN/m}^2 \\ p_v = 11.75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.4.7: Evaluation de la flèche dans la partie de l'escalier

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)
5.15	7.92	15.44	23.03	30.08	0.00022	0.0034
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	f _{gv} (mm)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
0.0536	21.79	14.89	12.44	2.42	2.556	5.155

$\Delta f < f_{adm}$ Donc la flèche est vérifiée.

II.4.1.2 Le palier intermédiaire

Dalle sur un seul appui (une console) ; L_x=1.40m

1. Évaluation des charges

G_p=6.2 KN/m²; Q=2.5 KN/m²

q_u=1.35×6.2+1.5×2.5=12.12 KN/m

P_u=1.35 (20×0.1×1)×1=2.7 KN (charge de garde corps)

2. Les sollicitations

$M_u^{max} = -P_u \times l - q_u \frac{l^2}{2} = -2.7 \times 1.4 - 12.12 \frac{1.4^2}{2} = -15.65 \text{ KN.m}; \quad V_u^{max} = P_u + q_u \times l = 19.66 \text{ KN}$

3. Ferrillage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

B=100 cm; h=20 cm; d=17.5 cm; f_{bu}=14.2 Mpa.

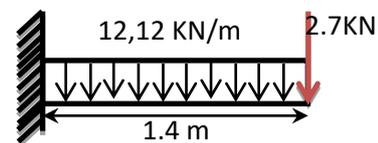


Figure II.4. Schéma statique de palier

Tableau II.4.8.: Le ferrailage du palier intermédiaire.

M KN.m	μ_{bu}	α	Z m	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	A_{opt} cm ² /ml	S_t cm	Ar cm ² /ml	Ar cm ² /ml
15.65	0.036	0.045	0.171	2.65	2.11	5HA10=3.93	20	$\frac{3.93}{3} = 1.31$	5HA8=2.51

$S_t \leq \text{Min}(3e; 33) \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

4. Vérification à l'ELU

- L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.66 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.175} = 0.1123 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \text{min}[0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa, FN}$$

Commentaire : pas de risque de rupture par cisaillement.

5. Vérification à l'ELS

- La contrainte dans le béton

$q_s = 6.2 + 2.5 = 8.7 \text{ KN/m}$

$P_s = 2 \text{ KN}, \quad M_s^{max} = -P_s l - q_s \times \frac{l^2}{2} = -11.32 \text{ KN.m}; \quad V_s^{max} = P_s + q_s \times l = 14.18 \text{ KN}$

Tableau II.4.9: Vérification de la contrainte dans le béton

M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Condition
11.32	0.000128	0.0399	3.51	15	<u>vérifiée</u>

État limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la

flèche: $\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h = 0.20 \text{ m} > 0.085(1.4) = 0.119m \\ \textcircled{2} A_t = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml} < 18.375 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$

Commentaire : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

➤ **Calcul des sollicitations et ferrailage pour d'autre type d'escalier :**

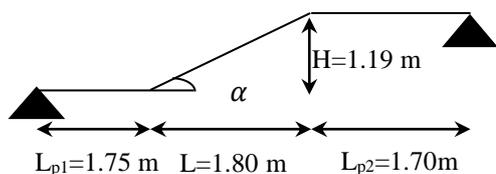


Figure II.4. Schéma statique de la volée 04

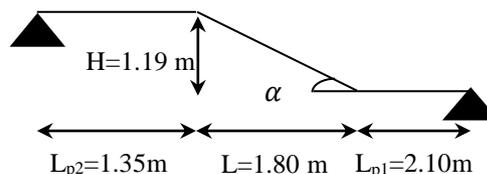


Figure II.4. Schéma statique de la volée 06

Tableau II.4.10 : Calcul des sollicitations dans la volée 04

Etats limites	M_0 (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	50.78	25.39	38.08	35.85
ELS	36.66	14.66	31.16	25.83

Tableau II.4.11: Calcul des sollicitations dans la volée 6

Etats limites	M_0 (KN.m)	M_a^{max} (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u (KN)
ELU	50.74	25.37	38.06	35.76
ELS	36.63	14.65	31.14	25.77

Tableau II.4.12 : Ferrailage de l'escalier VOLÉE 4

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{opt} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	38.08	0.0876	0.115	0.167	6.55	2.11	7HA12=7.92	15
En appuis	25.39	0.0583	0.075	0.170	4.3	2.11	7HA10=5.50	15

Tableau II.4.13: Ferrailage de la volée 6

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2/ml)$	$A_{min}(cm^2/ml)$	$A_{opt}(cm^2/ml)$	$S_t(cm)$
En travée	38.06	0.0875	0.115	0.167	6.55	2.11	7HA12=7.92	15
En appuis	25.37	0.0583	0.075	0.170	4.3	2.11	7HA10=5.50	15

♣ État limite de compression du béton

Tableau II.4.14: Vérification les contraintes dans la volée 4

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Condition
En travée	31.16	0.0002	0.0537	7.38	15	Vérifiée
En appuis	14.66	0.0002	0.0461	3.98	15	

Tableau II.4.15: Vérification les contraintes dans la volée 6

Position	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Condition
En travée	31.14	0.0002	0.0537	7.38	15	Vérifiée
En appuis	14.65	0.0002	0.0461	3.84	15	

♣ - Vérification de l'état limite de déformation

Tableau II.4.16 : Evaluation de la flèche dans la partie de la volée 4

L (m)	$A_s (cm^2)$	$M_{jser}(KN.m)$	$M_{gser}(KN.m)$	$M_{pser}(KN.m)$	I (cm ⁴)	$I_0 (cm^4)$
5.25	7.92	16.02	23.84	31.16	0.00022	0.0034
Y (cm)	$I_{fji} (cm^4)$	$I_{fgi} (cm^4)$	$I_{fpi} (cm^4)$	$f_{gv} (mm)$	$\Delta f (mm)$	$f_{adm} (mm)$
0.0536	20.9	14.5	12.2	2.64	2.773	5.255

Tableau II.4.17: Evaluation de la flèche dans la partie de la volée 6

L (m)	$A_s (cm^2)$	$M_{jser}(KN.m)$	$M_{gser}(KN.m)$	$M_{pser}(KN.m)$	I (cm ⁴)	$I_0 (cm^4)$
5.25	7.92	16.01	23.82	31.14	0.00022	0.0034
Y (cm)	$I_{fji} (cm^4)$	$I_{fgi} (cm^4)$	$I_{fpi} (cm^4)$	$f_{gv} (mm)$	$\Delta f (mm)$	$f_{adm} (mm)$
0.0536	20.9	14.5	12.2	2.64	2.770	5.255

$\Delta f < f_{adm}$ Donc la flèche est vérifiée.

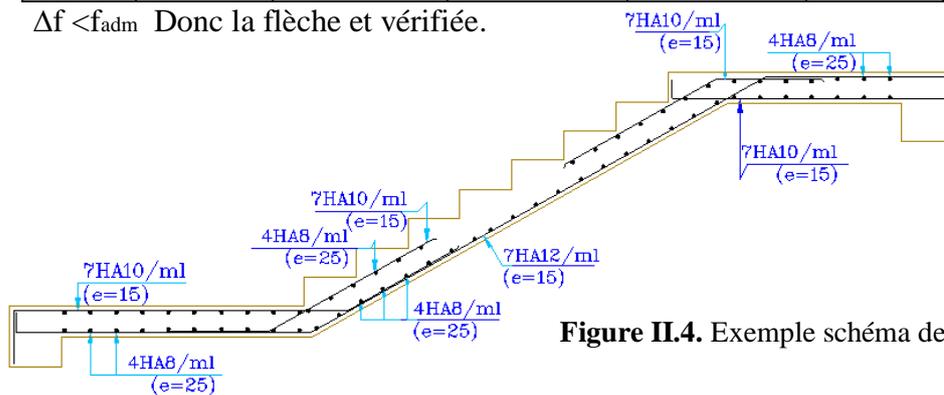


Figure II.4. Exemple schéma de ferrailage escalier

II.5. Poutre brisée

Elle est calculée à la flexion simple et à la torsion

II.5.1. Dimensionnement :

1- Selon la condition de rigidité :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad L = 2.10 + \frac{0.9}{\cos 29.54} + 2.10 = 5.23m$$

$$\rightarrow \frac{523}{15} \leq h \leq \frac{523}{10} \Rightarrow 34.89 \text{ cm} \leq h \leq 52.3 \text{ cm} \quad \text{Alors, } \begin{cases} h = 45 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003 :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \end{cases} \quad \text{Vérifiée}$$

brisée

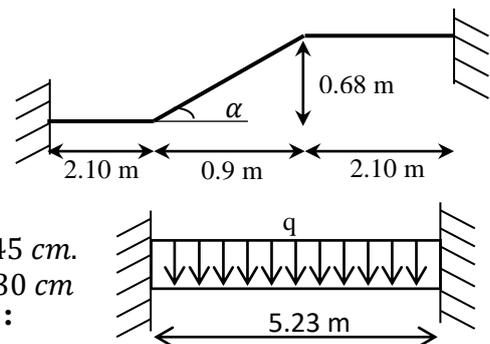


Figure II.5.1 Schéma poutres

II.5.2. Calcul de la poutre brisée :

• **Charge revenant à la poutre brisée :**

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_{p.b} = \frac{0.45 \times 0.30 \times 25}{\cos 29.54} = 3.88 \text{ KN/ml}$.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie : $G_{mur} = 2.8 \times 1.53 = 4.284 \text{ KN/ml}$
- ✓ Réactions : La charge transmise par l'escalier est la réaction d'appui au point B (Voir Figure II.4).

{ ELU: 35.32 KN/ml.
 { ELS: 25.45 KN/ml. Alors :

{ $q_u = 1.35 \times g_0 + G_{mur} + R_{Bu} = (1.35 \times 3.88) + 4.284 + 35.32 = 44.84 \text{ KN/ml}$.
 { $q_s = g_0 + R_{bs} = 3.88 + 4.284 + 25.45 = 33.61 \text{ KN/ml}$.

• **Sollicitations :**

$$M_{tu} = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{44.84 \times 5.23^2}{24} = 51.10 \text{ KN.m} \quad M_{ts} = \frac{33.61 \times 5.23^2}{24} = 33.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{44.84 \times 5.23^2}{12} = -92.45 \text{ KN.m} \quad M_{as} = \frac{33.61 \times 5.23^2}{12} = -66.85 \text{ KN.m}$$

$$V^{max} = \frac{q_u \times l}{2} = 106.06 \text{ KN}$$

Tableau II.5.1: Sollicitations sur la poutre brisée

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	46.22	0.0602	0.0776	0.4117	3.22	1.53	Vérifiée
En appuis	92.45	0.120	0.1608	0.397	6.68	1.53	Vérifiée

- **Armature Transversale :** soit un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.
 $St \leq \min(0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq 38.25 \text{ cm} \dots\dots$ Vérifiée.

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} / \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = 0.831 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}, \text{FPN}$$

Condition vérifiée.

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{max} \leq 0.267 \times a \times b \times f_{c28}, \quad a = 0.9 \times d \Rightarrow V^{max} = 106.06 \text{ KN} \leq 765 \text{ KN}.$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

➤ **Ferraillage à la torsion :**

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), e = b/6. \text{ Donc, } e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 1000 \text{ cm}^2.$$

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 130 \text{ cm}.$$

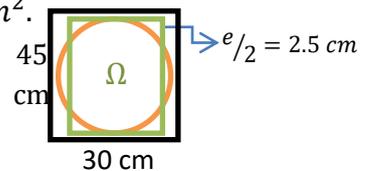


Figure II.5.2: Section considérée dans le calcul de torsion

- ✓ Le moment de torsion à prendre est le moment à l'encastrement de l'escalier (Type 1).

Donc $M_{tor} = 24.51 \text{ KN.m}$

➤ **Armature longitudinale et transversale :** $\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega}$

➤ **Armature longitudinale :** $A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.51 \times 10^{-3} \times 130 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 400}$
 $A_l = 4.58 \text{ cm}^2$

➤ **Armature transversale :**

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{24.51 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 400} \quad A_t = 0.52 \text{ cm}^2$$

- **Contrainte de cisaillement :** $\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{24.51 \times 10^{-3}}{2 \times 1000 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}} = 2.45 \text{ MPa}$

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Moment (KN.m)	Flexion simple		Torsion	A _{total}		A _{opté}	
	Travée	Appuis		Travée	Appuis	Travée	Appuis
		46.22	92.45				
Armature longitudinale (cm ²)	3.22	6.68	4.58	3.22 + $\frac{4.58}{2}$ =5.51	6.68 + $\frac{4.58}{2}$ =8.97	3HA14 +2HA12 =6.88	3HA14 +3HA14 =9.24
Armature transversale (cm ²)	0.45		0.52	0.45+0.52 = 0.97		4φ ₈ = 2.01cm ² (cadre + etrier)φ ₈ S _t = 15 cm	
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.831		2.45				

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 6.75 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 6.88 + 9.24 = 16.12 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant :**

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 1.811 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}.$$

Vérifiée

- **Vérification des contraintes :**

position	M _{ser} (KN.m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Condition vérifiée
En travée	33.42	0.0002	0.0537	7.13	15	
En appuis	66.85	0.0002	0.0461	3.84	15	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche

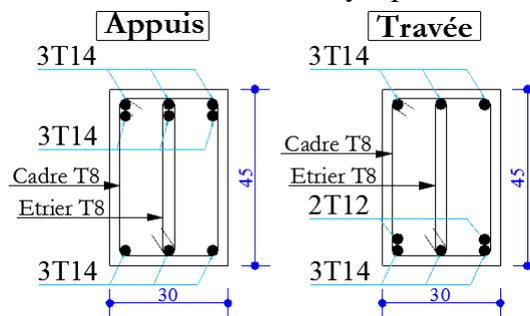


Figure II.5. Schéma de ferrailage de la poutre brisée

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m \rightarrow \textcircled{1} h = 0.45 \text{ m} > 0.085(5.23) = 0.44m. \\ \textcircled{2} \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \rightarrow \textcircled{2} A_t = 6.88 \text{ cm}^2 < 13.38 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier

II.6. Poutre de chaînage :

Les poutres de chaînage sont des poutres continues en béton armé, elles ceinturent les façades à chaque étage au niveau des planchers, ainsi qu'au couronnement des murs qui sont reliés au droit de chaque refend.

Le chaînage travaille comme une poutre horizontale ou verticale, il doit régner sur toute l'épaisseur du mur. Il a pour but :

- ✓ Liaison horizontale des murs et poteaux pour éviter :
 - Un effort de traction due à la dilatation de la terrasse.
 - Le mouvement d'un immeuble sous l'effet d'un tassement du sol ou charges appliquées.
- ✓ Rigidité longitudinale pour tenir compte des risques de fissurations.

II.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- Hauteur minimale $h \geq 15$ cm.
- Largeur minimale $b \geq 2/3$ de l'épaisseur du mur.

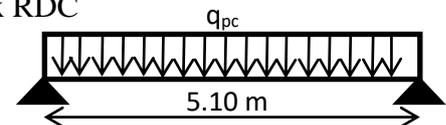
On opte : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.6.2. Sollicitations :

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte et le poids du plancher à corps creux. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis.

La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L=5.10$ m aux RDC

- ✓ $G_{p.c} = 25 \times 0.3 \times 0.40 = 3 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{mur} = 2.93 (3.06 - 0.4) = 7.79 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $G_{plancher} = 5.73 \times \frac{0.65}{2} = 1.85 \text{ KN/ml}$.
- ✓ $Q = 2.5 \text{ KN/ml}$



$$ELU \begin{cases} q_u = 1.35(G_{p.c} + G_{mur} + G_{plancher}) + 1.5 Q = 20.81 \text{ KN/ml} \\ M_u = q_u \times l^2 / 8 = 67.68 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \times l / 2 = 53.06 \text{ KN} \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} q_s = G_{p.c} + G_{mur} + G_{plancher} + Q = 15.14 \text{ KN/ml} \\ M_s = q_s \times l^2 / 8 = 49.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Correction des moments : on a 3 travées continues de chaînages: avec la méthode de Caquot

$$Travée \begin{cases} M_T^u = 38.79 \text{ KN.m} \\ M_T^s = 28.22 \text{ KN.m} \end{cases}, \text{ Appuis } \begin{cases} M_a^u = 49.91 \text{ KN.m} \\ M_a^s = 36.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

II.6.3. Ferrailage :

Tableau II.6.1 : Ferrailage de la poutre de chaînage

	M^u (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	$A_{choisie}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)
Travée	38.79	0.0649	0.0839	0.3624	3.08	3HA14 = 4.62	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.36$
Appuis	- 49.91	0.0835	0.1092	0.3586	4	2HA16+1HA14 = 5.56	$0.23bd f_{t28}/f_e = 1.36$

II.6.4. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.471 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.1f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}, FN$$

II.6.5. Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1 \text{ cadre } \phi_8 + 1 \text{ étrier } \phi_8 = 4\phi_8 = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$\textcircled{1} 1) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b} = 0.67 \text{ m.} \quad \textcircled{2} 2) S_t \leq \min[0.9d, 40 \text{ cm}] = 0.3375 \text{ m.}$$

$$\textcircled{33} S_t \leq \frac{0.8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)A_t}{b(\tau_u - 0.3 \times k \times f_{t28})}; k = 1, \text{ car } \begin{cases} FN \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

III.6.6. Vérification des contraintes :

Tableau II.6.2: Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	M^s (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Travée	28.22	0.1105	6.197 10 ⁻⁴	5.03	15	180.63	201.63
Appuis	- 36.30	0.1192	7.15 10 ⁻⁴	6.05	15	194.74	201.63

➤ RPA 99/2003: $A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 6 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a$ Vérifiée

III.6.7. Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n’y a pas lieu de vérifier la flèche

$$\begin{cases} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases} \text{ toute les condiotn sont verifiée}$$

Note : Il n’y a pas lieu de vérifier la flèche.

