



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 de l'obtention du Diplôme de Master en
Génie-Civil
Spécialité Matériaux et Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+10+sous-sol),
Contreventée par un système mixte
(Voiles-Portiques).**

Réalisé par :

M^{elle} SOUICI Chahinez

M^{elle} LAROUÏ Nadira

Encadré par :

M^{me} O. SFAKSI

Membres de Jury:

M^{me} Chikh Amar

M^{me} Boughamsa

Promotion 2015/2016

Introduction Générale

Introduction Générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré parmi les plus anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des constructions, mais surtout des nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.

Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire les exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la conception, et de l'exploitation. Pour ce faire, il faut impérativement respecter les normes et les règles en vigueur qui sont propres à chaque pays.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment à usage mixte (commerciale et habitations) en (R+10avec sous-sols) implanté à Bejaia qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa). Donc il y a lieu de déterminer leur comportement dynamique, afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et assurer le confort et la sécurité des vies humaines.

Pour déterminer le comportement du bâtiment lors d'un séisme, on à utiliser le code national « règlement parasismique algérien RPA99 »Version 2003.

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite la connaissance de certaines bases sur lesquelles l'ingénieur pourrait s'appuyer afin de mener à bien son travail et cela par l'obtention d'une structure à la fois sécuritaire et économique. C'est pour cela que nous avons consacré ce présent chapitre à la description de notre projet d'étude et les différents éléments structuraux qui le composent.

I.1.Description de l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage mixte (habitation-commerce) faisant partie d'un ensemble promotionnel. Sa structure est en R+10+S/SOL, ayant une forme irrégulière et implantée dans la Ville de Bejaïa plus exactement à Ihaddaden (ex-jute). Cette région est classée zone à moyenne sismicité (zone *II.a*) selon le (RPA99/version 2003), règlement parasismique en vigueur en Algérie.

Le projet entre dans le cadre d'une construction qui comprend :

- Les étages courants à usage d'habitation.
- le RDC à usage commerciale.
- le sous-sol comme parking.

I. 2. Caractéristiques de l'ouvrage:

I. 2.1. Caractéristiques géométriques:

- | | |
|------------------------------|----------------|
| • La hauteur du bâtiment | 41.14m. |
| • La hauteur du sous-sol | 3.06m. |
| • La hauteur de RDC | 3.91m. |
| • La sous pente | 3.57m. |
| • La hauteur de chaque étage | 3.06m. |
| • La longueur du bâtiment | 29.25m. |
| • La largeur du bâtiment | 26.15m. |

I. 2.2. Caractéristiques du site :

Selon le rapport du sol qui nous a été donnée par le laboratoire de contrôle de qualité du béton, sol et bitume sur le terrain destiné à recevoir ce bloc :

- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1,5$ bars
- L'ancrage minimal des fondations : D=2.00m.

I. 2.3. Caractéristiques structurales :

I. 2. 3. 1. Ossature :

Vu la hauteur de notre ouvrage, et d'après le **RPA99/V2003 (article 3.4.A.1.a)**, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) avec justification d'interaction voiles –portiques, ou avec voiles porteurs (entièrement contreventé par voiles).

I. 2. 3. 2. Les planchers :

Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux (hourdis) avec une dalle de compression en béton armé pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons et la dalle d'ascenseur.

I. 2. 3. 3. L'acrotère :

C'est un élément en béton armé contournant le bâtiment encastré au niveau du plancher terrasse accessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

I. 2. 3. 4. Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments secondaires permettant le passage d'un niveau à un autre, ils seront réalisés en béton armé coulé sur place avec deux volées.

I. 2. 3. 5. L'ascenseur :

C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I. 2. 3. 6. La maçonnerie :

- Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une lame d'air de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une lame d'air de 5cm pour les séparations entre les logements, en simples cloisons de briques creuses de 10cm pour la séparation des espaces.

I. 2. 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

I.2. 4. 1. Le béton :

Il est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours (f_{c28}) Quelques données sur le béton de notre travail sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau I. 1. Caractéristiques du béton :

F_{c28} (MPa)	25,0	
F_{t28} (MPa)	2,1	
E_i 28(MPa)	32164,2	
E_v 28(MPa)	10818,86	
$\sigma_{bc\text{ultime}}$ (MPa)	Situation durable	14,2
	Situation accidentelle	18,5
$\sigma_{bc\text{service}}$ (MPa)	15,0	
τ_u (MPa) : Situation durable	Fissuration peu nuisible	3,33
	Fissuration préjudiciable	2,5
Coefficient de poisson	Etats limites ultime	0
	Etat limites de service	0.2
Dosage en ciment (kg/m ³)	350	

I. 2. 4. 2. L'acier : Ils sont utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau I. 2. Les types d'acier utilisé et leurs nuances :

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armature transversales	feE 215	Ø6 et Ø8	215	2,1*10 ⁵
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	feE400	T ≥ 10	400	2,1*10 ⁵
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520	2,1*10 ⁵

I. 3. Les états Limites :

I. 3. 1. Définition:

Dans le domaine des constructions, un état limite est celui qui satisfait strictement aux Conditions prévues sous l'effet des actions (force, moment ou couples) qui agissent sur la Structure ou l'un de ses éléments.

Les conditions sont : la stabilité, la résistance, la durabilité, les déformations (flèches) non nuisibles pour satisfaire les fonctions techniques d'utilisation des structures et leur confort.

I. 3. 2. Etat limite ultime (ELU) :

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisées.

Il existe trois états limites :

- Etat limite de l'équilibre statique.
- Etat limite de résistance de l'un des matériaux.
- Etat limite de stabilité de forme : flambement.

I. 3. 3. Etats limite de service (ELS) :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage.

Il y'a trois états limites de services:

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton

I. 4. Actions et sollicitations :

I. 4. 1. Les actions :

I. 4. 1. 1. Définitions :

Les actions selon le CBA 93 (art A.3.1.1) sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...).

Nous distinguons trois types :

- Des charges permanentes.
- Des charges d'exploitations.
- Des charges climatiques.

I. 4. 1. 2. Les actions permanentes (G) :

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps ; elles comprennent :

- Le poids propre de la structure.
- Les cloisons, revêtement, superstructures fixes.
- Le poids des poussées des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure.

I. 4. 1. 3. Les actions variables (Q) :

Les actions variables ont une intensité varie fréquemment d'une façon importante dans le temps ; elles comprennent :

- Les charges d'exploitations.
- Charges appliquées aux cours d'exécution (équipement de chantier).
- Les charges climatiques (neige et vent).
- Les effets thermiques.