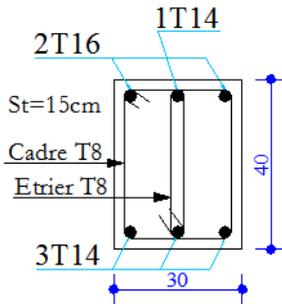


Figure II.6. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

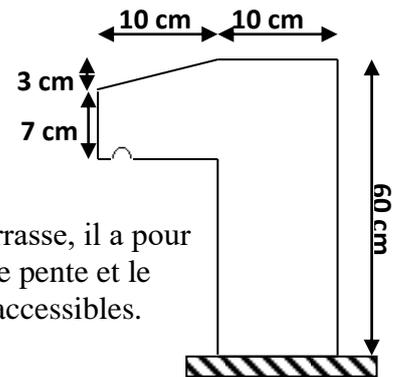


Figure II.7.1.: Acrotère

II.7. Prédimensionnement acrotère :

L’acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d’empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu’un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles. Les charges revenant à l’acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau II.7.1 : Charge permanente et surcharge d’exploitation revenant à l’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.36	2.085	1

II.7. 1 Étude de l’acrotère

L’acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l’infiltration des eaux pluviales. Il sert à l’accrochage du matériel des travaux d’entretien des bâtiments.

II.7.2. Hypothèses de calcul :

- L’acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

II.7.3. Évaluation des charges et surcharges :

➤ **Verticales :**

Tableau II.7.2. : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03x0.6x 20 = 0.36	2.085	1

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$ D'après le **RPA99**, F_p : Une force horizontale due au séisme.

✓ **A :** Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p :** Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

✓ **W_p :** poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :
 - Groupe d'usage 2.
 - Zone II_a (Bejaia).
 $\left\{ \begin{array}{l} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,085 \text{ KN/ml.} \end{array} \right.$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,085 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100x10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

II.7.4. Calcul des sollicitations :

A. **Calcul du centre de pression :** $x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}$, $y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$, $\sum A_i = S$

$$x_c = \frac{0,6 \times 0,1 \times \left(\frac{0,1}{2}\right) + 0,07 \times 0,1 \times \left(0,1 \times \frac{0,1}{2}\right) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times \left(0,1 + \frac{0,1}{3}\right)}{0,069} \quad \left\{ \begin{array}{l} X_c = 0,0616 \text{ m.} \\ Y_c = 0,327 \text{ m} \end{array} \right.$$

B. **Moment engendré par les efforts normaux :**

$N_G = 2,085 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0.$

$Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$

$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times y_c = 1 \times 0,327 \Rightarrow M_{Fp} = 0,327 \text{ KN.m.}$

Tableau II.7.3. Différentes combinaisons à utiliser

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _p	1,35xG + 1,5xQ	G+Q
N (KN)	2.085	2,81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

II.7.5. Calcul de l'excentricité :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \frac{H}{6} = 0.016 \text{ m} \end{array} \right\} e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

$e_2 = e_1 + e_a$; tel que e_a : Excentricité additionnelle

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle).

$e_a = \max \left(2\text{cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2\text{cm} ; \frac{60}{250} \right) = 2 \text{ cm}$ d'où : $e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46 \text{ cm}$ Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre

due à la déformation. $e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \emptyset)}{10^4 \times h}$ BAEI 91

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864 \text{ cm.}$$

$$d' \text{ où : } e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :
 $N_U = 2.085 \text{ KN}$ et $M_U = N_U \times e_t = 2.085 \times 0.46864 = 0.98 \text{ KN.m}$.

II.7.6. Ferrailage :

A. ELU : $h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0.98 + 2.085 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 < \mu_l = 0.392 \rightarrow (F_e E400)$$

d' où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu^{bu}}}{0.8} = 0.0143$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1.042 \times 10^{-3}}{0.0795 \times 348} = 0.3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.3766 \times 10^{-4} - \frac{2.085 \times 10^{-3}}{348} = 0.3166 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \pm d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,13 cm}^2 / \text{ml)}.$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 25 \text{ cm.}$

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 15 \text{ cm.}$

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ Mpa}) \rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3 \text{ Mpa}) \rightarrow \bar{\tau}_u \leq 3.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = 1.5 (F_{P+Q}) = 1,5 \times 2 = 3 \text{ KN. } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence :**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{ La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.552 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times .5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

B. ELS : (vérification des contraintes): $d = 0.08 \text{ m}$;

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre :** $C = d - e_A$;

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877 \text{ m} < h/2 = 0.3 \text{ m}$$

$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077 \text{ m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \rightarrow$ C à l'extérieur de la section.

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25 \text{ m}$. Donc, $y = 0.0423 \text{ m}$

✓ **Calcul des contraintes :**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 N_{ser}}{\mu_t} (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

II.7.7. Schéma de Ferrailage :

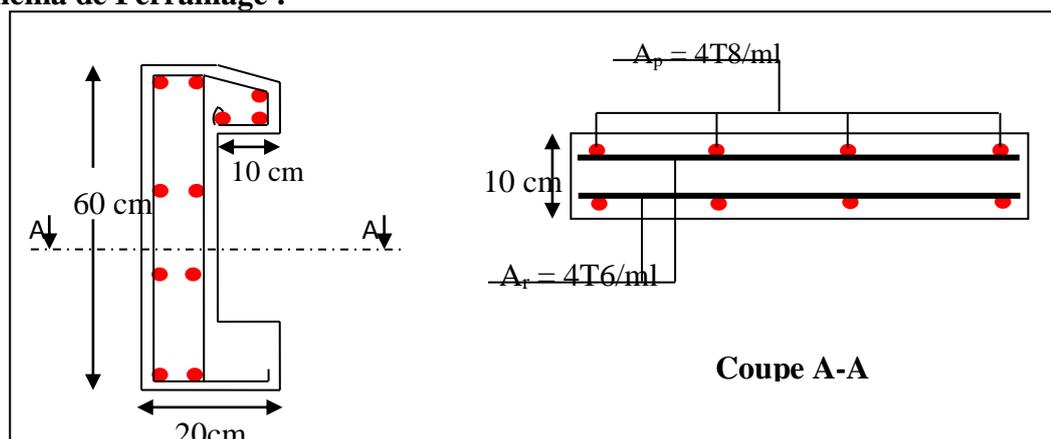


Figure II.7.: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.8. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

II.8.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

II.8.2. Caractéristiques de l'ascenseur:

- **charges nominales** :

En kilogrammes : 320 - 400 - 630 - 800 - 1 000 - 1 250 - 1 600 - 2 000 - 2 500.

- **vitesse nominales [m/s]** :

La vitesse nominales de l'ascenseur est donner comme suit : 0.4 ; 0.63 ; 1 ; 1.6 et 2.5 (0.4 n'est applicable qu'aux ascenseurs hydrauliques ; 1.6 et 2.5 ne sont applicables qu'aux ascenseurs électriques).

- **Nombre de passagers : Annexe (3):**

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont : $L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur. $L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur. $F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines. $P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{perssonnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale. $V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

Selon les charges on définit deux types de dalles qui sont : 1) Dalle de salle machine (locale).

2) Dalle qui sert d'appui à l'ascenseur.

$$P = P_m + D_m + 50 = 15 + 82 + 5 = 63 \text{ KN}$$

II.8.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 158 \text{ cm}$, $L_y = 170\text{cm} \Rightarrow S = 1.58 \times 1.70 = 2.68 \text{ m}^2$

Alors son épaisseur est **e=20cm**.

- **Evaluation des charges et surcharges :**

$G_1 = 25 \times 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 \times 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$ $G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{2.686} = 37.97 \text{ KN/m}^2$

$G_{\text{total}} = G + G' = 6.1 + 37.97 = 44.07 \text{ KN/m}^2$ Et $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

A. Cas de charge répartie :

- A l'ELU :

- Calcul les sollicitations à ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 44.07 + 1.5 \times 1 = 60.99 \text{ KN/m}^2$$

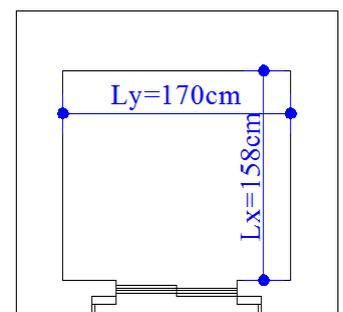


Figure II.8. Les dimensions de l'ascenseur.

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,92 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

A l'ELU ($v=0$) $\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0437 \\ \mu_y = 0.8251 \dots\dots\dots \end{cases}$ (Annexe 01)

$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0437 \times 60.99 \times 1.58^2 = 6.65 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8251 \times 6.65 = 5.48 \text{ KN.m}$

▪ **Calcul des moments réelles :**

En travée : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 0.85 \times 6.65 = 5.66 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 0.85 \times 5.48 = 4.67 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.3 \times M_x^0 = -0.3 \times 6.65 = -2 \text{ KN.m}$

▪ **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8.1: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).							
Sens	$M_u \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	$Z \text{ (cm)}$	$A \text{ calculée (cm}^2/\text{ml)}$	$A \text{ opté (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
Travée x-x	5.66	0.0130	0.0164	17.38	0.93	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$ St=25
Travée y-y	4.67	0.0107	0.0135	17.4	0.77	4T8=2.01	$S_t \leq \min(3e, 33 \text{ cm})$ St=25
Appuis	2	0.0046	0.0057	17.45	0.328	4T8=2.01	St=25

▪ **Vérification a l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité :**

• **En travée :**

On a des HAfeE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$ Avec $h_0 = e = 20 \text{ cm}$, $b = 100 \text{ cm}$ et $\rho = 0,92$

$\begin{cases} \rho = 0,92 > 0.4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times e \Rightarrow A_x^{min} = 1.66 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \Rightarrow A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$\begin{cases} A_t^x = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$

• **En appuis :** $A_a = 4T8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{min} = 1.66 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots$ Vérifiée

➤ **Calcul des espacements**

Sens x-x: $S_t \leq \min(3e ; 33) \Rightarrow S_t \leq 33$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

Sens y-y: $S_t \leq \min(4e ; 45) \Rightarrow S_t \leq 45$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Vérification l'effort tranchant :**

$\rho = 0.92 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

$\begin{cases} V_x = q_u \frac{l_x}{3} = 32.12 \text{ KN} \\ V_y = q_u \frac{l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 35.39 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{35.39 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.196 \text{ Mpa}$

$\tau = 0.196 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}$. Donc, la condition est vérifiée.

Vérification à l'ELS:

$q_s = G_{total} + Q = 44.07 + 1 = 45.07 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

➤ **Calcul des moments :** $\rho = 0,92 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe 01)}$

$M_x^0 = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0509 \times 45.07 \times 1.58^2 = 5.73 \text{ KN.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 0.8799 \times 5.727 = 5.04 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels :**

✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 4.87 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 4.28 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis : $M_a = -0.3 \times M_x^0 = -1.72 \text{ KN.m}$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau II.8.2 : Vérification des contraintes dans la poutre de chaînage

	$M^s \text{ (KN.m)}$	$Y \text{ (m)}$	$I \text{ (m}^4\text{)}$	$\sigma_b \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_b \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$\bar{\sigma}_s \text{ (MPa)}$
Travée x-x	4.87	0.029	$0.723 \cdot 10^{-4}$	1.99	15	146.66	201.63
Travée y-y	4.28	0.029	$0.723 \cdot 10^{-4}$	1.75	15	129.04	201.63
Appuis	1.72	0.029	$0.723 \cdot 10^{-4}$	0.70	15	51.76	201.63

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$, $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ Les conditions sont vérifiées.

• **Vérification de la flèche**

Le calcul de la flèche se fait de la même manière que dans le calcul des planchers ; d’après le **BAEL91** et **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : (**BAEL 91**)

1. $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ 2. $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ 3. $\frac{A_s}{b \times d} > \frac{2.4}{f_e}$

Tableau II.8.3 : Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Condition 1	Condition 2	Condition 3
x-x	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
y-y	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

❖ **Schémas de ferrillage :**

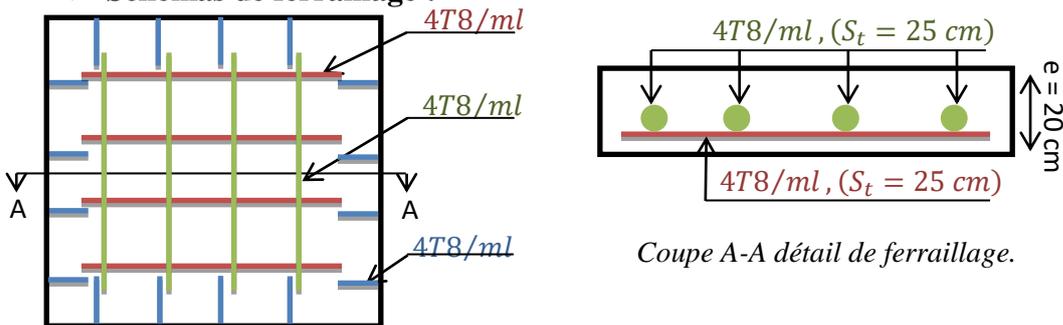


Figure II.7.3b : Schéma de ferrillage de la dalle au-dessous de l’ascenseur.

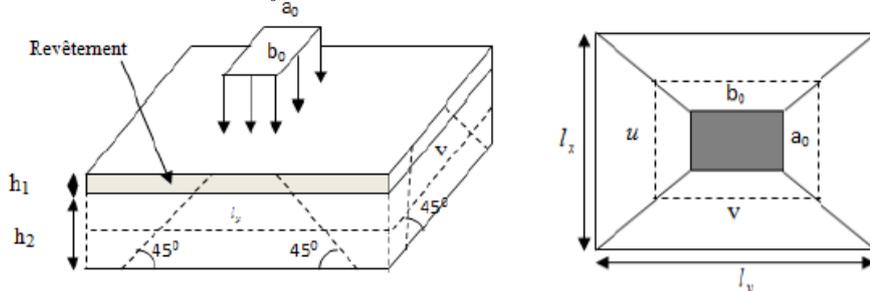
2) Cas d’une charge concentrée :

La charge concentré q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s’applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d’impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x. b_0 et v : Dimension suivant y-y.



$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm. \\ b_0 = 80cm. \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5cm$: Épaisseur de revêtement ; $h_0 = 20cm$: Épaisseur de dalle.