I. 4. 1. 4. Les actions accidentelles (E) :

Ce sont celles provenant de phénomènes qui se produisant rarement et avec une courte durée d'application, nous pouvons citer :

- Les chocs.
- Les séismes.
- Les explosions.
- Les feux.
- avalanches,.....etc.

I. 4. 2. Les sollicitations :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsion).

I. 4. 2. 1. Les 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 :

$G+Q\pm E.$

$0.8G\pm E.$

I. 5. Rèlements et normes utilisés :

L'étude du projet élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises En vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

Le pré-dimensionnement est le fait de donner les dimensions aux différents éléments porteurs de la structure avant l'étude du projet. Ces éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous nous référons aux recommandations du RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.1. Pré dimensionnement des éléments :

Nous commençons par la disposition des poutrelles pour repérer les poutres principales et secondaires.

- **Disposition des poutrelles**

Afin de définir la disposition des poutrelles nous devons respecter deux critères primordiaux qui sont :

- Le critère de la petite portée: Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus Petite portée.
- Le critère de continuité: Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles et repérage des poutres et des poteaux sont représenté dans les figures suivantes :

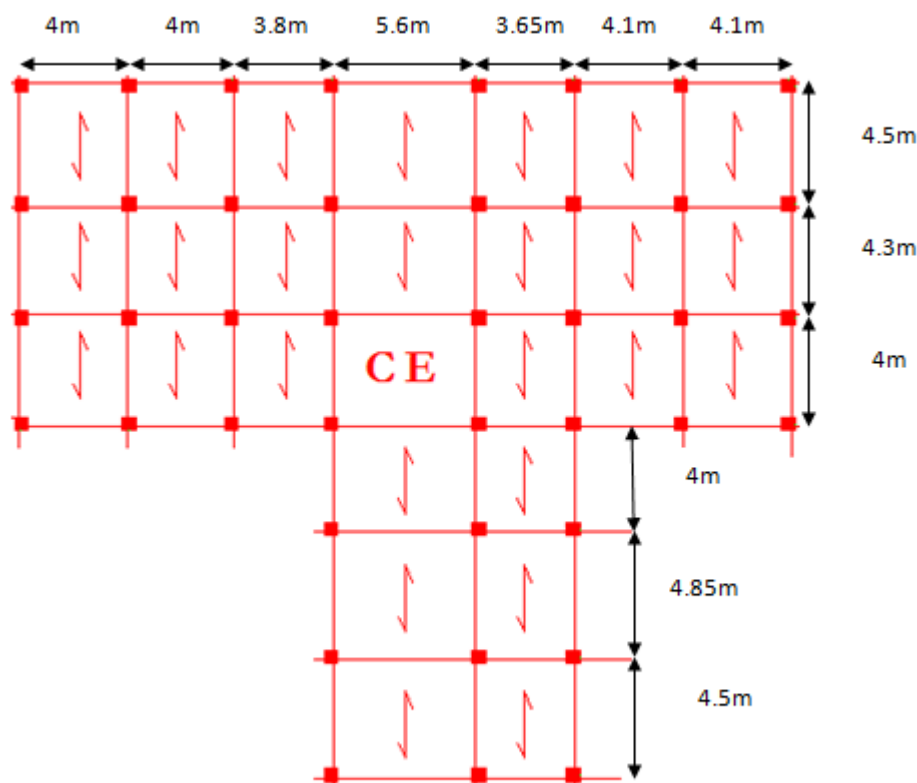


Figure II.1 : la disposition des poutrelles

II.1.1. Les poutres :

- **Condition de flèche**

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{Selon le BAEL91}$$

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

- **Les conditions du RPA 99**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

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

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h / b \leq 4.00$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

II.1.1.1. Les poutres principales :

On a $L_{max} = (5.6 - 0.55) = 5.05 \text{ m}$.

$$\text{Donc,} \quad \frac{505}{15} \leq h_p \leq \frac{505}{10} \Rightarrow 33.67 \text{ cm} \leq h_p \leq 50.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_p, h_p) dimensions de la poutre principale.

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\text{➤ } b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm, vérifiée.}$$

$$\text{➤ } h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm, vérifiée.}$$

$$\text{➤ } \frac{h_p}{b_p} = 1.33 < 4, \text{ vérifiée.}$$

II.1.1.2. Poutres secondaires :

On a $L_{max} = (4.85 - 0.55) = 4.30 \text{ m}$.

$$\text{Donc,} \quad \frac{430}{15} \leq h_s \leq \frac{430}{10} \Rightarrow 28.66 \text{ cm} \leq h_s \leq 43 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases} (b_s, h_s) : \text{dimensions de la poutre secondaire.}$

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

- $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

- $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

II.1.2.Plancher :

Le plancher est une surface plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements. Il a plusieurs fonctions :

- Fonction relative à la stabilité : ou il assure la transmission des charges et surcharge aux porteurs verticaux.
- Fonction de stabilité au feu.
- Fonction de séparation entre les niveaux : qui assure l'isolation thermique et acoustique
- Fonction technique : qui est l'installation des gaines de l'électricité.
- Fonction esthétique.

II.1.2.1. Plancher à corps creux :

Le plancher est constitué d'une dalle de compression, les poutrelles et corps creux. Selon les règles du CBA93 la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec :

h_t : Hauteur total du plancher.

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max}=4.85-0.30 = 4.55\text{m} \Rightarrow h_t \geq \frac{455}{22.5}$$

Donc : $h_t \geq 20.22 \text{ cm}$

Alors : on opte pour un plancher $[16 + 5]$, $\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 5 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 21 \text{ cm} \end{cases}$

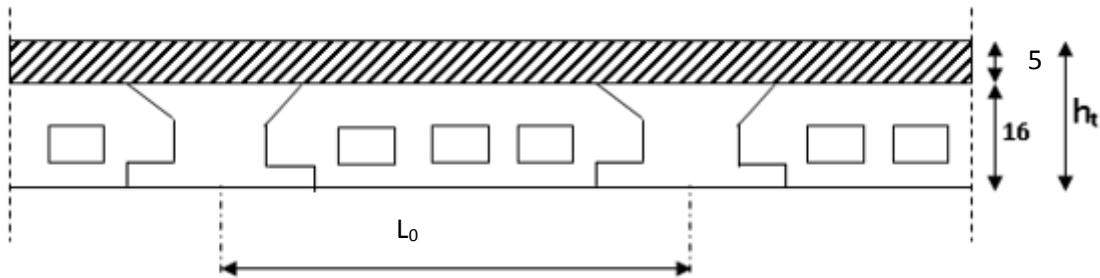


Figure. II.2 : Coupe du plancher à corps creux

• Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments du plancher reposant sur les poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières.