$\xi = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110cm. \end{cases}$$

▪ **Calcul les sollicitations :**

$$\begin{cases} M_x = q_u \times (M_1 + \gamma M_2) \\ M_y = q_u \times (M_2 + \gamma M_1) \end{cases}, \text{ Avec } \gamma : \text{Coefficient de poisson } \begin{cases} \gamma = 0 & \text{à l'ELU} \\ \gamma = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

• M_1 et M_2 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$; $\frac{v}{L_y}$ et ρ

$$\Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{158} = 0.696 \text{ et } \rho = 0,92 \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{170} = 0.674 \text{ et } \rho = 0,92$$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1=0.072 \text{ KN.m}$ et $M_2=0.057 \text{ KN.m}$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u \times M_1 \\ M_y = q_u \times M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a: } g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN.}$$

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN} \begin{cases} M_{x1} = q_u \times M_1 = 139.455 \times 0.072 = 10.04 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u \times M_2 = 139.455 \times 0.057 = 7.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.7 + 1.5 \times 1 = 10.54 \text{ KN.}$$

$$\rho = 0,92 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0437 \times 10.54 \times 1.58^2 = 1.15 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_x \times M_{x2} = 0.8251 \times 1.15 = 0.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

$$\text{Les moments agissants sur la dalle sont : } \begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.04 + 1.15 = 11.19 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.94 + 0.94 = 8.88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

$$\bullet \text{En travées : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x^0 = 9.51 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y^0 = 7.54 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \bullet \text{En appuis : } M_a = -0.4 \times M_x^0 = -4.44 \text{ KN.m}$$

II.8.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur ; Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.8.4: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)							
Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A calculée (cm ² /ml)	A adopté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	9.51	0.02	0.027	17.3	1.56	5T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=20
Travée y-y	7.54	0.017	0.022	17.34	1.24	5T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=20
Appuis	4.44	0.010	0.013	17.41	0.73	5T8=2.01	St=20 cm

❖ **Vérification a l'ELU :**

1) **Vérification de condition de non fragilité :**

$$\begin{cases} A_t^x = 5T8/ml = 2.51 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.66 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 5T8/ml = 2.51 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_t^y = 5T8/ml = 2.51 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.6275 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

En appuis : $A_a = 5T8 = 2.51 \text{ cm}^2/ml > A_a^{min} = 2.05 \text{ cm}^2/ml$

2) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } Q_u : \text{ Charge de calcul à l'ELU.}$$

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 \times u_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 660 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{On a } u = v = 110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 \times u_c} = \frac{139.455}{3 \times 4.4} = 10.56 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ MPa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$ Avec $\nu = 0$ à l'ELU et $\nu = 0,2$ à l'ELS

$$\{ M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 103.3 \times (0.072 + 0.2 \times 0.057) = 8.61 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 103.3 \times (0.057 + 0.2 \times 0.072) = 7.37 \text{ KN.m}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G+Q = 6.7+1=7.7 \text{ kN/m} \quad \text{ELS: } \rho = 0.92 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.8799 \end{cases}$$

➤ **Calcul les moments :**

$$\{ M_{x2} = \mu_x \times q_{st} \times l_x^2 = 0.0509 \times 7.7 \times 1.58^2 = 0.978 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8799 \times 0.978 = 0.861 \text{ KN.m}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\{ M_x = M_{x1} + M_{x2} = 8.61 + 0.978 = 9.59 \text{ KN.m}$$

$$\{ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.37 + 0.861 = 8.23 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul les moments réels :**

$$\text{En travée: } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 9.59 = 8.15 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.23 = 6.97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis: } M_a = -0.4 \times M_x = -0.4 \times 9.59 = -3.83 \text{ KN.}$$

❖ **Vérification de la contrainte:**

Tableau II.8.5: Vérification des contraintes en travée (sens x-x)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  
$I = 8.79 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 3.01 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 196.42 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 196.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$	

Tableau II.7.8.: Vérification des contraintes en travée (sens y-y)	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 2.60 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$  
$I = 8.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 2.60 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 169.23 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 169.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$	

Tableau II.7.: Vérification des contraintes en appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.033 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.41 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée Vérifiée
$I = 8.78 \times 10^{-5} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.41 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 92.46 \text{ MPa}$	
	$\sigma_s = 92.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$

➤ **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.58} = 0.126 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.117 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.126 > \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.117 > \frac{M_{ty}}{20 \times M_y} = 0.04 \end{array} \right.$$

$$\begin{array}{l} \text{Dalle au dessous} \\ \text{Dalle au dessous} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{2.51}{100 \times 18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b \times d_x} = \frac{2.51}{100 \times 18} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b \times d_y} = \frac{2.51}{100 \times 17} = 0.0014 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{array} \right.$$

Toutes les conditions sont vérifiées

❖ **Schéma de ferrailage :**

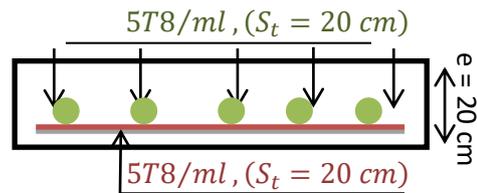
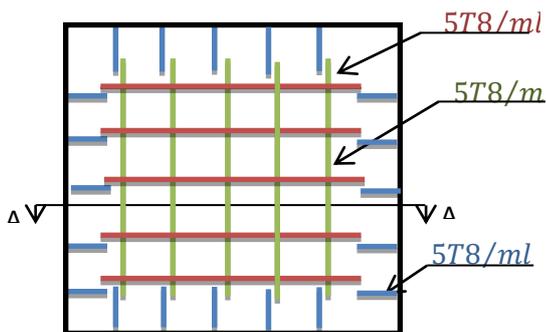
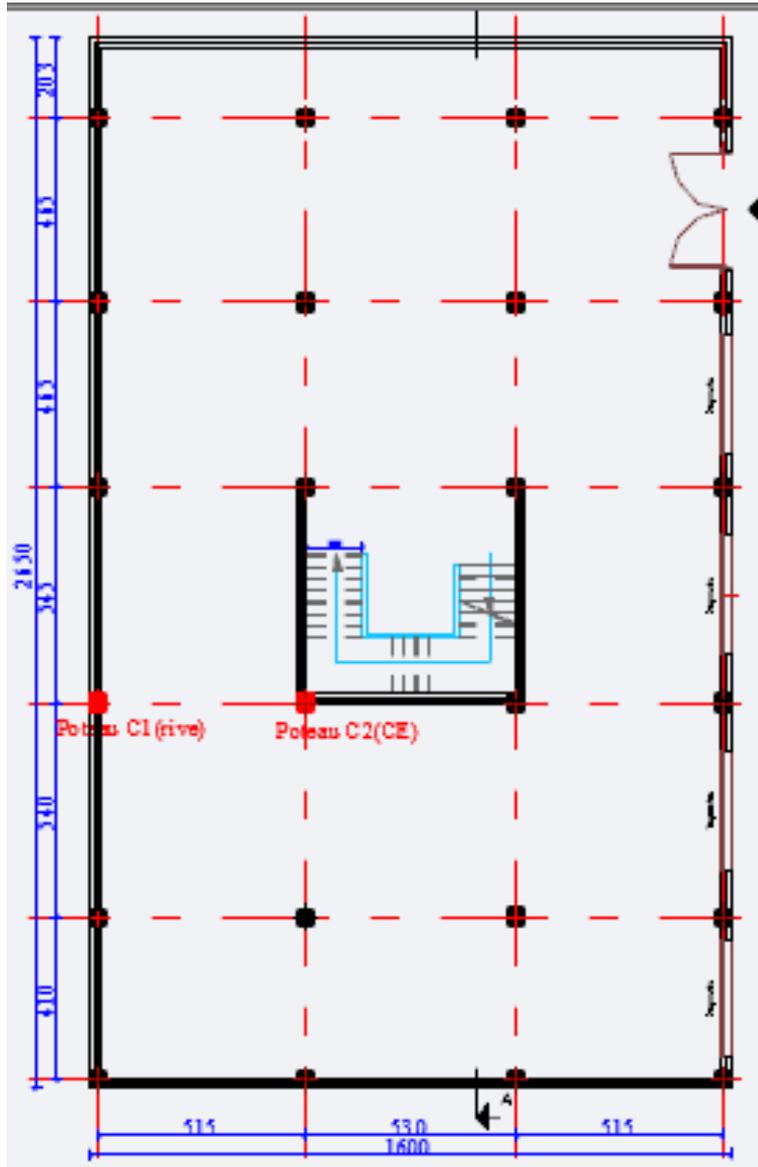


Figure II.8.: Coupe A-A détails de ferrailage.

Figure II.8.: Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

II.9. prédimensionnement poteaux :

❖ **Repérage des poteaux**



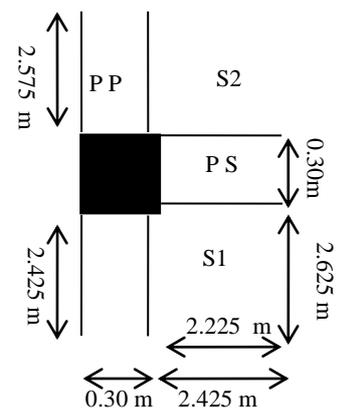
- ♣ L_{pp} : Longueur des poutres principales.
- ♣ L_{ps} : Longueur des poutres secondaires.
- ♣ S_{aff} : surface afférente.
- ♣ $S_{aff CE}$: surface afférente de la cage D'escalier.
- ♣ S_{murint} : surface des murs intérieurs.
- ♣ S_{murext} : surface des murs extérieurs.

➤ Poteau de rive C1 : (40 x 50)

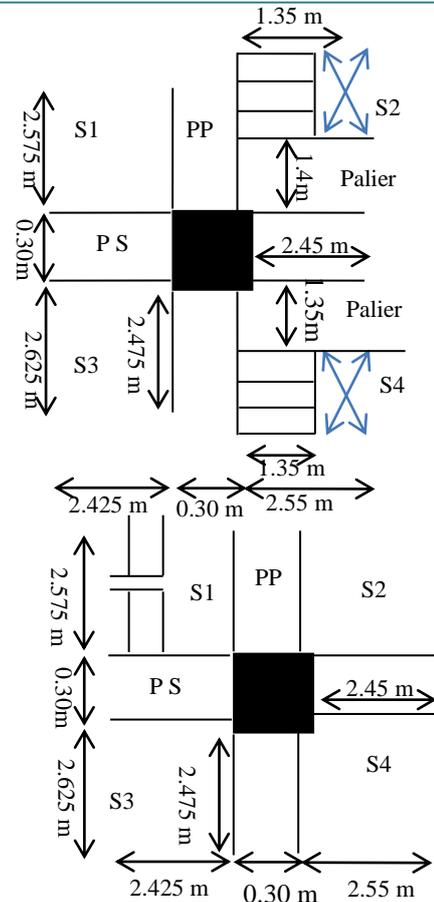
- $L_{pp}=2.575+2.425=5$ m.
- $L_{ps}=2.225$ m.
- S_{aff} $S1=2.425*2.625=6.37$ m²
 $S2=2.425*2.575=6.24$ m²

✓ **Les cloisons :**

- $h_l = (3.06 - 0.45) = 2.61$ m
- $h_l = (3.06 - 0.40) = 2.66$ m
- $S_{murint} = (2.225*2.66) = 5.92$ m².
- $S_{murext} = (2.575+2.425)*2.61=13.05$ m².



- **Poteau C2: (40 x 50)**
- $L_{pp} = 2.575 + 2.475 = 5.05 \text{ m.}$
- $L_{ps} = 2.425 + 2.45 = 4.875 \text{ m.}$
- $S_{aff} = \text{total} = 25.86 \text{ m}^2$:
 $S1 = 2.575 * 2.425 = 6.24 \text{ m}^2$.
 $S2 = 2.575 * 2.55 = 6.57 \text{ m}^2$.
 $S3 = 2.625 * 2.425 = 6.36 \text{ m}^2$.
 $S4 = 2.55 * 2.625 = 6.69 \text{ m}^2$.
- $S_{aff\ CE1} = (2.55 * 2.625) - [(2.625 - 1.35) * (2.55 - 1.35)] = 5.164 \text{ m}^2$.
- $S_{aff\ CE2} = (2.55 * 2.575) - [(2.575 - 1.4) * (2.55 - 1.35)] = 5.156 \text{ m}^2$.
- ✓ **Les cloisons:**
 $h_l = (3.06 - 0.45) = 2.61 \text{ m}$
 - $S_{murint} = (L * 2.61) \text{ m}^2$.
- $S_{aff\ CE3} = 2.575 * 2.425 = 6.24 \text{ m}^2$.
- $S_{aff} = 19.62 \text{ m}^2$. **ETAGE 8**



❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES :(D.T.R.B.C.2.2ART 6.3) :**

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment. Q_1, Q_2, \dots, Q_n Sont les charges d'exploitation respectives des planchers d'étages 1,2,.....,n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul les charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage..... $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.95 * (Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur..... $Q_0 + 0.90 * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3 + n / (2n)) * (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ **Évaluation de la surcharge << Q >> :**

L'article 6.2 du D.T.R.B.C.2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (**Figure II.6**) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, On notera N^* et N comme suite :

- N^* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation <<Q>> :

Tableau II.9.: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau C1) (D.T.R.B.C.2.2.ART.7.1)							
NATURE	Q KN/m ²	Cumule (KN /m ²)		Q _{escalier} KN /m ²	S _{escalier} (m ²)	Q _{escalier} (KN)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	1	1				12.61
Étage 8	1.5	1.5+1	1.5				18.92
Étage 7	1.5	1.5+0.95*(1+1.5)	3.875				66.77
Étage 6	1.5	1.5+0.90*(1+1.5+1.5)	5.1				69.93

Étage 5	1.5	$1.5+0.85*(1+3*1.5)$	6.175			83.17
Étage 4	1.5	$1.5+0.80*(1+4*1.5)$	7.1			94.52
Étage 3	1.5	$1.5+0.75*(1+5*1.5)$	7.875			103.98
Étage 2	1.5	$1.5+0.71*(1+(6*1.5))$	8.5			112.88
Étage 1	1.5	$1.5+0.68*(1+(7*1.5))$	8.975			121.77
RDC	5	$5+0.66*(1+(8*1.5))$	11.08			131.23

Tableau II.9.: descente de charge <<G>> (poteau CI)

NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)	Q (KN)
Terrasse Inaccessible	N0*			0	
	Terrasse	12.61	6.7	84.48	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5	16.875	
	P.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*2.225	6.675	
Étage N°8	N2			108.037	12.61
Pot	$0.4*0.4=0.16$	25*3.06	12.24		
Mur extérieur	13.05	2.93	38.24		
Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432		
N3*			192.05		
Plancher	6.37	5.73	36.16		
p.p	0.135	25*5	16.875		
p.s	0.12	25*2.225	6.675		
Étage N°7	N3			251.76	37.77
Pot	$0.4*0.4=0.16$	25*3.06	12.24		
Mur extérieur	13.05	2.93	38.24		
Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432		
N4*			310.89		
Plancher	12.61	5.73	71.72		
p.p	0.135	25*5	16.875		
p.s	0.12	25*2.225	6.675		
Étage N°6	N4			406.16	66.77
Pot	$0.4*0.45=0.18$	25*3.06	13.77		
Mur extérieur	13.05	2.93	38.24		
Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432		
N5*			466.81		
Plancher	12.61	5.73	71.72		
p.p	0.135	25*5	16.875		
p.s	0.12	25*2.225	6.675		
Étage N°5	N5			562.08	69.93
Pot	$0.4*0.45=0.18$	25*3.06	13.77		
Mur extérieur	13.05	2.93	38.24		
Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432		
N6*			622.73		
Plancher	12.61	5.73	71.72		
p.p	0.135	25*5	16.875		
p.s	0.12	25*2.225	6.675		
Étage N°4	N6			718.00	83.17
Pot	$0.45*0.45=0.2025$	25*3.06	15.49		
Mur extérieur	13.05	2.93	38.24		
Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432		
N7*			780.38		
Plancher	12.61	5.73	71.72		

	p.p	0.135	25*5	16.875	
	p.s	0.12	25*2.225	6.675	
Étage N°3	N7			875.65	
	Pot	0.45*0.45 =0.2025	25*3.06	15.49	94.52
	Mur extérieur	13.05	2.93	38.24	
	Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432	
	N8*			938.02	
	Plancher	12.61	5.73	71.72	
	p.p	0.135	25*5	16.875	
	p.s	0.12	25*2.225	6.675	
Étage N°2	N8			1033.29	
	Pot	0.45*0.5 =0.225	25*3.06	17.2125	103.98
	Mur extérieur	13.05	2.93	38.24	
	Mur intérieur	5.92	1.46	8.6432	
	N9*			1097.38	
	Plancher	12.61	5.73	71.72	
	p.p	0.135	25*5	16.875	
	p.s	0.12	25*2.225	6.675	
Étage N°1	N9			1192.65	
	Pot	0.45*0.5 =0.225	25*3.06	17.2125	112.88
	Mur extérieur	13.05	2.93	38.24	
	N10*			1248.11	
	Plancher	12.61	5.73	71.72	
	p.p	0.135	25*5	16.875	
	p.s	0.12	25*2.225	6.675	
RDC	N10			1343.38	
	Pot	0.5*0.5= 0.25	25*3.06	19.125	121.77
	Mur extérieur	13.05	2.93	38.24	
	N11*			1400.74	
	Plancher	12.61	5.73	71.72	
	p.p	0.135	25*5	16.875	
	P.s	0.12	25*2.225	6.675	
	N11			1496.01	131.23
Entre Sol	Pot	0.5*0.5= 0.25	25*3.06	19.125	
	N12*			1515.14	

G Total= 1515.14KN

✓ $N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$

$N_u C1 = 1.35 \cdot 1515.14 + 1.5 \cdot 131.23 = 2242.27 \text{KN.}$

✓ $N_s = G + Q$

$N_s C1 = 1515.14 + 131.23 = 1646.36 \text{KN.}$

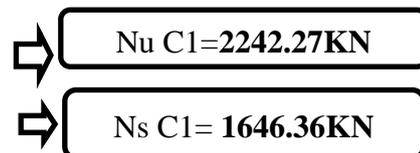


Tableau II.10: évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau C2)

NATURE	Q _{étage} (KN /m ²)	S _{étage} (m ²)	Q _{escalier} (KN /m ²)	S _{escalier} (m ²)	Q _{étage} (KN)	Q _{escalier} (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	25.87	0	0	25.87	0	25.87
Étage 8	1.5	19.62	2.5	6.24	29.43	15.6	70.90
Étage 7	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	133.59
Étage 6	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	142.95
Étage 5	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	172.73
Étage 4	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	198.35
Étage 3	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	219.80
Étage 2	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	239.87
Étage 1	1.5	19.17	2.5	5.16	28.76	12.91	259.82
RDC	5	12.6	2.5	10.32	42.65	25.8	283.94

Tableau II.9.: descente de charge <<G>> (poteau C2)

NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	N0*			0	
	Terrasse	25.87	6.7	173.329	
	p.p	0.30*0.45=0.135	25*5.05	17.04	
	P.s	0.30*0.4 = 0.12	25*4.88	14.63	
Étage N°8	N2			205	25.87
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	(5.05*2.61) + (4.875*2.66)	1.46	32.21	
	Escalier	6.24	6.2	38.69	
	N3*			275.20	
	Plancher	19.62	5.73	111.44	
	p.p	0.30*0.45=0.135	25*5.05	17.04	
	p.s	0.30*0.4 = 0.12	25*4.88	14.63	
	Étage N°7	N3			418.31
	Pot	0.4*0.4 =0.16	25*3.06	12.24	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N4*			500.69	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	0.30*0.45=0.135	25*5.05	17.04	
	p.s	0.30*0.4 = 0.12	25*4.88	14.63	
	Étage N°6	N4			641.25
	Pot	0.4*0.45 =0.18	25*3.06	13.77	
	Mur extérieur	(2.48*2.61) + (2.45*2.66)	2.93	38.06	
	Mur intérieur	2.575*2.61	1.46	9.81	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N5*			754.60	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	0.30*0.45=0.135	25*5.05	17.04	
	p.s	0.30*0.4 = 0.12	25*4.88	14.63	
Étage N°5	N5			895.16	142.95
	Pot	0.4*0.45 =0.18	25*3.06	13.77	
	Mur extérieur	(2.48*2.61)+(2.45*2.66)	2.93	38.06	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	

	N6*			1017.13	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	17.04	
	p.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
Étage N°4	N6			1157.69	
	Pot	$0.45*0.45 =0.2025$	25*3.06	15.49	172.73
	Mur extérieur	$(2.48*2.61) + (2.45*2.66)$	2.93	38.06	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N7*			1281.37	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	17.04	
	p.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
Étage N°3	N7			1421.93	
	Pot	$0.45*0.45 =0.2025$	25*3.06	15.49	198.35
	Mur extérieur	$(2.48*2.61)+(2.45*2.66)$	2.93	38.06	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N8*			1545.62	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	17.04	
	p.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
Étage N°2	N8			1686.18	
	Pot	$0.45*0.5 =0.225$	25*3.06	17.2125	219.80
	Mur extérieur	$(2.48*2.61)+(2.45*2.66)$	2.93	38.06	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N9*			1811.59	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	17.04	
	p.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
Étage N°1	N9			1952.15	
	Pot	$0.45*0.5 =0.225$	25*3.06	17.2125	239.87
	Mur extérieur	$(2.48*2.61)+(2.45*2.66)$	2.93	38.06	
	Mur intérieur	12.906	1.46	18.428	
	Escalier	6.69	7.73	51.71	
	N10*			2077.56	
	Plancher	19.17	5.73	108.89	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	17.04	
	p.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
RDC	N10			2218.12	
	Pot	$0.5*0.5= 0.25$	25*3.06	19.125	259.82
	Mur extérieur	$2.61 (2.48+2.58)+(2.45*2.66)$	2.93	19.7	
	Escalier	$5.164+5.156$	7.73	79.77	
	N11*			2336.72	
	Plancher	12.6	5.73	71.568	
	p.p	$0.30*0.45=0.135$	25*5.05	7.787	
	P.s	$0.30*0.4 = 0.12$	25*4.88	14.63	
Entre Sol	N11			2430.70	
	Pot	$0.5*0.5= 0.25$	25*3.06	19.125	283.94
	N12*			2449.83	

⇒ Nu C2= 3733.178 KN

⇒ Ns C2= 2733.77 KN

Note : Les poteaux seront dimensionnés avec un effort normal maximal.

Donc, $N_u = \max(N_{u_{C1}}, N_{u_{E2}}, N_{u_{C2}})$.



$$N_u = N_{u_{C2}} = 3733.178 \text{ KN.}$$

Vérifications :

♣ **Vérification du critère de résistance (compression centrée) :**

On doit vérifier : $\frac{N_s}{a*b} \leq 0.6 * f_{c28} \Rightarrow a * b \geq \frac{N_u}{0.6*f_{c28}}$

- (a*b) : la section brute du béton.
- N_s : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

$$a * b \geq \frac{3733.178 * 10^{-3}}{0.6 * 25} \Rightarrow a * b \geq 0.249 \text{ m}^2$$

On choisit une section



$$(a * b) = 0.50 * 0.50 = 0.25 \text{ m}^2$$

♣ **Justification des poteaux vis-à-vis du flambement :(BAEL 91 article B.8.4.1)**

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_{admissible} = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{A * f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur tout son périmètre. $B_r = (a - 2) * (b - 2)$

A : Section d'acier comprimé. ; $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$

α : Coefficient fonction de l'élanement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50; \quad \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.74 \text{ m}$.

✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.

✓ b : Plus petit côté du poteau.

$$\lambda = \frac{3.06}{0.5 / \sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 21.2. \quad \rightarrow \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{21.2}{35} \right)^2}, \alpha = 0.79$$

$$B_r = (50 - 2) * (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2.$$

L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

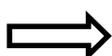
$$A_{max} = \begin{cases} 4\%B, \text{ zone courante.} \\ 6\%B, \text{ zone de recouvrement.} \end{cases} \Rightarrow A_{max} = 4\%B = 4\% (50 * 50) = 100 \text{ cm}^2$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $N_u = 3733.178 \text{ KN}$, Acier FeE400, $f_e = 400 \text{ MPa}$.

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(3733.178) = 4106.49 \text{ KN}$$

$$N_{admissible} = 0.79 \left[\frac{0.2304 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{0.01 * 400}{1.15} \right] = 6118.49 \text{ KN}$$

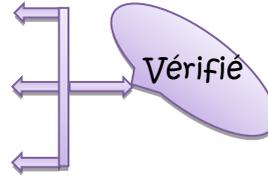


$$N_{admissible} = 6118.49 \text{ KN} \geq N'_u = 4106.49 \text{ KN} \quad \text{Vérfiée}$$

♣ **Vérification des conditions de coffrage :**

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Zone IIa
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(50, 50) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(a,b) = \text{min}(50,50) = 50 \text{ cm} \geq \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15.3 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$



On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

Tableau II.9.: sections des poteaux des différents niveaux

Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
Entre sol et RDC	(50*50)
1 et 2	(45*50)
3 et 4	(45*45)
5 et 6	(40*45)
7 et 8	(40*40)

➤ **Conclusion :**

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [20+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC, Etages et balcons) est 15cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (30 x 40).
- ✓ Section transversale des poutres principales (30 x 45).
- ✓ Epaisseur des voiles (e = 20 cm).
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 20cm).

Tableau II.9. : Les dimensions des poteaux pour chaque niveau

Niveau	E.S- RDC	EC1 – EC2	EC3 – EC4	EC5 – EC6	EC7 – EC8
dimension	50×50	50×45	45×45	40×45	40×40

III.1.Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts. Il est toujours conseillé de distribuer régulièrement et symétriquement les éléments structuraux.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, car il faut tenir compte de l'interaction fondation-structure pour :

- ✓ Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).
- ✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS).

III.2.Méthodes de calcul:

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

- ✓ La méthode statique équivalente.
- ✓ La méthode dynamique : - La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse par accélérogrammes.

III.2.1. Méthode statique équivalente:**A. Principe :**

- B. Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

B. Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- ✓ Le bâtiment ou le bloque étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone I et IIa et 30m en
- ✓ Le bâtiment présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99/version 2003** (article 4.1.2).

I.1.1.1. Calcul de de l'effort sismique V statique :

L'effort sismique V, appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule

$$V_{st} = A \cdot D \cdot Q \cdot \frac{1}{R} \cdot W$$

A : Coefficient d'accélération de la zone. RPA99 (Tableau 4.1) Le coefficient dépend de deux paramètres :- Groupe d'usage : groupe 2

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. RPA99 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques-voiles, donc : **R = 5**

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \text{ RPA99 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir lorsque le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau III.1. Valeurs des pénalités P_q .

“ Critère q ”	Observée	P_q/xx	Observée	P_q/yy
1- Conditions minimales sur les files de	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Non	0.05	Non	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_x=Q_y= 1,2$

W : poids total de la structure :

$$W = \sum_n W_i \text{ Avec : } W_i = W G_i + \beta W Q_i.$$

$W G_i$: poids dû aux charges permanentes totales.

$W Q_i$: charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5 du RPA99).

$$W = 28814.8 \text{ kn}$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Il est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T .

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-2)}$$

Avec T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)

On a un sol meuble (site S3) $\Rightarrow T_2 = 0.5 \text{ s}$

C. Estimation de la période fondamentale de la structure :

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$\checkmark T = C_T * (h_N)^{3/4} \text{ avec :}$$

h_N : la hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau. $\Rightarrow h_N = 30.6 \text{ m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$\Rightarrow C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0,60s$.

$$\checkmark T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$ → facteur de correction d'amortissement.

- ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable → $\xi = 7 \%$.

Voiles → $\xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} = 0,82 > 0,7$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

$$T_{\text{empirique}} = \min (T_1 = C_T \cdot h_n^{3/4}, T_2 = 0.09 \cdot h_n / \sqrt{L}) \quad \text{RPA99 (Formule 4-6 et 4-7)}$$

$H_n = 30.6$ m (Hauteur totale de la structure)

$C_T = 0,05$ (coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et du remplissage)

$$\Rightarrow T_1 = 0.6 \text{ s}$$

L: Dimension du bâtiment mesurée à la base dans les deux directions.

$$L_x = 16.25 \text{ m}, L_y = 26.50 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_{2x} = 0.61 \text{ s}$$

$$\Rightarrow T_{2y} = 0.49 \text{ s}$$

Sens x-x : $T_{x_{\text{empirique}}} = \min (T_1, T_{2x})$

$$T_{x_{\text{empirique}}} = 0.60 \text{ s}$$

Sens y-y :

$$T_{y_{\text{empirique}}} = 0.49 \text{ s}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} D_x = 1,807 \\ D_y = 2,040 \end{cases}$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.807 \times 1.2}{5} \times 28814.4 = 1867.10 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 2,040 \times 1.2}{5} \times 28814.4 = 2116.12 \text{ KN}$$

III.2.2. Méthodes d'analyse dynamique :

➤ modale spectrale :

cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

A. principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. les hypothèses :

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

III.3. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, nous à pousser à une recherche d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 14 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles

On a opté à cette disposition :

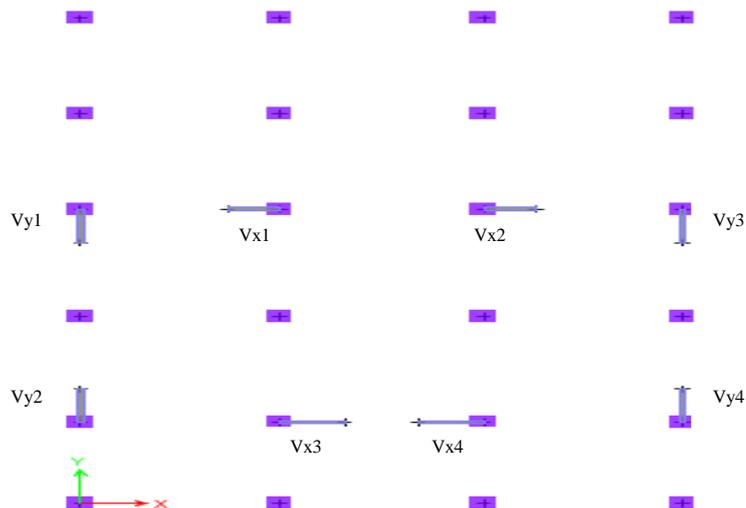


Figure III.1. Plan de la disposition des voiles

III.4 Analyse du comportement de la structure :

✓ Mode (1) :

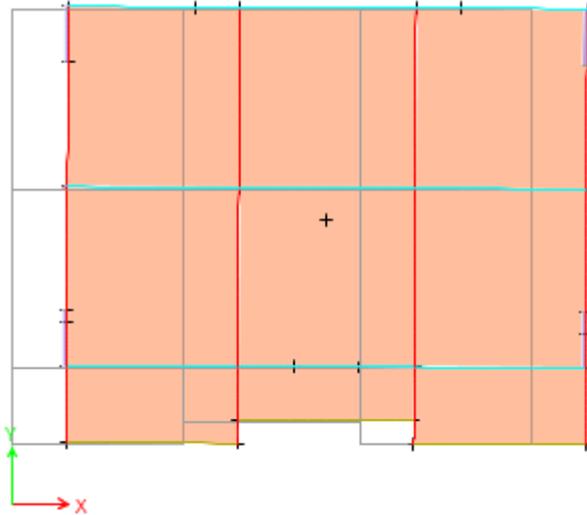


Figure III.2. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.88s$).

✓ **Mode (2) :**

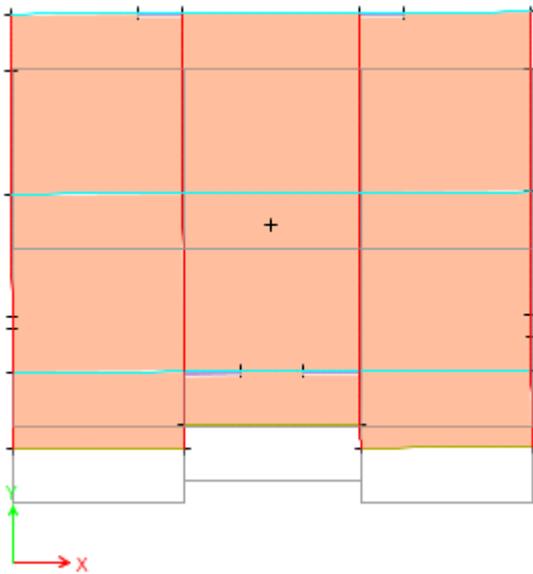


Figure III.3. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.82s$)

✓ **Mode (3) :**

On remarque que la période $T= 0.73$ dans le mode 3 .

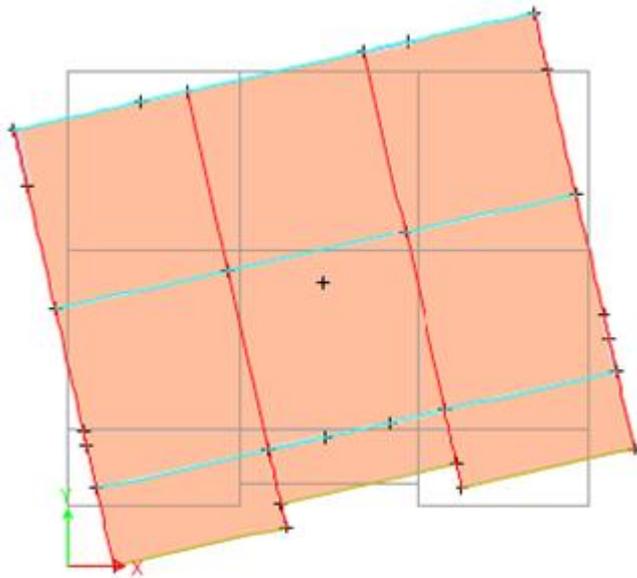


Figure III.4. Mode 3 de déformation (rotation suivant l'axe Z-Z).

➤ Période de vibration et taux de participation des masses modales:

Tableau III.2 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Modes	Période (s)	Masses modale Ux (%)	Masses modale Uy (%)	Masses cumulées Ux (%)	Masses cumulées Uy (%)
1	0.88	0.6557	0.0003	0.6557	0.0003
2	0.82	0.0003	0.6564	0.656	0.6567
3	0.73	0.0001	0.0002	0.6561	0.6569
4	0.28	0.1458	0.0001	0.8018	0.657
5	0.27	0.0001	0.1374	0.802	0.7944
6	0.24	0.0002	0.00001758	0.8022	0.7945
7	0.15	0.0879	3.275E-06	0.8901	0.7945
8	0.14	0.00001112	0.0885	0.8901	0.883
9	0.13	0.0004	0	0.8906	0.883
10	0.09	0.041	7.062E-06	0.9316	0.883
11	0.09	0.00001419	0.0511	0.9316	0.9341
12	0.08	0.0009	0	0.9325	0.9341

NB : Concernant les modes à retenir, nous avons constaté que le pourcentage de participation modale atteint plus de 90% à partir du 10^{ème} mode (sens x-x) et à partir du 11^{ème} mode (sens y-y) ce qui vérifie la condition du RPA99/2003

III.5 Analyse spectrale

Spectre de réponse : La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est

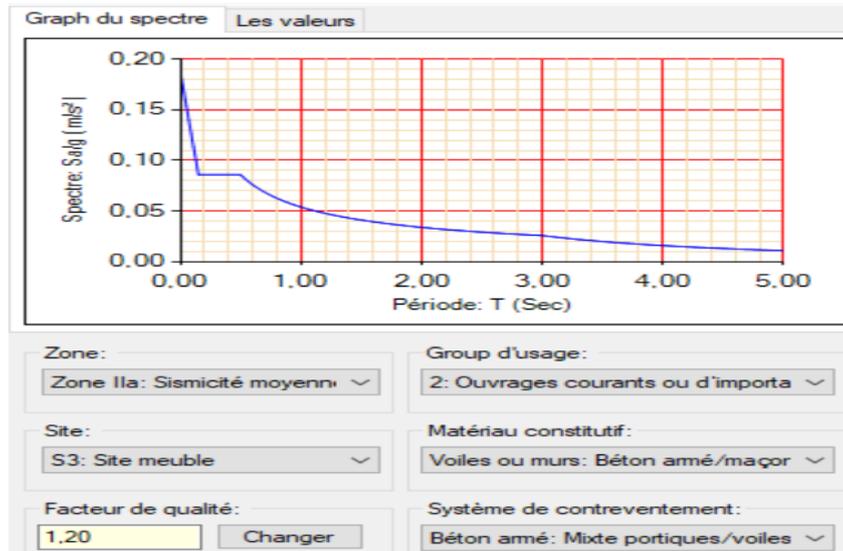


Figure III.5 *Spectre de réponse*

de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique.