La longueur de la table de compression(b) est donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

h_t : Hauteur du plancher

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : Distance minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

$$b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \Rightarrow b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 4 - 0.3 = 3.7 \text{ m}$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} (26.5; 37) \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \frac{(b - b_0)}{2} \leq 26.5 \quad \Rightarrow b = 65 \text{ cm}$$

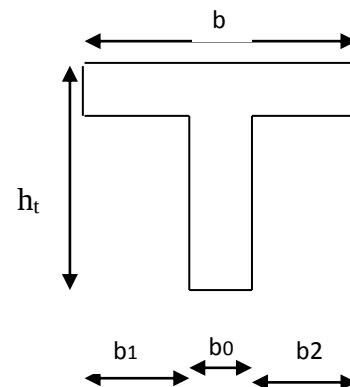


Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle

II.1.2.2. Dalle pleine :

La dalle pleine est une plaque qui a une épaisseur relativement faible par rapport à deux dimensions (longueur, largeur). Elle peut reposer avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis. Elle se calcule comme un ensemble de panneaux de dalle.

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Résistance au feu :**

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

- **Isolation phonique**

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

- **Résistance à la flexion**

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

Dalle reposant sur un ou deux appuis parallèles : $e \geq \frac{L_x}{20}$

Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$

Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho \geq 0.4$

Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ si $\rho < 0.4$

L_x : le plus petit côté du panneau de la dalle.

- **Dalle reposant sur un seul appui :**

Type 1

$L_x = 100 \text{ cm}$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{1}{20} \Rightarrow e \geq 5 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$**

Type 2

$$L_x = 69 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{69}{20} \Rightarrow e \geq 3.45 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$**

Type 3

$$L_x = 38 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{38}{20} = 1.9 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$** .

Type 4

$$L_x = 80 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{80}{20} = 4 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$** .

Type 5

$$L_x = 90 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{90}{20} \Rightarrow e \geq 4.5 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$** .

Type 6

$$L_x = 60 \text{ cm}$$

$$e \geq \frac{L_x}{20}$$

$$e \geq \frac{60}{20} \Rightarrow e \geq 3 \text{ cm}$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$** .

- **Dalle reposant sur trois appuis :** (balcons)

Type 1

$$L_x=150\text{cm} \quad L_y=310 \text{ cm}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$$

$$\Rightarrow 3.33 \leq e \leq 3.75$$

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu. Donc, **$e = 12 \text{ cm}$**

- **Dalle sur 4 appuis**

$$L_x = 3.7 \text{ m} ; \quad L_y = 5.3\text{m}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Leftrightarrow \frac{370}{45} \leq e \leq \frac{370}{40}$$

$$8.22 \text{ cm} \leq e \leq 9.25 \text{ cm}$$

$e = 14 \text{ cm}$ pour trois heures de coupe-feu. Donc, **$e = 15 \text{ cm}$** .

II.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers :

Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers

Désignation	Densité (kN/m ³)	e (cm)	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible	Poids (KN/m ²)		
					Etage courant	Etage commercial	Balcon
Protection en gravier	20	5	/	1	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	/	2	0.12	0.12	/	/	/
Isolation thermique	4	4	0.16	0.16	/	/	/
Forme de pente	22	5	1.1	1.1	/	/	/
Revêtement en carrelage	20	2	0.4	/	0.4	0.4	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4	/	0.4	0.4	0.4
Plancher corps creux	/	20	2.85	2.85	2.85	2.85	/
Dalle pleine	25	12	/	/	/	/	3
Enduit en mortier	18	1.5	/	0.27	/	/	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2	/	0.2	0.2	/
Lit de sable	18	2	/	/	0.36	0.36	0.36
Cloison	/	10	/	/	0.9	0.9	0.9
ΣG avec corps creux			5.23	5.5	5.11	5.11	/
ΣG avec dalle plein			/	/	/	/	5.33
Q			1.5	1	1.5	5	3.5

II.1.3. Les escaliers :

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Dans notre cas on va s'intéresser seulement à l'escalier principal en BA. On a deux types :

Pour déterminer les dimensions des marches (g) et des contre marches (h) on utilise la formule de Blondel qui est donné par :

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

Avec $g = L / (n-1)$

$$h = H/n$$

On prend: $g+2h=64\text{cm} \Rightarrow 64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0$

H : Hauteur de la volée

n : Le nombre de marche,

L : Longueur projetée de la volée

Type1:

Escalier à trois volées à double paliers de repos au niveau du parking, RDC et soupenle.

PARKING

La volée I

$$H=1.53\text{m} \quad L=2.4\text{m}$$

$$64n^2 - 614n + 310 = 0$$

$$n = 9 \text{ marches}$$

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

La volée II :

$$L=0.85\text{m} \quad H=1.2\text{m}$$

$$64n^2 - 389n + 240 = 0$$

$$n = 5 \text{ marches}$$

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

La volée III :

$$H=0.68\text{m} \quad L=0.9\text{m}$$

$$64n^2 - 290n + 136 = 0$$

$$n = 4 \text{ marches}$$

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

Type2 :

Escalier a deux volées contrariées avec palier de repos au niveau des étages courants (1^{er} niveau au 9^{eme} niveau)

$$H=1.53m \quad L=2.4m$$

$$\text{On prend: } g+2h=64\text{cm} \Rightarrow 64n^2 - (64+2H+L) n + 2H=0$$

$$64n^2 - (610) n + 306 = 0$$

$$n=9 \text{ marches}$$

$$g=30\text{cm} \quad h=17\text{cm}$$

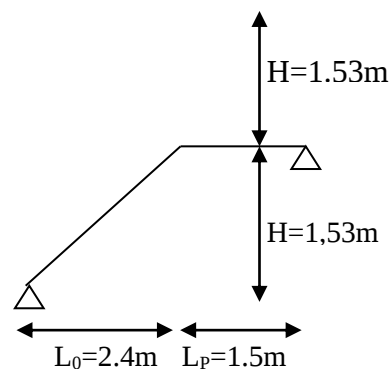


Figure II.4 : Schéma statique de l'escalier à deux volées

II.1.3.1. Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est donnée par les deux conditions suivantes :

- $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$
- $e \geq 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

Parking (volée 1)

$$L_v = \sqrt{(L^2 + H^2)} = 2.85 \text{ m}$$

$$L = L_p + L_v = 2.85 + 1.56 = 4.41 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 14.7 \leq e \leq 22.05 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } e = 18\text{cm}$$

II.1.3.2. Poids de la paillasse :

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} \alpha = tg^{-1} \left(\frac{H}{L} \right)$$

Le tableau suivant résume le calcul des autres escaliers

Tableau II.2 : Récapitulatif du dimensionnement des escaliers

	Volée	H (m)	L (m)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)	$\alpha(^{\circ})$	G (kn/m ²)
Parking	Volée1	1.53	2.4	9	17	30	18	32.51	5.34
	Volée 2	0.85	1.2	5	17	30	15	35.31	4.6
	Volée 3	0.68	0.9	4	17	30	12	37.07	3.75
RDC	Volée 1 et 3	1.53	2.4	9	17	30	18	32.51	5.34
	Volée2	0.85	1.2	5	17	30	15	35.31	4.6
Sous pente	Volée 1 et 3	1.53	2.4	9	17	30	18	32.51	5.34
	Volée 2	0.51	0.60	3	17	30	12	40.36	3.94
Etages courants	Volée 1 et 2	1.53	2.4	9	17	30	18	32.51	5.34

Pour l'épaisseur de la paillasse nous avons pris le cas le plus défavorable **e=18cm**

Tableau II.3:Evaluation des charges et surcharges de l'escalier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage horizontal	20	2	0.4
Carrelage vertical	20	$e \cdot h/g = 1.13$	0.23
Mortier de pose h	20	2	0.4
Mortier de pose v	20	1.1	0.22
Marche	22	$h/2 = 8.5$	1.87
Paillasse	25	$e/\cos\alpha = 21.34$	5.34
Enduit en plâtre	10	2.37	0.24
			Gv=8.7 KN/m²
			Qv=2.5 KN/m²

Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharges du palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Carrelage	20	2	0.4
Mortier de pose	20	2	0.4
La dalle	25	18	4.5
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G=5.86 KN/m²
			Q=2.5 KN/m²

II.1.4. Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

Dans notre structure on a un seul type d'acrotère pour la terrasse accessible (R+9).

On prend $H=60\text{cm}$

$S=0.0984\text{ m}^2$ $G=2.46\text{ kn/ml}$

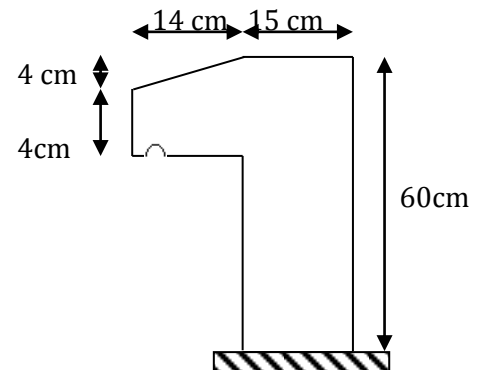


Figure II.5: Schémas de l'acrotère

Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharges de l'acrotère

Désignation	Surface (m ²)	e (cm)	Poids (KN/ml)
Acrotère	0.0984	15	2.46
Enduit en ciment	/	2	0.22
			G=2.68KN/ml
			Q=1 KN/ml

Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	/	10	0.9
Lame d'air	/	5	/
Brique creuses	/	15	1.30
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G=2.67KN/m²

II.1.5. Les voiles :

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du RPA99 suivantes :

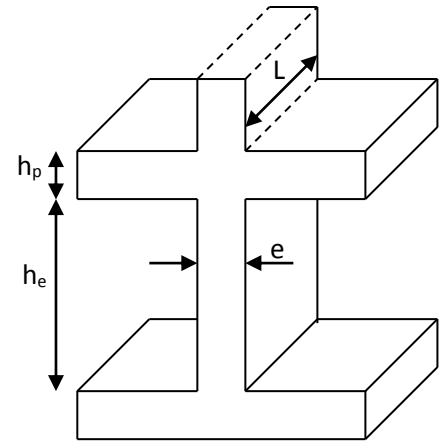
- $e \geq 15\text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

h_p : Hauteur totale de la poutre.

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile



.Figure II.6 : coupe de voile en élévation

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II.7 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.

Nature d'étage	h_e (m)	$e > h_e / 20$ (cm)
Parking	$3.06 - 0.40 = 2.66$	$e \geq 13.3$
DRC	$3.91 - 0.40 = 3.51$	$e \geq 17.55$
Soupente	$3.57 - 0.40 = 3.17$	$e \geq 15.85$
1 ^{er} au 9 ^{eme} étage	$3.06 - 0.40 = 2.66$	$e \geq 13.3$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

$e=20\text{cm}$ Pour tous les niveaux

Tableau II.8 : Evaluation des charges des voiles

Désignation	ρ (KN/ m ³)	e (cm)	Poids (KN/ m ²)
Murs en béton arme	25	20	5
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
			$G=5.47 \text{ KN/ m}^2$

II.1.6. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

➤ **Le critère de résistance :**

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : **$B = b \cdot h$** .

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q)$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

➤ **Critère de stabilité de forme :**

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_u$ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **$A_s / B_r = 1\%$**

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ

λ : L'élancement définie par ; **$\lambda = L_f / i$** .