III.6. Justification de l'interaction voile-portique :

Les tableaux (IV.2) et (IV.3) illustrent respectivement la justification de l'interaction sous charges horizontales et verticales. L'article (3.4.A.4.a) du RPA99/version 2003 stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.6.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.3 : Interaction sous charges verticales

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Entre sol	26080.23	6474.61	32554.842	80.11	19.89	vérifiée

III.6.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant :

Tableau III.4 : Interaction sous charges horizontales

Niveau x	SENS(X.X)				SENS(Y.Y)			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques %	Voiles %
8	720.8939	618.87	53.81	46.19	584.3951	680.73	46.19	53.81
7	565.2309	734.62	43.48	56.52	693.6961	533.74	56.52	43.48
6	646.9893	503.80	56.22	43.78	475.7406	610.94	43.78	56.22
5	568.8009	495.23	53.46	46.54	467.6449	537.11	46.54	53.46
4	505.3142	456.64	59.62	40.38	431.2086	477.16	47.47	52.53
3	423.2157	423.70	56.96	43.04	400.099	399.63	50.03	49.97
2	374.1265	342.18	52.25	47.74	323.1236	353.28	47.77	52.23
1	241.775	319.82	43.05	56.95	302.0069	228.30	56.95	43.05
RDC	306.5465	144.466	67.97	32.02	136.418	289.46	32.03	67.97
Entre sol	131.11	138.99	48.54	51.46	131.255	123.8	51.46	48.54

Les portiques reprennent au moins 25% de l'effort tranchant d'étage dans tous les niveaux dans la direction xx et yy. L'interaction horizontale est donc vérifiée dans ce sens .

III.7. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente.

NB : on remarque que la condition n'est pas vérifiée suivant le sens x-x donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.04$

Même chose concernant le sens y-y la condition n'est pas vérifiée donc on doit augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8V_{st}/V_{dyn} = 1.09$

Après majorations des paramètres de réponses suivant les deux sens nous obtenons les résultats suivants :

Tableau III.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8*V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}/V_{dyn}$
Sens x-x	1322.8	1493.68	Non vérifiée

Sens y-y	1374.04	1692.89	Non vérifiée
----------	---------	---------	--------------

Dans le sens XX pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \cdot V_{st}/V_{dyn}=1.04$

Dans le sens YY pour Ey il faut augmenter tous les paramètres de la réponse de $0.8 \cdot V_{st}/V_{dyn}=1.09$

Après majorations des paramètres de réponses suivant le sens X-X et le sens Y-Y nous obtenons les résultats suivants :

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 \cdot V_{st}$ (KN)	$0.8V_{st}/V_{dyn}$
Sens x-x	1494.764	1493.68	vérifiée
Sens y-y	1694.19	1692.89	vérifiée

III.8. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c} : Résistance caractéristique du béton = 25 MPa

Tableau III.6: Vérification de l'effort normal réduit.

niveaux	B (cm2)	N (KN)	V	Observation
Entre sol RDC+	65*65	3064.81	0.29	Vérifiée
1+2	65*60	2427	0.249	Vérifiée
3+4	60*55	1700.4	0.189	Vérifiée
5+6	55*50	1018.36	0.123	Vérifiée
7+8	50*50	246.15	0.072	Vérifiée

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

III.9. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (Article 5.10) RPA99/2003.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau. III.7: Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Niveaux	Sens X - X						Observation
	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	h _k (cm)	Δ _k /h _k (%)	
Entre sol	0,127	0,674	0	0,694	306	0,145	vérifiée
RDC	0,353	1,654	0,674	0,960	306	0,360	vérifiée
1	0,518	2,790	1,654	1,155	306	0,341	vérifiée
2	0,786	3,980	2,759	1,171	306	0,434	vérifiée
3	1,014	5,570	3,960	1,190	306	0,414	vérifiée
4	1,244	6,313	5,174	1,201	306	0,403	vérifiée
5	1,471	7,303	6,341	1,042	306	0,374	vérifiée
6	1,670	8,299	7,413	0,966	306	0,345	vérifiée
7	1,847	9,487	8,349	0,849	306	0,303	vérifiée
8	2,002	10,106	9,237	0,765	306	0,268	vérifiée

Tableau. III.8: Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

Niveaux	Sens Y - Y						Observation
	δ _{ek} (cm)	δ _k (cm)	δ _{k-1} (cm)	Δ _k (cm)	h _k (cm)	Δ _k /h _k (%)	
Entre sol	0,147	0,784	0	0,756	306	0,187	vérifiée
RDC	0,376	1,882	0,784	1,098	306	0,380	vérifiée
1	0,640	3,161	1,872	1,249	306	0,431	vérifiée
2	0,898	4,489	3,151	1,338	306	0,463	vérifiée
3	1,264	5,869	4,489	1,330	306	0,462	vérifiée
4	1,421	7,106	5,819	1,287	306	0,457	vérifiée
5	1,762	8,309	7,106	1,203	306	0,428	vérifiée
6	1,872	9,420	8,309	1,101	306	0,356	vérifiée
7	2,078	10,39	9,410	0,979	306	0,335	vérifiée
8	2,249	11,25	10,39	0,857	306	0,268	vérifiée

N.B : On voit bien que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au 1 % de la hauteur d'étage h_k.

III.10. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10 \text{ Formule (5.6)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau (k).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_k : Hauteur d'étage (k).

Si 0.10 < θ_k < 0.20 : les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si θ_k > 0.20 : La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés. Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau. III.9: Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Niveau	Sens X - X					Observation
	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θ	
Entre sol	306.0	28718.634	0	1265.125	0.000	vérifiée
RDC	306.0	23912.735	0	1227.436	0.000	vérifiée
1	306.0	19714.091	0	1086.684	0.000	vérifiée
2	306.0	17012.044	0	1004.756	0.000	vérifiée
3	306.0	14309.972	0	784.4914	0.000	vérifiée
4	306.0	11642.91	0	628.4047	0.000	vérifiée
5	306.0	8975.0887	0	612.5915	0.000	vérifiée
6	306.0	6341.9424	0	425.8134	0.000	vérifiée
7	306.0	3936.1872	0	425.8859	0.000	vérifiée
8	306.0	1992.7297	0	255.0616	0.000	vérifiée

Tableau. III.10: Vérification des effets P- Δ (sens y-y)

Niveau	Sens Y - Y					Observation
	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θ	
Entre sol	306.0	28718.6336	0	1265.125	0.000	vérifiée
RDC	306.0	23912.7	0	1227.436	0.000	vérifiée
1	306.0	19714.0909	0	1086.684	0.000	vérifiée
2	306.0	17012.0437	0	1004.756	0.000	vérifiée
3	306.0	14310.0	0	908.3703	0.000	vérifiée
4	306.0	11642.9	0	799.7368	0.000	vérifiée
5	306.0	8975.0887	0	676.4064	0.000	vérifiée
6	306.0	6341.9424	0	530.3119	0.000	vérifiée
7	306.0	3936.1872	0	425.8859	0.000	vérifiée
8	306.0	1992.7297	0	255.0616	0.000	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure d'où les effets du 2° ordre peuvent être négligés.

III.11.Conclusion :

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à la non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel ETABS 2016.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie et le décrochement que présente la structure pour la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ). .

Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

IV.1. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETBS 2016 dans l'ordre suivant :**(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G+Q–E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8G–E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)

IV.1.1. Recommandations du RPA99/2003:

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

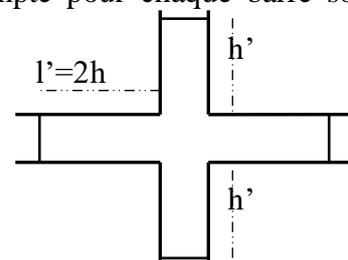


Figure. IV.1 : Zone nodale.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Entre sol	65*65	33.8	169	253.5
RDC	65*65	33.8	169	253.5
1	60*65	31.2	156	234
2	60*65	31.2	156	234
3	60*60	28.8	144	216
4	60*60	28.8	144	216
5	55*60	26.4	132	198
6	55*55	24.2	121	181.5
7	50*55	22	110	165
8	50*50	20	100	150

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales :**

$\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\text{min}} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\text{min}} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.1.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Tableau IV.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	Mmax, N _{corr}		Nmax, M _{corr}		N _{min} , M _{corr}	
	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)
Entre Sol+RDC	137.68	2616.28	2791.09	114.36	-160.99	15.00
1 et 2	153.72	2062.19	2330.87	26.97	147.57	40.22
3 et 4	129.05	1352.30	1615.80	23.07	102.11	45.08
5	108.93	1018.36	1274.47	30.82	75.38	40.33
6	99.98	704.16	943.66	34.26	-21.35	6.82
7	77.72	188.99	648.83	12.01	-63.55	5.01
8	85.99	89.41	326.57	11.29	56.31	20.10

IV.1.3. Ferrailage :

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.3 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (Socotec)/face	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
Entre Sol+RDC	65*65	33.8	2.69	12T20	37.7
1 et 2	60*65	31.2	0	8T20 + 4T14	31.29

3 et 4	60*60	28.8	0.69	8T20 + 4T14	31.29
5	55*60	26.4	0.83	8T20 + 4T14	31.29
6	55*55	24.2	0.63	4T20+8T14	24.89
7	50*55	22	1.07	4T20 + 8T14	24.89
8	50*50	20	0.35	4T20+8T12	21.62

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau IV.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (KN)	S_t (zone nodale)(cm)	S_t (zone Courante)(cm)	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
Entre Sol+RDC	65*65	2	186.2	2.86	185.83	10	15	2.68	4.61	6HA10=4.71
1 et 2	60*65	2	186.2	3.10	238.01	10	15	3.7	4.31	6HA10=4.71
3 et 4	60*60	2	186.2	3.10	200.67	10	15	3.13	4.22	6HA10=4.71
5	55*60	1.4	186.2	3.38	170.30	10	15	2.89	4.05	6HA10=4.71
6	55*55	1.4	186.2	3.38	137.09	10	15	2.33	3.8	6HA10=4.71
7	50*55	1.4	186.2	3.72	54.26	10	15	1.01	3.16	6HA10=4.71
8	50*50	1.4	186.2	3.72	55.17	10	15	1.03	3.0	6HA8=3.01

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66mm$.

IV.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre) .

Tableau IV.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	N _u (KN)	L ₀ (m)	l _f (m)	I (m)	λ	α	B _r (cm ²)	B _r cal (m ²)	obser
Entre Sol+RDC	65*65	3423.46	2.66	1.862	0.1876	9.92	0.83	0.396	0.187	vérifiée
1 et 2	60*65	2701.86	2.66	1.862	0.1876	9.92	0.83	0.376	0.147	vérifiée
3 et 4	60*60	1968.06	2.66	1.862	0.173	10.76	0.83	0.336	0.107	vérifiée
5	55*60	1269.52	2.66	1.862	0.165	11.28	0.83	0.307	0.069	vérifiée
6	55*55	931.48	2.66	1.862	0.158	11.78	0.83	0.280	0.051	vérifiée
7	50*55	648.39	2.66	1.862	0.158	11.78	0.83	0.254	0.035	vérifiée
8	50*50	326.05	2.66	1.862	0.144	12.93	0.82	0.230	0.017	vérifiée

Commentaire : On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque

$$\text{niveau.} \begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{sc} = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \\ \sigma_s = 15 \left[\frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} (v - d') \right] \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v \text{ Et } d = 0.9 \times h$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

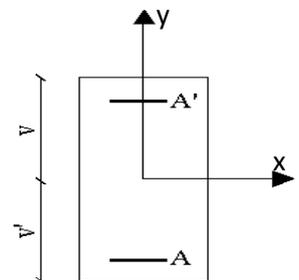


Figure IV.2 : Section d'un poteau

Tableau IV.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	A _s (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)	σ _{bc} (MPa)
Entre	65*65	62	37.7	32.5	32.5	0.019	2487.88	42.45	7.10	7.1	15

Sol+RDC											
1 et 2	60*65	57	31.29								15
				30	30	0.014	1967.20	37.92	5.85	5.85	
3 et 4	60*60	57	31.29								15
				30	30	0.014	1433.66	36.84	4.77	4.77	
5	55*60	52	31.29								15
				27.5	27.5	0.012	925.17	32	3.53	3.53	
6	55*55	52	24.89								15
				27.5	27.5	0.009	679.29	28.63	3.12	3.12	
7	50*55	47	24.89								15
				25	25	0.009	473.46	25.58	2.60	2.60	
8	50*50	47	21.62								15
				25	25	0.006	238.67	26.35	2.05	2.05	

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes Selon *le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

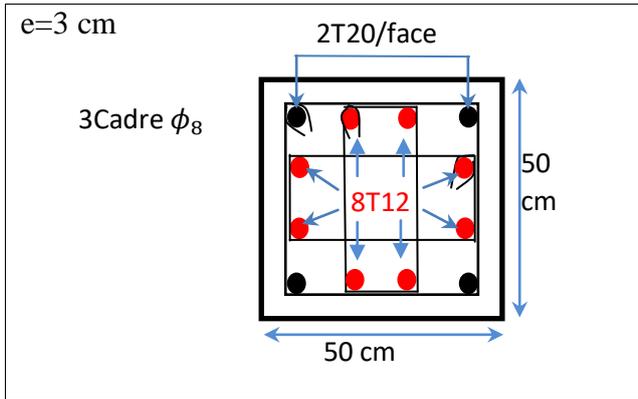
Tableau IV.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
Entre Sol+RDC	65*65	1.862	2.86	0.04	62	185.83	0.45	1
1 et 2	60*65	1.862	3.10	0.04	57	238.01	0.69	1
3 et 4	60*60	1.862	3.10	0.04	57	200.67	0.58	1
5	55*60	1.862	3.38	0.04	52	170.30	0.59	1
6	55*55	1.862	3.38	0.04	52	137.09	0.47	1
7	50*55	1.862	3.72	0.04	47	54.26	0.23	1
8	50*50	1.862	3.72	0.04	47	55.17	0.23	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

IV.1.6. Schémas de ferrailage :

<i>Tableau IV.8 : Schémas de ferrailage des poteaux</i>	
Entre sol et RDC	Etages 1 et 2
<p>e=3 cm</p>	<p>e=3 cm</p>
Etages 3 et 4	Etages 5
<p>e=3 cm</p>	<p>e=3 cm</p>
Etages 6	Etages 7
<p>e=3 cm</p>	<p>e=3 cm</p>
Etages 8	



IV.2. Etude des poutres :

Dans ce chapitre nous allons déterminer le ferrailage nécessaire à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage différentes sollicitations qui seront utilisé sont tirées de l’analyse sismique réalisée par le logiciel **ETABS V16**.

Les combinaisons de calculs :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots\dots\dots ELU \\ G + Q \dots\dots\dots ELS \\ \begin{array}{l} G + Q + E \\ G + Q - E \end{array} \dots\dots Accidentelles \\ 0,8G + E \\ 0,8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales. (30*45)
- Poutres secondaires. (30*40)

IV.2.1 les sollicitations max et le ferrailage dans les poutres :

Tableau.IV.1. Sollicitation et ferrailage des poutres :

Niv.	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adopté} (cm ²)
EntresolI	P.P	30*45	Appui	146.14	177,81	6.75	10.31	3HA16+3HA14=10.65
			Travée	84.661			5.89	3HA14+3HA12=8.01
	P.S	30*40	Appui	34.175	81,597	6	2.68	3HA14=4.62
			Travée	20.362			1.59	3HA12=3.39
RDC	P.P	30*45	Appui	107.29	131,64	6.75	7.51	3HA14 = 4.62
			Travée	70.824			4.92	3HA12=3.39
	P.S	30*40	Appui	55.27	90,704	6	4.35	3HA14=4,62

			Travée	44.162			3.47	3HA12=3.39
Etages	P.P	30*45	Appui	135.25	159,04	6.75	9.52	3HA14 = 4.62
			Travée	79.62			5.53	3HA12=3.39
	P.S	30*40	Appui	57.774	79,999	6	4.55	3HA14=4,62
			Travée	34.85			2.73	3HA12=3.39

Recommandation du RPA99 :

Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Poutres principales} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 45) = 6.75 \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires} \implies A_{min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \text{ en zone courante} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

✓ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 45 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement.

✓ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b \cdot h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2$ Zone de recouvrement

Les longueurs de recouvrement :

En zone II selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement est donnée par la formule suivante : $l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$\emptyset = 16 \text{ mm} \implies L_r = 64 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 65 \text{ cm}$

$\emptyset = 14 \text{ mm} \implies L_r = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

$\emptyset = 12 \text{ mm} \implies L_r = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

Les armatures transversales

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

✓ **Poutres principales :**

$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.6, 1.28, 3)$

$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ Soit un cadre de T8 + 1 étrier de T8

✓ **Poutres secondaires :**

$\emptyset \leq \min(\emptyset_l, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.14, 1, 3)$

On opte pour

Et $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de T8 et une épingle de T8

Calcul des espacements des armatures transversales : (RPA99 Art 7.5.2.1)

✓ **Poutres principales :**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(11.25 ; 19.2) \text{ soit } st = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

✓ **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_l\right) = \min(10 ; 19.2) \text{ soit } st = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}.$

IV.2.2 Vérification à l'ELU :

Contrainte tangentielle

$$\tau = \frac{v_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau.IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	177.81	1.41	3.33	Vérifiée
Secondaire	90.704	0.75	3.33	Vérifiée

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_l > \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \text{Appuis de rives}$$

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d}\right) \dots \dots \dots \text{Appuis intermédiaires}$$

Tableau.IV.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	10.65	177.81	-145.87	5.11	-0.598	Vérifiée
Secondaire	4.62	90.704	-50.98	2.61	0.161	Vérifiée

IV.2.3. Vérification à l'ELS :

Etat limite de compression du béton :

Tableau.IV.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principale	Appui	-104,149	69962,05	11,09	12.66	15	Vérifiée
	Travée	59,8983	52952,91	10.32	11,67	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-41,9886	69962,05	11,09	6.66	15	Vérifiée
	Travée	32,3934	52952,91	10.32	6.31	15	Vérifiée

Etat limite de déformation :

Poutre principale :

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.0826 \geq 0.06 \quad \text{Vérifiée}$$

$$G_{mur}=6,71 \text{ KN/m} ; G_0= 25 \times 0.3 \times 0.45=3.375 \text{ KN/m} ; Q=5 \text{ KN/m} \quad G=19.8105 \text{ KN/m}$$

$$G_T=29.8955 \text{ KN/m} ; q_s = G_T+Q = 34.8955 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{34.8955 \times 5,45^2}{8} = 129.56 \text{ KN.m} ; M_t = 13.46 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.082 \geq 0.01039 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.00845 \leq 0.01 \quad \text{Vérifiée}$$

Poutre secondaire

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots 0.0734 \geq 0.06 \quad \text{Vérifiée}$$

$$G=5.62 \text{ MN/m} ; G_0= 25 \times 0,40 \times 0,3 = 3 \text{ KN/m} ; Q=5 \text{ KN/m} ; q_s = G_t + Q = 13.62 \text{ KN/m}$$

$$M_0 = \frac{13.62 \times 5.3^2}{8} = 47.823 \text{ KN.m} ; M_t = 5.212 \text{ KN.m}$$

$$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots 0.0755 \geq 0.0109 \quad \text{Vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots 0.0054 \leq 0.01$$

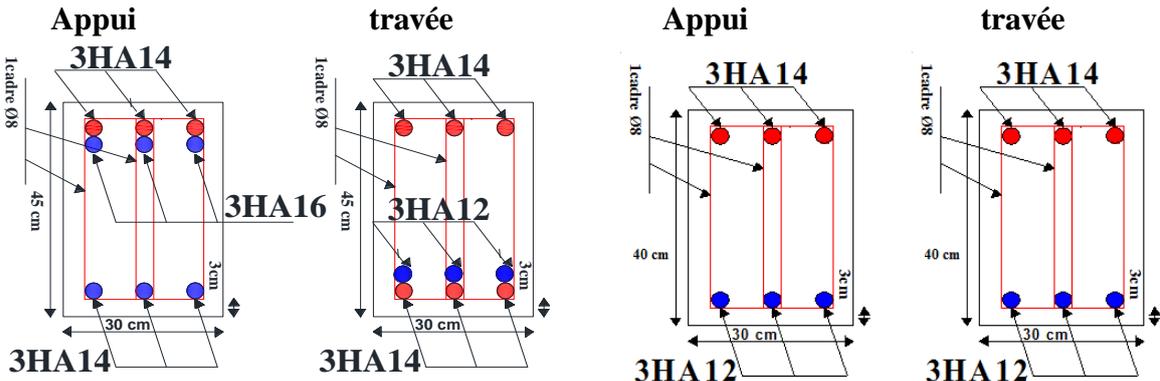
Tous les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

IV.2.4 Schéma de ferrailage :

Ferrailage des poutres de l'entre sol :

Poutres principales

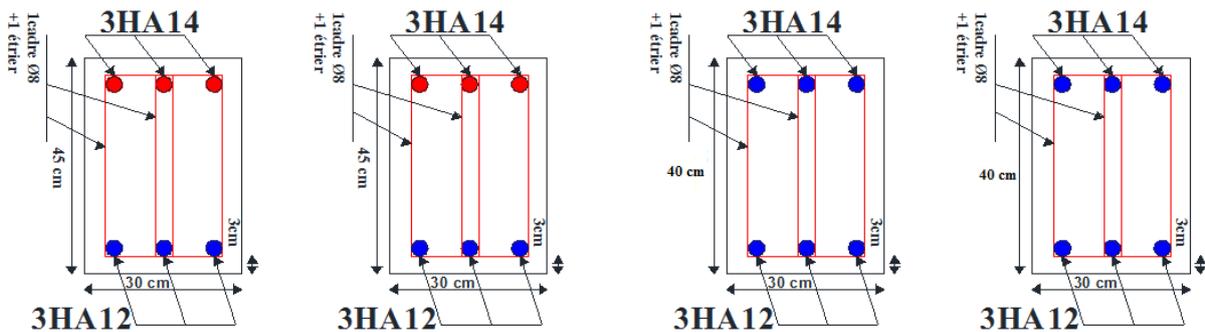
Poutres secondaires



Ferrailage de RDC :

Poutres principales

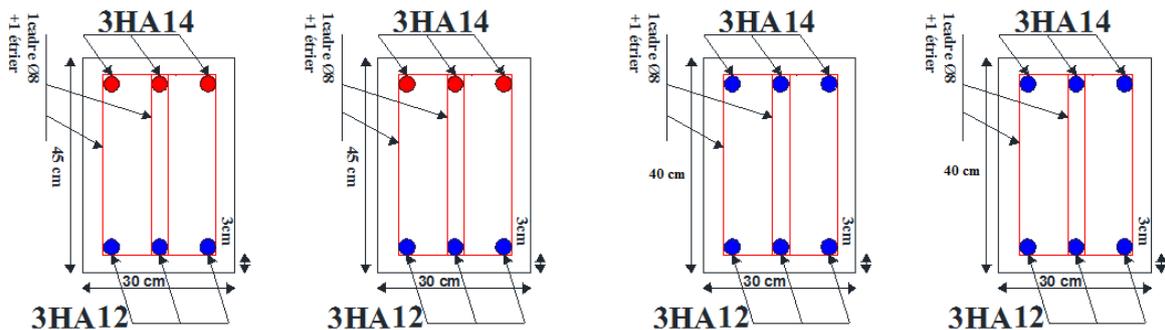
poutres secondaires



Ferrailage des Etages :

Poutres principales

poutres secondaires



COUPE 1-1

COUPE 2-2

Figure.IV.1. Schéma de ferrailage des poutres.

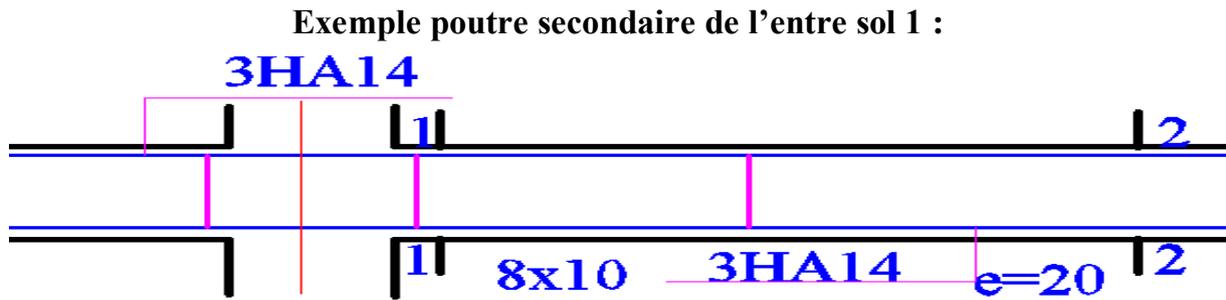


Figure.IV.2. Exemple poutre secondaire de l'entre sol 1.

IV.3. Vérification de la zone nodale

C'est de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement au niveau des nœuds et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques apparaissent dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

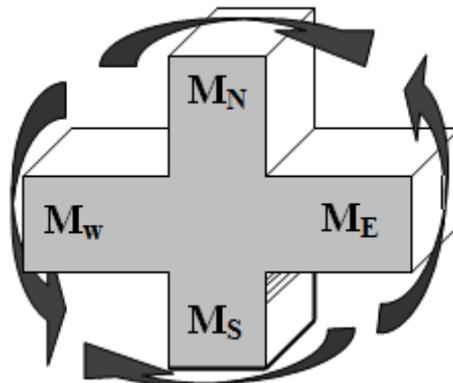


Figure V.10 Répartition des moments dans la zone nodale.

➤ Les moments résistants dans les poteaux et dans les poutres

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$

Avec : $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Tableau V.16 Les moments résistants dans les poteaux

Niveaux	h (cm)	Z (m)	σ_s (MPa)	Poteaux	
				A_s (cm ²)/fac	M_R (KN.m)
ENTRE SOL	65	0,585	400	4HA20=12.56	293.90
RDC	65	0.585	400	4HA20=12.56	293.90
Etage 1	65	0,585	400	3HA20+2HA14=12.5	292.5
Etages 2	65	0,585	400	3HA20+2HA14=12.5	292.5
Etages 3	60	0,54	400	3HA20+2HA14=12.5	270
Etages 4	60	0,54	400	3HA20+2HA14=12.5	270
Etages 5	60	0,54	400	3HA20+2HA14=12.5	270
Etages 6	55	0,495	400	3HA14+2HA20=10.9	215.82
Etages 7	55	0,495	400	3HA14+2HA20=10.9	215.82
Etages 8	50	0.45	400	3HA12+2HA20=9.67	174.06

Tableau V.17 Les moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
Entre Sol	45	40.5	400	8.01	8.01	129.76	129.76
RDC et étages Courant	45	40.5	400	3.39	3.39	54.92	54.92

Tableau V.17 Les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	h (cm)	Z (cm)	σ_s (MPa)	A_{sE} (cm ²)	A_{sW} (cm ²)	M_{RE} (KN.m)	M_{RW} (KN.m)
Entre Sol	40	36	400	3.39	3.39	75,97	75,97
RDC et étages Courant	40	36	400	3.39	3.39	75.97	75.97

Les résultats de la vérification de la zone nodale sont présentés dans les tableaux suivant :

Tableau V.19 Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre principale

Niveau	M_R (poteau)	M_N+M_S	M_E	M_W	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
ENTRE SOL	293.90	587.8	129.76	129.76	324.4	Vérifiée
RDC	293.90	586.4	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etage 1	292.5	585	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 2	292.5	562.5	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 3	270	540	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 4	270	540	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 5	270	485.82	54.92	54.92	137.3	Vérifiée

Etages 6	215.82	431.64	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 7	215.82	389.88	54.92	54.92	137.3	Vérifiée
Etages 8	174.06	174.06	54.92	54.92	137.3	Vérifiée

Tableau V.20 Vérification des zones nodales selon le sens de la poutre secondaire

Niveau	$M_{R(poteau)}$	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
ENTRE SOL	293.90	587.8	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
RDC	293.90	586.4	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etage 1	292.5	585	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 2	292.5	562.5	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 3	270	540	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 4	270	540	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 5	270	485.82	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 6	215.82	431.64	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 7	215.82	389.88	75,97	75,97	189,925	Vérifiée
Etages 8	174.06	174.06	75,97	75,97	189,925	Vérifiée

IV.4. Etude des voiles :

IV.4.1 Définition ;

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grands par rapport à la troisième appelée épaisseur, d’après le **RPA99 Version2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l, a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

IV.4.2 Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003(Art.3.4. A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D’où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ ①
- $G + Q \pm E$ ②
- $0,8G \pm E$ ③

Le ferrailage qu’on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{max} \rightarrow M_{corr} \dots \dots A_1 \end{array} \right.$$

$$N_{min} \rightarrow M_{corr} \dots \dots A_2 A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

$$M_{max} \rightarrow N_{corr} \dots \dots A_3$$

IV.4.3. Recommandation du RPA99 version 2003 :

Armatures verticales :

La section d’armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l’espacement ne doit pas être supérieur à l’épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec :

- l_t : longueur de la zone tendue,
- e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l’espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n’ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.14. Sollicitations du voile Vx1 de l’entresol.

Etage	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1241,333	29,1966	29,1966	1241,333	-799,6745	16,3681	18,4154

IV.4.4 Ferrailages :

Le calcul de ferrailage se fera sous N_{min} et M_{cor} , à la flexion composée pour une section ($e \times l$).

La section trouvée (A) sera comparée avec la section minimale (A_{min}) du **RPA99** et le ferrailage choisit est le plus défavorable entre les deux sections.

IV.4.4.1 Exemple de calcul :

Données :

$N_{mix} = 799.6745 \text{ KN}$; $M_{cor} = 16.3681 \text{ KN.m}$.

$l = 1.7 \text{ m}$; $e = 0.15 \text{ m}$; $d = 1.65 \text{ m}$; $d' = 0.05 \text{ m}$.

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{16.3681}{799.6745} = 0.02 \text{ m} < \frac{l}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m}$$

Avec,

$N_u (d-d') - \mu A \dots 1$

$(0.337h - 0.81d') b h f_{bu} \dots 2$

(1) $\rightarrow 1.19 \text{ MN.m}$

(2) $\rightarrow 1.67 \text{ MN.m}$

\Rightarrow N effort de traction et c le centre de pression est à l’extérieur de la section et

(1) < (2). Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{uA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 16.3681 + 799.6745 \times \left(1.65 - \frac{1.7}{2} \right) = 656.1077 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0.6561077}{0.15 \times (1.65)^2 \times 18.48} = 0.0869$$

$$\mu_{bu} = 0,0869 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.113$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 1.57 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{0.6561077}{1.57 \times 400} = 10.45 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 3.78 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow A = -0.379 \text{ cm}^2$$

Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :

On a :

$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} V$$

Dans notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{799.6745 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.15} + \frac{16.3681 \times 10^{-3}}{0.1} \times 1 = 3.299 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{799.6745 \times 10^{-3}}{1.7 \times 0.15} - \frac{16.3681 \times 10^{-3}}{0.1} \times 1 = -2.97 \text{ MPa} \end{cases}$$

Pour éviter tous risques de changement de signe et contraintes sur les différentes combinaisons, la zone tendue calculée avec les extrémités du voile, le voile sera donc ferrailé symétriquement.

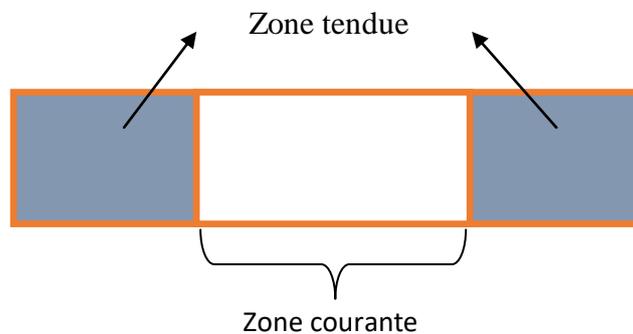


Figure.IV.4. Zone tendue et courante dans les voiles.