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 \cdot l_0$ où :

l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \text{ Si : } 0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \\ \bullet \text{ Si : } 50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \end{array} \right.$$

➤ Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone II_a :

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(b, h) \geq h_e / 20.$$

Où h_e : hauteur d'étage

Tableau II.9 : sections préalables des poteaux

Etages	Sous-sol, RDC+ soupenle	1 ^{er} et 2 ^{eme} étages	3 ^{eme} et 4 ^{eme} étages	5 ^{eme} et 6 ^{eme} étages	7 ^{eme} et 8 ^{eme} étages	9 ^{eme} étage, N10 et terrasse
Section (b*h) cm²	55*55	50*50	45*45	40*40	35*35	30*30

II.2. Descente des charges:

La descente des charges va être effectuée pour le poteau D3

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

II.2.1.Calcul des surfaces afférentes et charges et surcharges

$$L_{pp} = 1.75 + 2.65 = 4.4\text{m}$$

$$L_{ps} = 2 + 2.1 = 4.1\text{m}$$

• Calcul de la surface afférente :

$$S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = (1.75 * 2.1) + (1.75 * 2) + (2.65 * 2.1) + (2.65 * 2) = 18.04\text{m}^2$$

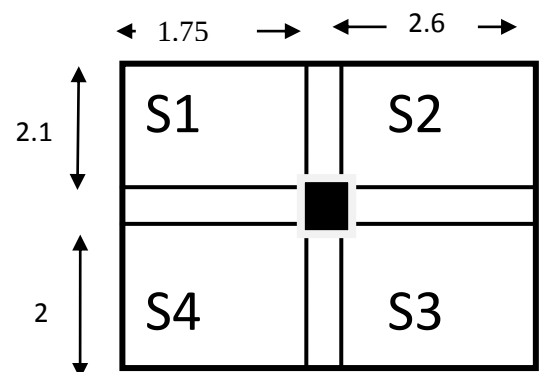


Figure II.7 : Schéma représentant les surfaces afférentes

- **Poids des planchers:**

- Plancher étage courant et commerciale : $G = 15.11 * 18.04 = 92.18 \text{ KN}$
- Plancher terrasse accessible : $G = 5.23 * 18.04 = 94.35 \text{ KN}$

- **Poids de poutres principales :**

$$G = 25 * 0.3 * 0.4 * L_{pp}$$

$$G = 25 * 0.3 * 0.4 * 4.4 = 13.2 \text{ KN}$$

- **Poids de poutres secondaires :**

$$G = 25 * 0.3 * 0.4 * L_{ps}$$

$$G = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.1 = 10.76 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Poids des poteaux

Niveau	G (KN)
Terrasse accessible, N10 et N9	$0.3 * 0.3 * 25 * 3.06 = 6.87$
N8 et N7	$0.35 * 0.35 * 25 * 3.06 = 9.37$
N6 et N5	$0.4 * 0.4 * 25 * 3.06 = 12.24$
N4 et N3	$0.45 * 0.45 * 25 * 3.06 = 15.49$
N2 et N1	$0.5 * 0.5 * 25 * 3.06 = 19.13$
Soupenste	$0.55 * 0.55 * 25 * 3.57 = 27$
RDC	$0.55 * 0.55 * 25 * 3.91 = 29.57$
Sous-sol	$0.55 * 0.55 * 25 * 3.06 = 23.14$

Tableau II.11 : Les surfaces afférentes pour les charges d'exploitation

Niveaux	Surface afférente (m ²)	Q (KN)
Terrasse accessible	20.86	$20.86 * 1.5 = 31.29$
N10 et N9	$20.86 - (0.3 * 0.3) = 20.77$	$20.77 * 1.5 = 31.16$
N8 et N7	$20.86 - (0.35 * 0.35) = 20.74$	$20.77 * 1.5 = 31.11$
N6 et N5	$20.86 - (0.4 * 0.4) = 20.70$	$20.70 * 1.5 = 31.05$
N4 et N3	$20.86 - (0.45 * 0.45) = 20.66$	$20.66 * 1.5 = 31$
N2 et N3	$20.86 - (0.5 * 0.5) = 20.91$	$20.91 * 1.5 = 30.92$
Sous-sol, RDC et soupenste	$20.86 - (0.55 * 0.55) = 20.56$	$20.56 * 5 = 102.80$

II.2.2.La lois de dégression d'après le DTR :