Donc :

$$\begin{cases} l_t = \frac{2.97 \times 2}{2.97 + 3.299} = 0.947 \text{ m} \\ l_c = 2 - 2 \times 0.947 = 0.106 \text{ m} \end{cases}$$

Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :

On a :

$$\begin{cases} A_{min}^{Z.T} = 0.2\%(e \times l_t) = 0.2\%(15 \times 94.7) = 2.841 \text{ cm}^2 \\ A_{min}^{Z.C} = 0.10\%(e \times l_c) = 0.10\%(15 \times 10.6) = 0.159 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Armatures minimales dans tout le voile

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{min} = 0.15\%(e \times l) = 0.15\%(15 \times 1.7) = 3.825 \text{ cm}^2$

Espacement des barres verticales :

$$S_t \leq \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

Armatures horizontales :

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0.8 \times f_e}$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{1.4V_u}{e \times d} = \frac{1.4 \times 18,4154 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.65} = 0.104 \text{ MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min(1.5e ; 30 \text{ cm}) \quad S_t \leq 30 \dots \dots \dots \text{ On opte : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Donc :

$$A_h = \frac{0.104 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.0975 \text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage des voiles restants sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau.IV.15. Ferrailage du voile Vx1

Voile Vx1				
Section	ENTRE SOL	RDC	Etage 1+2+3	Etage 4+5+6+7+8
l(m)	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	-1410,4922	-1241,3338	-747,5899	-87,8403
M(KN.m)	6,6208	29,1966	17,5811	42,5552
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	130,63	142,32	111,57	214,56
τ (MPa)	0,75	0,86	0,71	0,88
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	17,98	17,25	10,10	1,77
A^{min} (cm ²)	5,1	5,1	5,1	5,1
σ_1 (MPa)	5,62	5,27	3,17	0,93
σ_2 (MPa)	5,43	4,46	2,68	0,24
l_t (m)	0,83	0,77	0,77	0,34
l_c (m)	0,028	0,14	0,14	1
A_{tendu}^{min} (cm ²)	3,34	3,11	3,11	1,39
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,058	0,28	0,28	2
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	9HA16	9HA16	9HA12	9HA10
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
A_h^{cal} (cm ²)	1,02	1,25	1,36	1,32
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45

$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
----------------	-------	-------	-------	-------

Tableau.IV.16. Ferrailage de voile Vy2

Voile Vy2				
Section	ENTRE SOL	RDC	Etage 1+2+3	Etage 4+5+6+7+8
l(m)	1.7	1.7	1.7	1.7
e(m)	0.15	0.15	0.15	0.15
N(KN)	1064,2336	455,3658	817,5403	50,4825
M(KN.m)	3,1873	12,5476	47,4955	50,352
d (m)	1.95	1.95	1.95	1.95
V(KN)	180,2	130,35	96,45	82,56
τ (MPa)	1,01	0,56	0,76	0,62
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	0	0	0	0,12
A^{min} (cm ²)	5,1	5,1	5,1	5,1
σ_1 (MPa)	4,76	1,95	3,86	0,89
σ_2 (MPa)	3,58	1,61	2,54	0,49
l_t (m)	0,72	0,76	0,67	0,6
l_c (m)	0,24	0,16	0,35	0,49
A_{tendu}^{min} (cm ²)	2,91	3,07	2,69	2,41
A_{comp}^{min} (cm ²)	0,48	0,32	0,7	0,98
S_t (m)	0.2	0.2	0.2	0.2
$A_{v/face}^{adopté}$	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,97	0,68	1,04	1,01
A_h^{min} (cm ²)	0,6	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

IV.4.5 Exemple de ferrailage :

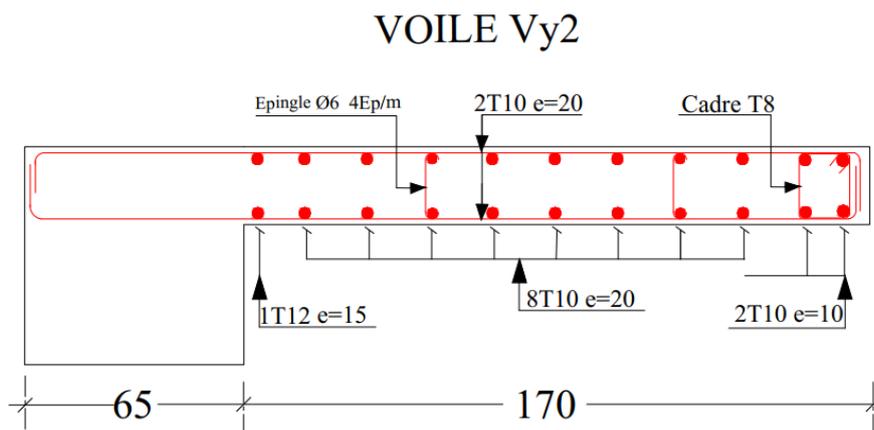


Figure.IV.5. Exemple de ferrailage du voile V_{y2} .

Conclusion

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations,
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques,
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.

Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

V.1. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}, \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

V.1.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le Etabs 2016

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 3423.46 + 25.31 = 3448.77 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

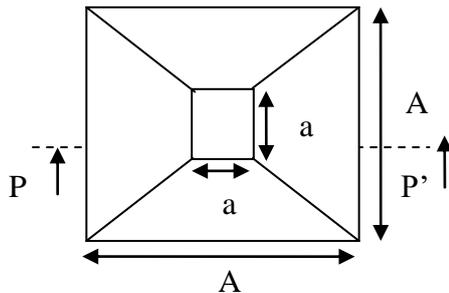


Figure V.1 : Vue en plan de la semelle.

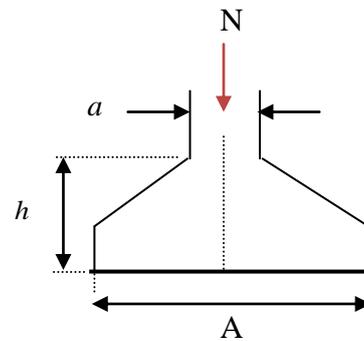


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (65*65) dans la structure où la distance entre eux est de 1.95 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.5 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.65 \cdot 3448.77}{0.65 \cdot 150}} = 4.79 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 4.10 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

V.1.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

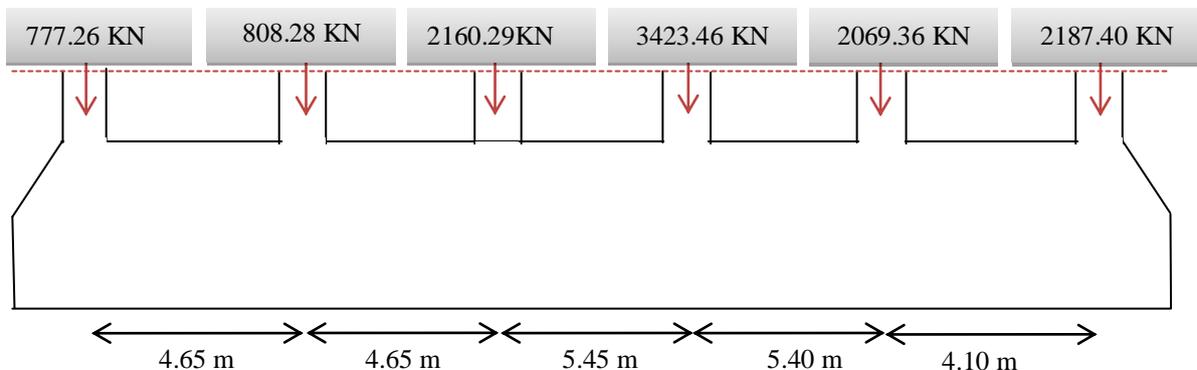


Figure V.3 : Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 777.26 \text{ KN}, N_2 = 808.28 \text{ KN}, N_3 = 2160.46 \text{ KN}, N_4 = 3423.46 \text{ KN}$$

$$N_5=2069.36 \text{ KN. } N_6=2187.40 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 11426.05 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{11426.05}{150 * 24.25} = 3.14 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

V.2. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

V.2.1. Prédimensionnement :

A. La condition de coffrage :

$$\checkmark \text{ Nervure: } h_t \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{545}{10} = 54.5 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 60 \text{ cm} \dots\dots(a)$$

$$\checkmark \text{ Dalle: } h_r \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{545}{20} = 27.5 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm.}$$

- $L_{\max} = 5.40 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

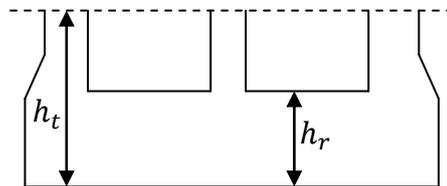


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.81 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 85 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

C. Calcul du Poids :

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 32671.032 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = 217.8 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{bat} = 24.45 \times 15.60 = 381.4 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{radier} = 381.4 \text{ m}^2$

$S_{radier} = S_{bat} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

V.2.2. Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement :

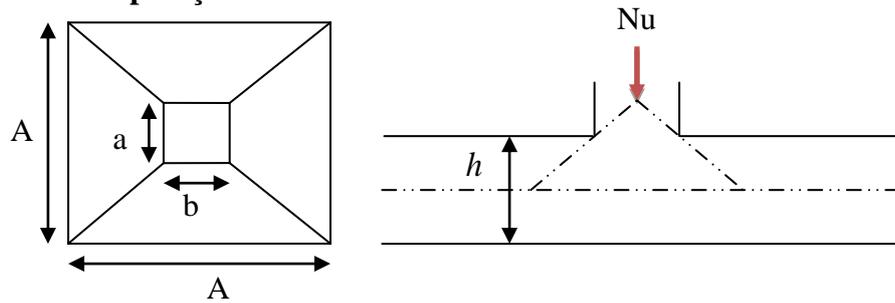


Figure V.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_U : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.65+1.3= 1.95 \text{ m}$$

On trouve $U_c = 7.8 \text{ m}$

$$N_u = 3.448 \text{ MN} < 0.045 \times 7.8 \times 1.3 \times \frac{25}{1.15} = 9.919 \text{ MN} \quad (\text{La condition est vérifiée}).$$

⇒ Pas risque au poinçonnement.

✚ Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1)}.$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.85 \text{ m}$.

$$V_U = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{44963.45 * 5.45}{2 * 381.4} = 321.25 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{321.25 * 10^{-3}}{1 * 0.85} = 0.51 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

Il faut vérifier que : $\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \sigma_{sol}$ Avec $\sigma_{(\max,\min)} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel ETABS2016, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 12.22 \text{ m} ; I_{xx} = 7735.2 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.8 \text{ m} ; I_{yy} = 19001.2 \text{ m}^4 \\ S = 381.4 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$N = 32671.032 + 25 * 0.35 * 381.4 + 25 * 0.95 * 191.4 = 40554.032 \text{ KN}$$

√ **Dans le sens x-x :** $N = 40554.032 \text{ KN} ; M_y = 27076.58 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_y} * Y_G = \frac{40554.032 * 10^{-3}}{381.4} + \frac{27076.58 * 10^{-3} * 7.8}{19001.2} = 0.117 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.150 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_y} * Y_G = 0.106 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.150 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.114 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0.150 \text{ MPa}$$

⇒ La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

√ **Dans le sens y-y :** $N = 40554.032 \text{ KN} ; M_x = 29754.44 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} * X_G = \frac{40554.032 * 10^{-3}}{381.4} + \frac{29754.44 * 10^{-3} * 12.22}{7735.2} = 0.142 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.150 MPa$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} * X_G = 0.132 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.150 MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{moy} = 0.139 MPa \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.150 MPa$$

⇒ la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, 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 résistent au renversement:

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ Dans le sens x-x :

$$e = \frac{29754.44}{40554.032} = 0.73m \langle \frac{24.45}{4} = 6.11m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Dans le sens y-y :

$$e = \frac{27076.58}{40554.032} = 0.66m \langle \frac{15.6}{4} = 3.9m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

⇒ Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ Vérification de la poussé hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 40554.032 KN$$

$$H = 3.06m, \text{ (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 381.4m^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10KN / m^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N = 40554.032 KN \geq 1.5 * 3.06 * 381.4 * 10 = 17506.26 KN.$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

V.2.3. Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

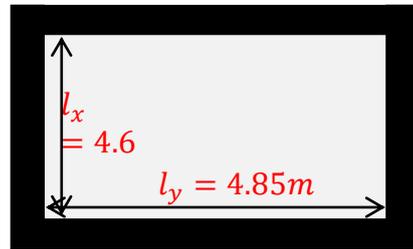


Figure V.6 : Panneau de dalle

V.2.4. Calcul des sollicitations :

- $q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{52846.45}{381.4} + 1.35 * 8.75 = 150.37 \text{ KN/m}^2$

- $q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{40554.032}{381.4} + 8.75 = 115.076 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,97 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✚ L'ELU :

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_u l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$$\mu_x, \mu_y? \quad \begin{cases} \rho = 0.97 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0392 * 150.37 * 4.65^2 = 127.45 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 118.81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 95.58 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 89.10 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -63.72 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	95.58	8.08	8HA12=9.05	15
	Sens y-y	89.10	7.51	7HA12=7.92	15
En appuis		-63.72	5.53	5HA12=5.65	20

Nota : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

✚ Vérification de condition de non fragilité

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,97 \end{cases} ; \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

- Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 2.84 \text{ cm}^2/ml$
- $A_t^x = 9.05 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.84 \text{ cm}^2/ml$ Vérfiée
- Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$
- $A_t^y = 7.92 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/ml$ Vérfiée

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$$

$$\Rightarrow A_a = 5.65 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.86 \text{ cm}^2/ml$$
 Vérfiée

✚ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 284.55 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 168.36 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 284.55 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{284.55 * 10^{-3}}{1 * 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.889 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérfiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ **L'ELS :**

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

$\mu_x, \mu_y ?$ $\begin{cases} \rho = 0.97 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases}$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0465 * 115.076 * 4.65^2 = 115.70 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 110.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 113.04 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_0^y = 82.81 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -57.53 \text{ KN.m}$

✚ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 A (d - y)^2.$$

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}$$

Tableau V.2 : Vérification des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 113.04	9.05	9.18	122022.4	7.904	Vérifiée	294.74	Non vérifiée
y-y	M _t ^y = 82.81	7.92	7.61	86351.2	7.088		340.76	
Appuis	M _a = -57.53	5.65	6.56	64259.6	5.047		293.595	

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s.

Tableau V.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A _{calc} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
x-x	M _t ^x = 113.04	5.0886 * 10 ⁻³	0.337	17.93	6HA20=18.85	15
y-y	M _t ^y = 82.81	3.8953 * 10 ⁻³	0.301	12.91	7HA16=14.07	15
appui	M _a = -57.53	2.3944 * 10 ⁻³	0.243	8.82	6HA14=9.24	15

Tableau V.4 : Revérifications des contraintes de radier.

Sens	Moments (KN.m)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ _b (MPa)	Observation	σ _s (Mpa)	Observation
x-x	M _t ^x = 113.04	18.85	10.91	169050.3	6.786	Vérifiée	196.54	Vérifiée
y-y	M _t ^y = 82.81	14.07	9.70	135375.5	5.763		198.72	
Appuis	M _a = -57.53	9.24	8.13	96683.3	4.150		182.686	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

✚ **Espacement des armatures :**

√ Sens x-x: S_t ≤ min[3h_r, 33 cm] = 33 cm ⇒ S_t = 15 cm

√ Sens y-y: S_t ≤ min[4h_r, 45 cm] = 45 cm ⇒ S_t = 15 cm

V.2.5. Schéma de ferrailage de radier :

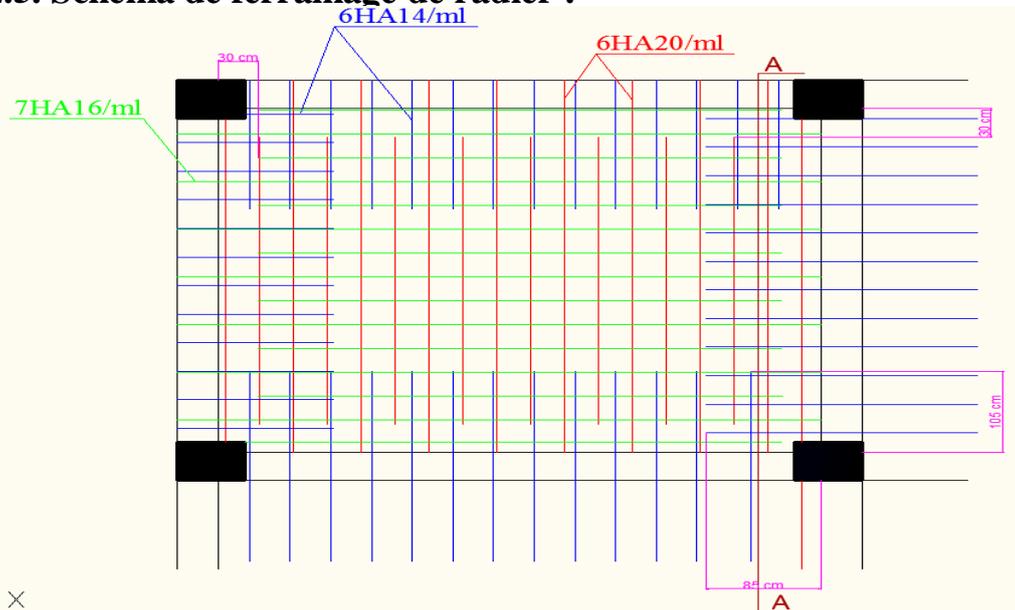


Figure V.7 : Ferrailage d'un panneau du radier.

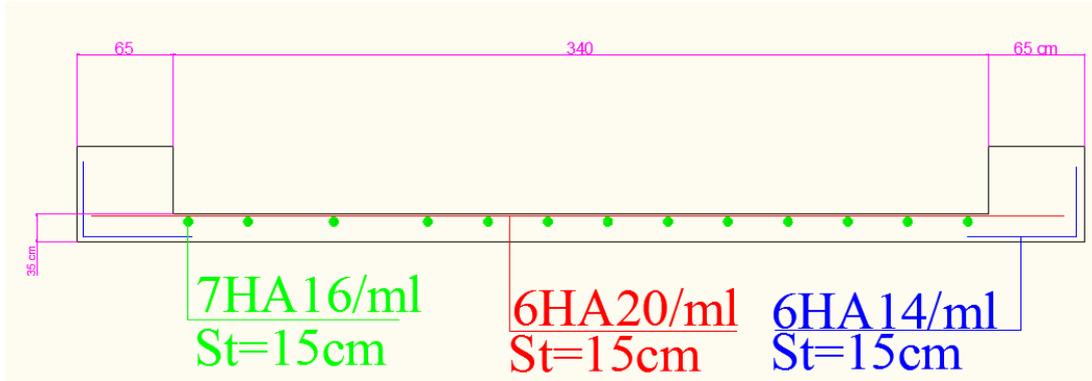


Figure V.8 : Coupe A-A (radier)

V.3. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

V.3.1. Dimensionnement de la nervure :

$h_i = 0.85m, h_r = 0.35m, b_0 = 0.65m, d = 0.63m$

$b_1 \leq \min(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \leq \min(\frac{5.30}{10}; \frac{5.45}{2})$

$b_1 \leq \min(53; 270)$

Soit : $b_1 = 60cm$

Donc $b = b_1 \times 2 + b_0 = 185cm$

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

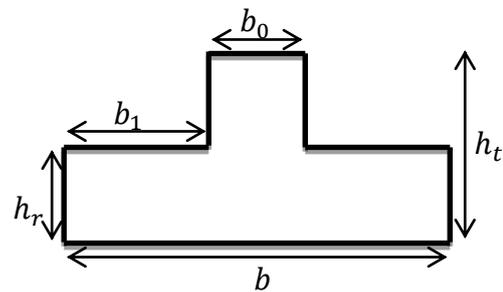


Figure VI.9 : Section de la nervure à ferrailer

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

✓ $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

V.3.2. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ **Moments aux appuis :**

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ **Moments en travée :**

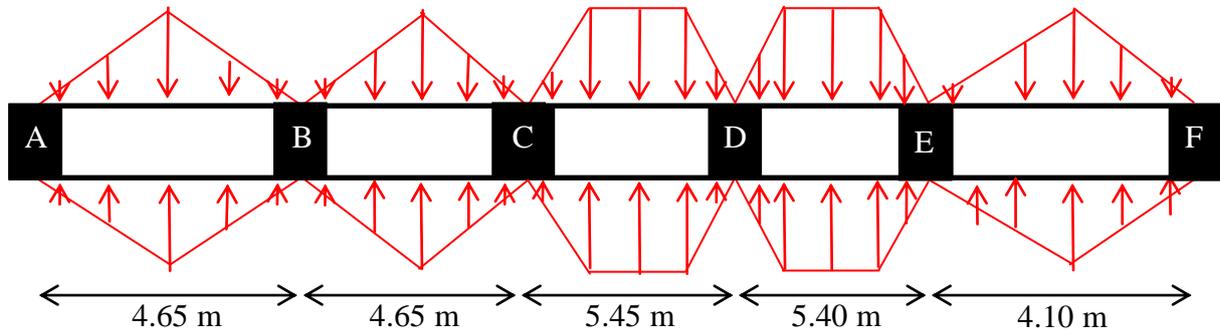
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

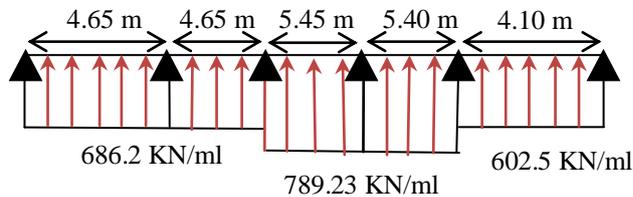
$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{1}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :



❖ **Schéma équivalent :**



On a : $q_u = 250.53 \text{ KN/m}^2$

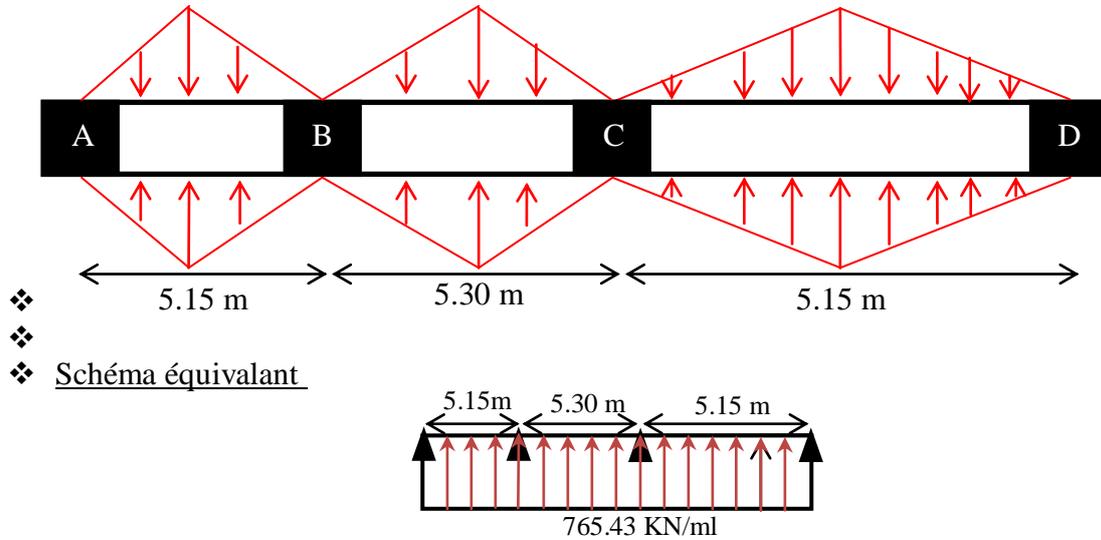
Tableau V.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.65	4.65	686.2	0	-1513.48	1.85	789.85
B-C	4.65	4.65	686.2	-1513.48	-1630.40	2.29	801.84
C-D	5.45	5.45	789.23	-1630.40	-1718.58	3.08	1345.71
D-E	5.40	5.40	789.23	-1718.58	-1191.14	2.73	1232.54
E-F	4.65	4.65	602.50	-1191.14	0	1.53	652.50

Tableau V.6 : Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1345.71	-1718.58

Sens Y-Y :



On a : $q_u = 250.53 \text{ KN/m}^2$

Tableau V.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	5.15	5.15	765.43	0	-1620.2	2.05	1553.2
B-C	5.30	4.24	765.43	-1620.2	-1242.2	2.65	1432.4
C-D	5.15	5.15	765.43	-1242.2	0	3.10	1553.1

Tableau V.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1553.2	-1320.2

VI.3.3. Ferrailage :

Tableau V.9 : Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1345.71	31.42	11.73	12T20 = 37.70
	Appui	-1718.58	40.31	5.26	6T25+6T16 = 41.51
Sens Y-Y	Travée	1553.2	36.37	11.73	12T20 = 36.37
	Appui	-1320.2	30.82	5.26	6T20+ 6T16 = 30.91

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 1.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4\text{MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

On a : $q_s = 182.49 \text{ KN/m}^2$.
 $\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$

Tableau V.10 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	854.5	5.93	196.76	Vérifiée
	Appui	-956.4	11.66	199.35	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	840.5	4.95	200.37	Vérifiée
	Appui	-986.65	9.88	193.28	Vérifiée

❖ **Les armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_t^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ **Espacements des aciers transversaux :**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

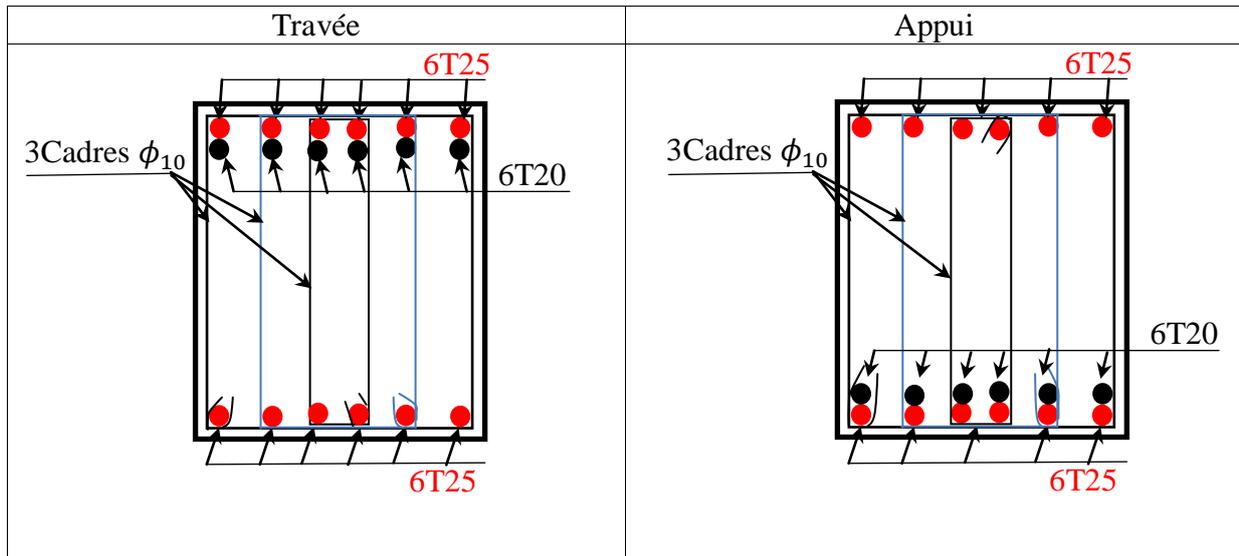
$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm} \qquad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \qquad S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm} \qquad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Schémas de ferrillages :**

Tableau V.11 : Schémas de ferrillages des nervures

Sens X-X	
Travée	Appui
Sens Y-Y	



V.4 Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1 % dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminue) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15 \text{ cm}$.

V.4.1 Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20 \text{ cm}$

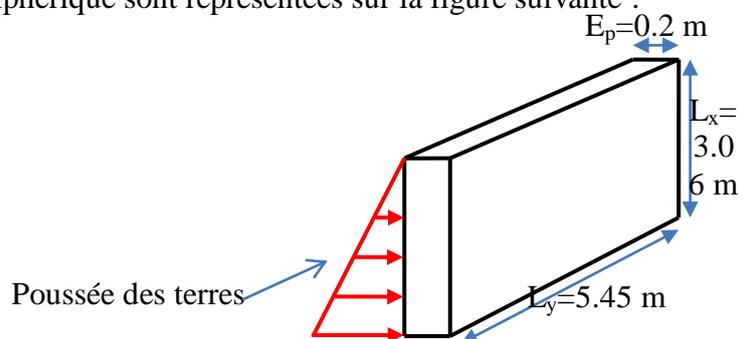


Figure V.10 : Dimensions de voile périphérique.

V.4.2 Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- ✓ Cohésion : $C=0$.

V.4.3 Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

V.4.4 Sollicitations :

A. Poussée des terres :

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi - \varphi}{4} \right)$$

$$P_1 = 20 \times 3.06 \times tg^2 \left(\frac{180 - 25}{4} \right) = 24.83 \text{ KN/m}^2.$$

B. Charge due à la surcharge :

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi - \varphi}{4} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180 - 25}{4} \right) = 4.06 \text{ KN/m}^2.$$

V.4.5. Ferrailage de voile périphérique :

❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 39.61 \text{ KN/m}^2.$$

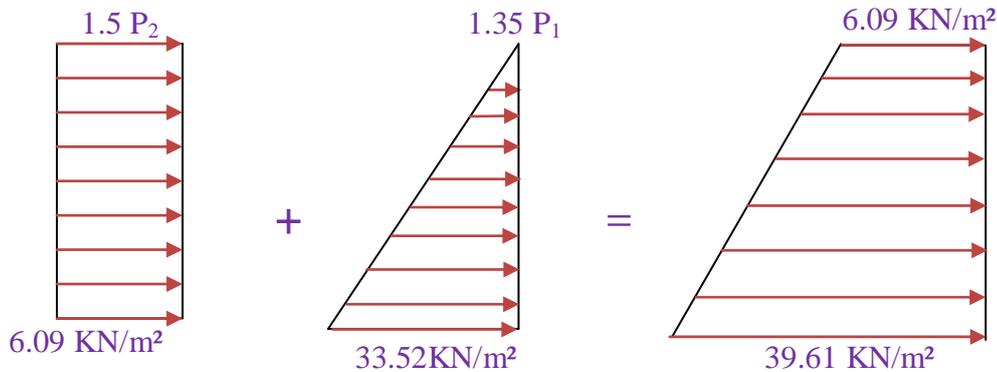


Figure V.11: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 5.45 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0 \text{ m}) = 1.5 * P_2 = 6.09 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 3.06 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 39.61 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 31.23 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.56 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

- **ELU :** ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1022 \\ \mu_y = 0.25 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

Tableau V.12 : Sollicitation et ferrailage du voile périphérique

Sens	Désignation	$q_u = 31.23 \text{ KN/m}^2$	
		Travées	Appuis
X-X	M_0 (KN.m)	10.08	10.08
	M (KN.m)	9.18	- 4.32
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	1.57	0.735
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01
Y-Y	M_0 (KN.m)	2.7	2.7
	M (KN.m)	2.295	- 1.08
	$A_{calculée}$ (cm ² /ml)	0.39	0.18
	A_{min} (cm ² /ml)	2	2
	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	4HA8 = 2.01	4HA8 = 2.01

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 20.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.119 < \bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérifications à l'ELS**

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 5.45 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min}(h = 0 \text{ m}) = P_2 = 4.06 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max}(h = 3.06 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 28.89 \text{ KN/m}^2 \\ q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 22.68 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

▪ **ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.56 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.1051 \\ \mu_y = 0.3319 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}, FN \end{cases}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.13 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	5.59	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	2.38	173.87	Vérifiée
	En appuis	2.63	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	1.12	81.8	Vérifiée
Sens y-y	En travée	1.853	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.79	57.63	Vérifiée
	En appuis	0.872	2.01	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.37	27.12	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ **Schémas de ferrillages:**

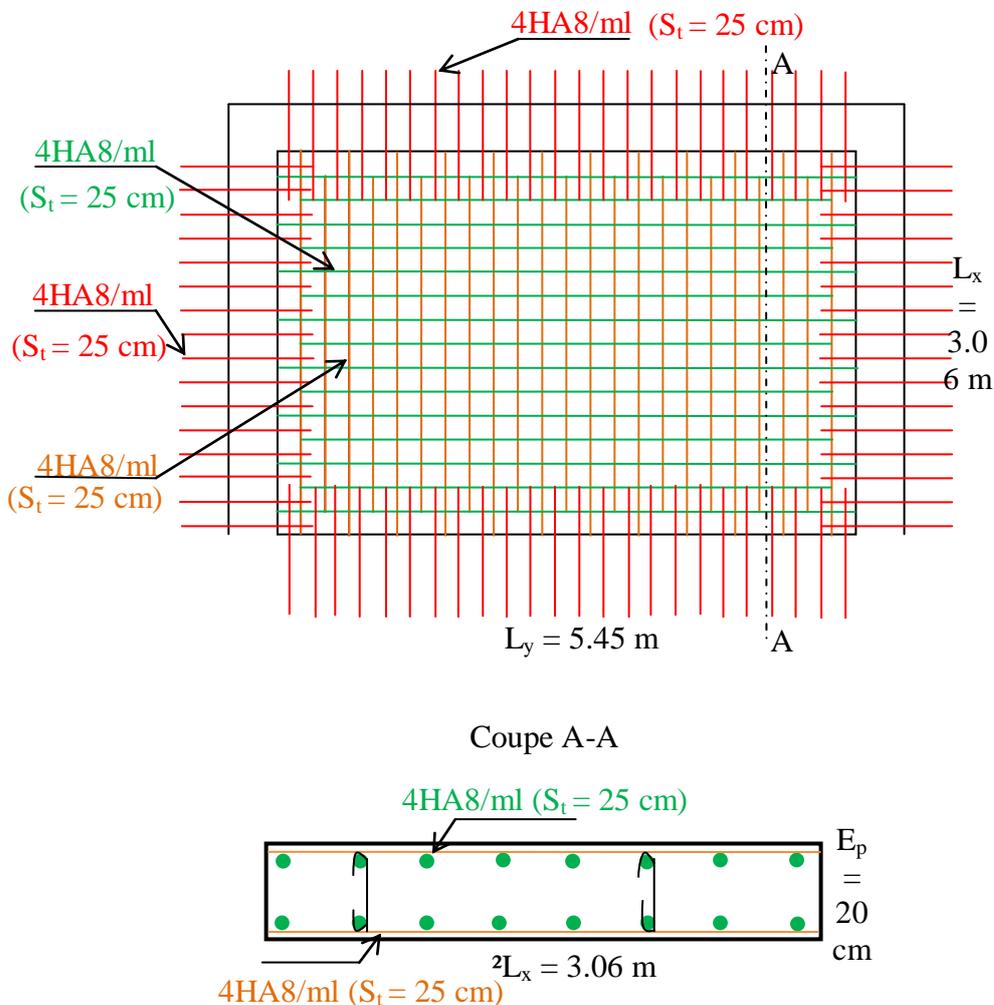


Figure V.12: Schéma du ferrillage du voile périphérique

Conclusion:

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civil en général, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur en génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis à vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique.

Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constatés que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site nous donne que le sol d'assise à une capacité portante faible vue l'importance de l'ouvrage. Le pré dimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coupe feu. Et le poteau le plus sollicité n'est pas toujours le poteau à côté de la cage d'escalier. En effet, pour notre cas, ce n'est pas le poteau qui a une grande surface afférente.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$ pour le RDC et $e = 15\text{cm}$ pour les étages courants. Le nombre total des voiles prévus est de 13, disposés selon le sens xx 07 voiles et 06 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 80% de l'efforts horizontal et au plus de 20% d'efforts vertical. Et des portiques

Conclusion générale

poteaux- poutres, les des poteaux. La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon xx et le 2^{eme} selon yy, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode 09 selon xx et dans le mode 12 selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

L'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens x-x est vérifié. Cependant, la condition n'est pas vérifiée dans le sens y-y, en effet, d'après l'article 4.3.6, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale doivent être majorées par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn} = 1.0011$.

- Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P- Δ).
- La vérification de l'effort tranchant à la basse du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifier, donc on doit majorée toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de $(0.8 \times V_{st}) / V_{dyn}$.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.