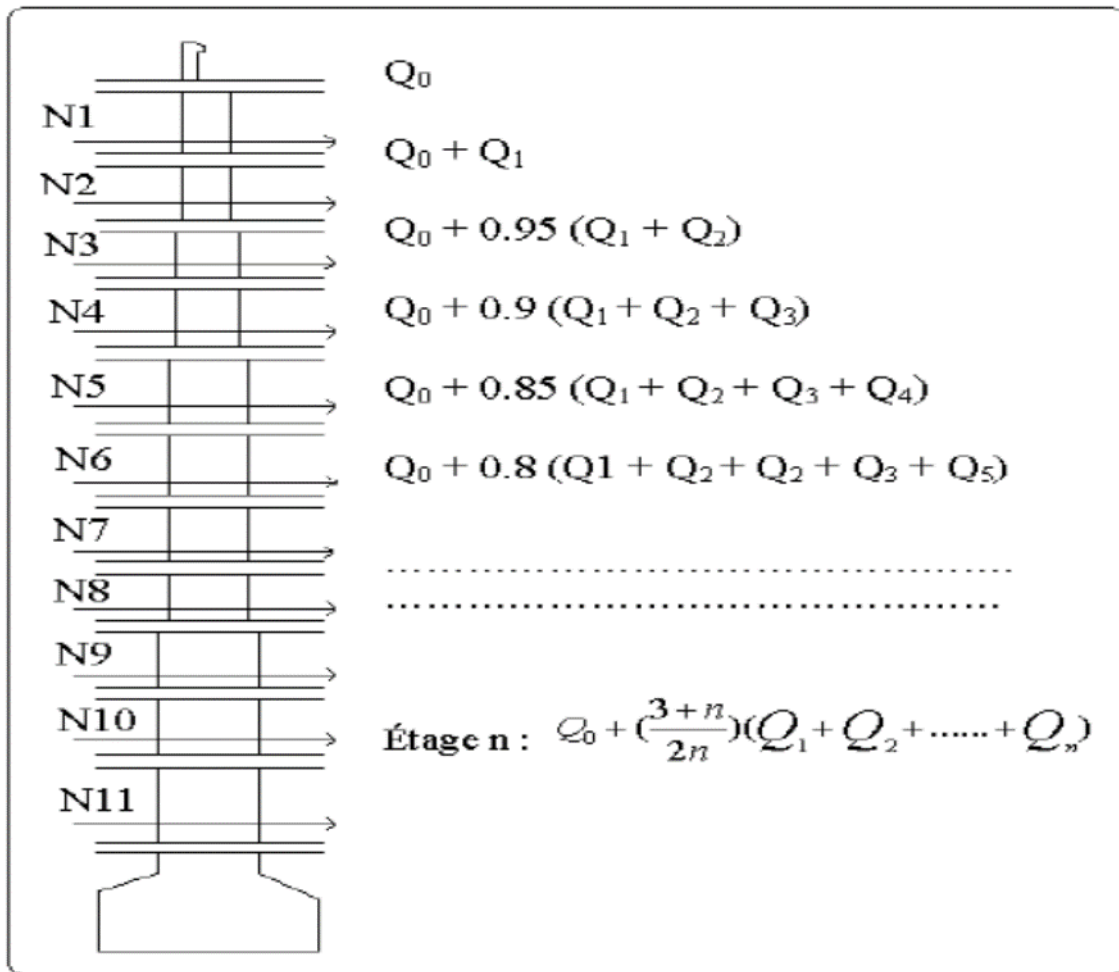


Figure II.8: lois de dégressions de charge

Tableau II.12 : Les résultats de la descente de charge

Niveau	désignation	G (KN)	Q (KN)
Terrasse accessible	Plancher	94.35	31.29
	Pp	13.20	
	Ps	10.76	
	Poteau (30*30)	6.89	
		125.2	31.29
N10	Venant de la Terrasse accessible	125.2	31.29 + 31.16
	Plancher	92.18	
	Pp	13.20	
	Ps	10.76	
	Poteau (30*30)	6.89	
		248.23	62.45
N9	Venant de N10	248.23	62.45+28.04
	Plancher	92.18	
	Pp	13.20	
	Ps	10.76	
	Poteau (30*30)	6.89	
		371.26	90.49
N8	Venant de N9	371.26	90.49+24.89
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (35*35)	9.37	
		496.77	115.38
N7	Venant de N8	496.77	115.38 + 21.78
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (35*35)	9.37	
		622.28	137.16
N6	Venant de N7	622.28	137.16 + 18.63
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (40*40)	12.24	
		750.66	155.79
N5	Venant de N6	750.66	155.79 + 15.52
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	

	Ps	10.76	
	Poteau (40*40)	12.24	
		879.04	171.32
N4	Venant de N5	789.04	171.32 + 15.5
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (45*45)	15.49	
		1010.67	186.82
N3	Venant de N4	1010.67	186.82 + 15.5
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (45*45)	15.49	
		1142.3	202.32
N2	Venant de N3	1142.3	202.32 + 15.46
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (50*50)	19.13	
		1277.57	217.78
N1	Venant de N2	1277.57	217.78 + 15.46
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (50*50)	19.13	
		1412.84	233.24
Soupente	Venant de N1	1412.84	233.24 + 102.8
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (55*55)	27	
		1555.98	336.04
RDC	Venant de la soupente	1555.98	336.04 + 102.8
	Plancher	92.18	
	Pp	13.2	
	Ps	10.76	
	Poteau (55*55)	29.57	
		1701.69	438.84
$Nu = 1.35Gt + 1.5Qt = 1.35 * 1701.69 + 1.5 * 438.84 = 2955.54 \text{ KN}$			
$Nu' = 1.1 * 2955.54 = 3251.1 \text{ KN}$			

II.3.Vérifications :

II.3.1. Vérification des poteaux à la compression simple :

Les résultats de vérification à la compression simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.13 : Vérification des poteaux à la compression simple

	Nu' (KN)	Section (m ²)	Condition $\sigma_{adm} > \sigma_{cal}$		Observation
			σ_{adm} (Mpa)	σ_{cal} (Mpa)	
Terrasse accessible, N10 et N9	700.63	0.30*0.30	14.2	7.78	vérifié
N8 et N7	1150.4	0.35*0.35	14.2	9.39	
N6 et N5	1588.05	0.40*0.40	14.2	9.93	
N4 et N3	2030.14	0.45*0.45	14.2	10.03	
N2 et N1	2482.91	0.50*0.50	14.2	9.93	
Soupende etRDC	3251.1	0.55*0.55	14.2	10.75	

II.3.2. Vérification du critère de stabilité de forme :

On prend le poteau du N9 comme exemple de calcul.

$$L_f = 0.7 * l_0 = 0.7 * 3.06 = 2.142m$$

$$B = 0.3 * 0.3 = 0.09m^2$$

$$I = 6.75 * 10^{-4} m^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 8.66 * 10^{-2} m$$

$$\lambda = \frac{2.142}{0.0866} = 24.73 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.73}{35} \right)^2} = 0.77$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{0.70063}{0.77 \times \left(\frac{25}{1.35} + \frac{400}{115} \right)} = 0.041 m^2$$

Or nous avons

$$B_r = (30-2) \times (30-2) \times 10^{-4} = 0.0784 m^2$$

$0.0784 > 0.014 \Rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Vérification des poteaux au flambement

Niveau	Nu(KN)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	Condition Br > Br _{cal}		Section (m ²)
						B _r –calculé	B _r	
Terrasse, N9 et salle machine	636.94	2.66	1.862	21.50	0.79	0.040	0.078	0.30*0.30
N8 et N7	1045.82	2.66	1.862	18.43	0.81	0.065	0.109	0.35*0.35
N6 et N5	1443.68	2.66	1.862	16.13	0.82	0.088	0.144	0.40*0.40
N4 et N3	1845.58	2.66	1.862	14.33	0.82	0.113	0.185	0.45*0.45
N2 et N1	2257.19	2.66	1.862	12.90	0.83	0.136	0.23	0.50*0.50
Soupente	2604.63	3.17	2.219	13.98	0.82	0.144	0.281	0.55*0.55
RDC	2955.54	3.51	2.457	15.48	0.82	0.164	0.281	0.55*0.55

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas de risque de flambement des poteaux.

II.3.Conclusion :

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.15 : Dimensions des éléments structuraux

Elements	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteaux sous-sol, RDC et soupente	55	55
Poteaux 1+2 ^{ème} Etages	50	50
Poteaux 3+4 ^{ème} Etages	45	45
Poteaux 5+6 ^{ème} Etages	40	40
Poteaux 7+8 ^{ème} Etages	35	35
Poteaux 9 ^{ème} Etages, N10 et terrasse	30	30
Voiles de contreventement	e = 20cm	

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur

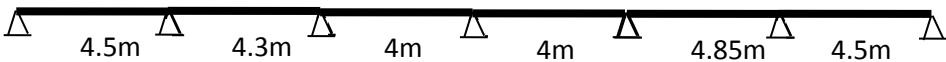
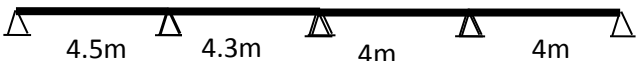
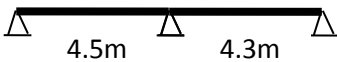
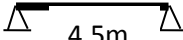
III.1. Calcul des planchers :

III.1.1. Plancher à corps creux :

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Selon la disposition adoptée en les planchers présentent 5 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles

Type	Schéma statique	
1 ^{er} type		Niveaux : 1,2,3,4,5,6
2 ^{eme} type		Tous les niveaux
3 ^{eme} type		du 1 ^{er} au 6 ^{eme} niveau Sous-sol RDC et soupente
4 ^{eme} type		1 ^{er} niveau
5 ^{eme} type		Tous les niveaux
6 ^{eme} type		Niveau 7

III.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) l_x$

A l'ELS : $P_u = (G + Q) l_x$ avec l_x : entre axe des poutrelles ($l_x = 0.65 \text{ m}$)

Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			pu (KN/m)	ps (KN/m)
terrasse accessible	5.23	1.5	6.05	4.37
Plancher étage courant	5.11	1.5	5.95	4.30
Plancher étage commercial	5.11	5	9.36	6.57

III.1.1.2.Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode Caquot

❖ Méthode forfaitaire :

• Condition d'application :

Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$,.....(1)

Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées,.....(2)

Que le rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$,.....(3)

Une fissuration est peu nuisible,.....(4)

• Principe de la méthode :

A. Définition des grandeurs :

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

M_g Et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Coefficient qui définit le degré de surcharge du plancher.

B. Evaluation des moments :

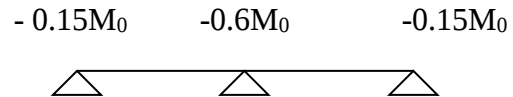
• **Evaluation des moments au niveau des appuis :**

Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant le **BAEL** exige de mettre les aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

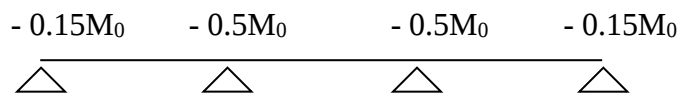
On calcul M_{0i} (moment isostatique) dans toutes les travées.

$$M_{0i} = p L^2 / 8 ; M_0 = \max (M_{0i}, M_{0i+1})$$

Poutrelles à Deux travées :



À Trois travées :



À Plus de deux travées :

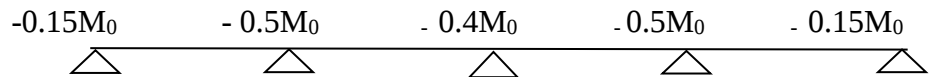


Figure III. 1 Evaluation des moments au niveau des appuis

Ces moments sont des moments aux appuis intermédiaires :

- $(-0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
- $(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.
- $(-0.6 \times M_0)$: dans le cas d'une poutre à deux travées.

• **Evaluation des moments au niveau des travées :**

En calcule $\alpha = \frac{Q}{Q + G}$

Le moment en travée doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$1) \quad M_t + \frac{|Mg| + |Md|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0.3\alpha)M_{0i} \\ (1.05M_{0i}) \end{cases}$$

$$2) \quad M_t \geq \begin{cases} \frac{(1 + 0.3\alpha)M_{0i}}{2} & \text{Travée intermédiaire} \\ \frac{(1.2 + 0.3\alpha)M_{0i}}{2} & \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **Evaluation des efforts tranchants**

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui

intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_{0i} :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

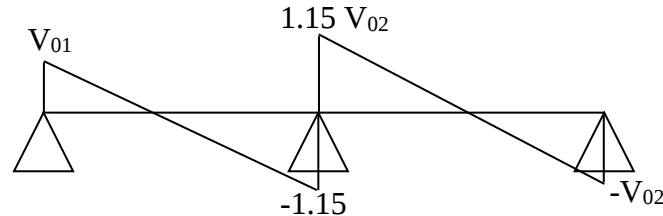


Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) de 10% si une poutre a plus de deux travées :

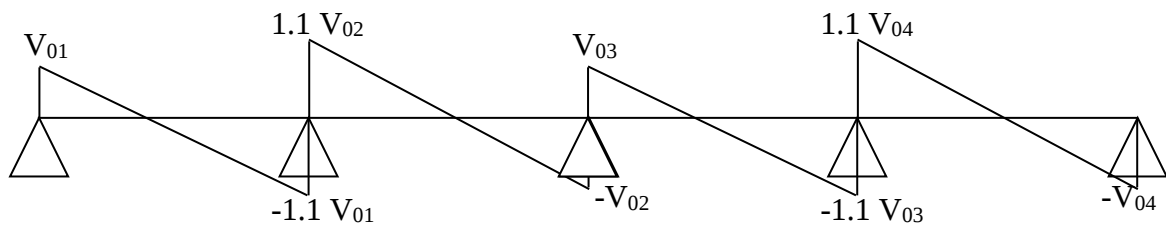


Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

Méthode Caquot :

- **Condition d'application :**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q > (2G ; 5\text{Kn/m}^2)$. Mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire (2^{ème}, 3^{ème} ou 4^{ème} condition) n'est pas satisfaite, on applique la méthode Caquot minoré, c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ ($G' = 2/3 G$) pour le calcul des moments aux appuis seulement.

- **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigée pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment aux appuis :**

$$M_i = \frac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

• **Moment en travée :**

$$M(X) = M_0(X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right) = \frac{qX}{2}(L - X) + M_g \left(1 - \frac{X}{L}\right) + M_d \left(\frac{X}{L}\right)$$

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q\frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

• **L'effort tranchant :**

$$V = q\frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.1.1.3. calcul des sollicitations dans les poutrelles :

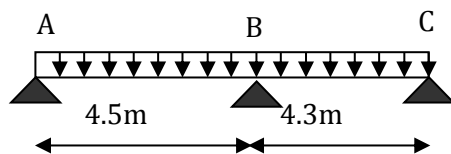


Figure III. 4 : chargement de la poutrelle du type 5

Pour illustrer la méthode forfaitaire. On prendra comme exemple de calcul (le type 3 pour un étage courant puis pour un étage commerciale)

A) Etude poutrelles du type 5 :

- **Plancher étage commerciale :**

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
 $Q = 5\text{ KN/m}^2 \leq \min(10.22, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.
2. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 < 4.3/4.5 = 0.96 < 1.25$condition vérifiée.
3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.
4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

• **Moments aux appuis :**

Appuis de rives :

$M_A = M_C = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{9.359 * 4.5^2}{8} = 23.69 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{6.572 * 4.5^2}{8} = 16.635 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = -0.15 * 23.69 = -3.554 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = -0.15 * 16.635 = -2.5 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires:

ELU: $M_B^U = -0.6 M_0^U = -0.6 * 23.69 = -14.214 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6 M_0^S = -0.6 * 16.635 = -9.981 \text{ KN.m}$

• **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2} \right) \geq [\max (1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_{0i}$

2) $M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} \right) M_{0i}$

... .. (travée de rive)

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.495 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.1485 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.674 \end{cases}$$

Travée(AB) et Travée (BC) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

ELU $M_t^U \geq 1.1485 (23.69) - \left(\frac{0 + 14.214}{2} \right) M_t^U \geq 20.101 \text{ KN.m}$

ELS $M_t^S \geq 1.1485 (16.635) - \left(\frac{0 + 9.981}{2} \right) M_t^S \geq 14.115 \text{ KN.m}$

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

Travée(AB) $\begin{cases} V_A = \frac{qL}{2} = \frac{9.359 * 4.5}{2} = 21.058 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 * 20.57 = -24.216 \text{ KN} \end{cases}$

Travée(BC) $\begin{cases} V_B = 23.14 \text{ KN} \\ V_C = -20.122 \text{ KN} \end{cases}$

B) Etude poutrelles du type 5 :

- **Plancher étage courant :**

5. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$).

$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.22, 5 \text{ KN/m}^2)$ condition vérifiée. le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.

$0.8 < 4.3/4.5 = 0.96 < 1.25$ condition vérifiée.

6. le moment d'inertie constant sur toutes les travées condition vérifiée.

7. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

• **Moments aux appuis :**

Appuis de rives :

$M_A = M_C = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M = -0.15M_0$ $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{5.647 * 4.5^2}{8} = 15.053 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.297 * 4.5^2}{8} = 10.877 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = -0.15 * 15.053 = -2.258 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = -0.15 * 10.877 = -1.632 \text{ KN.m}$

Appuis intermédiaires:

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = -0.6 * 15.053 = -9.032 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6M_0^S = -0.6 * 10.877 = -6.526 \text{ KN.m}$

Moments en travées:

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_{0i}$

2) $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{0i} \dots \dots \dots \text{(travée de rive)}$

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.495 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.0681 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.6341 \end{cases}$$

Travée(AB) et Travée (BC) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

ELU $M_t^U \geq 1.0681 (15.053) - \left(\frac{0+9.032}{2}\right) M_t^U \geq 11.562 \text{ KN.m}$

ELS $M_t^S \geq 1.0681 (10.877) - \left(\frac{0+6.526}{2}\right) M_t^S \geq 8.355 \text{ KN.m}$

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

$$\begin{aligned} \text{Travée(AB)} & \begin{cases} V_A = \frac{qL}{2} = \frac{5.947 * 4.5}{2} = 13.381 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 * 13.381 = -15.388 \text{ KN} \end{cases} \\ \text{Travée(BC)} & \begin{cases} V_B = 14.704 \text{ KN} \\ V_C = -12.786 \text{ KN} \end{cases} \end{aligned}$$

Les sollicitations, pour tous les types de poutrelles sont représentées dans les tableaux suivants.

Tableau III.3 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commerciale.

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	1	AB	4.5	23.69	-3.553	-11.84	21..285	21.058	-23.164
		BC	4.3	21.631	-11.845	-8.652	14.595	22.134	-20.122
		CD	4.00	18.718	-8.652	-7.487	13.428	18.718	-18.718
		DE	4.00	18.718	-7.487	-11.00	12.251	18.718	-18.718
		EF	4.85	27.518	-11.007	-13.75	19.221	22.696	-24.965
		FG	4.5	23.69	-13.759	-3.553	20.328	23.164	-21.058
	2	AB	4.5	23.69	-3.553	-11.84	21.285	21.058	-23.164
		BC	4.30	21.631	-11.845	-10.81	13.513	22.134	-22.134
		CD	4.00	18.718	-10.816	-3.553	16.09	20.59	-18.718
	3	AB	4.00	18.718	-3.553	-13.75	14.618	18.718	-20.59
		BC	4.85	27.518	-13.759	-13.75	17.845	24.965	-24.965
		CD	4.50	23.69	-13.759	-3.553	20.328	23.164	-21.058
	4	AB	4.50	23.69	-3.553	-11.84	21.285	21.058	-23.164
		BC	4.30	21.631	-11.845	-8.652	14.595	22.134	-20.122
		CD	4.00	18.718	-8.652	-9.595	12.492	18.718	-20.59
		DE	4.00	18.718	-9.359	-3.553	16.818	20.59	-18.718
	5	AB	4.50	23.69	-3.553	-14.21	20.101	21.058	-24.216
		BC	4.30	21.631	-14.214	-3.553	17.736	23.14	20.122
ELS	1	AB	4.50	16.635	-2.495	-8.318	14.946		
		BC	4.30	15.19	-8.318	-6.076	10.249		
		CD	4.00	13.144	-6.076	-5.258	9.429		
		DE	4.00	13.144	-5.258	-7.73	8.602		
		EF	4.85	19.324	-7.73	-9.662	13.498		
		FG	4.50	16.635	-9.662	-2.495	14.274		
	2	AB	4.50	16.635	-2.495	-8.318	14.946		
		BC	4.30	15.19	-8.318	-7.595	9.489		
		CD	4.00	13.144	-7.595	-2.495	11.298		
	3	AB	4.00	13.144	-2.495	-9.662	10.265		
		B0C	4.85	19.324	-9.662	-9.662	12.532		
		CD	4.00	13.144	-9.662	-2.495	14.274		
	4	AB	4.50	16.635	-2.495	-8.318	14.946		
		BC	4.30	15.19	-8.318	-6.076	10.249		
		CD	4.00	13.144	-6.076	-6.572	8.772		
		DE	4.00	13.144	-6.572	-2.495	11.81		
	5	AB	4.50	16.635	-2.495	-9.981	14.115		
		BC	4.30	15.19	-9.981	-2.495	12.455		

Tableau III.4: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.

	Type	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)		M _t (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	1	AB	4.5	15.053	-2.258	-7.527	12.315	13.38	-14.719
		BC	4.3	13.745	-7.527	-5.498	8.169	14.06	-12.786
		CD	4.00	11.894	-5.498	-4.758	7.576	11.89	-11.894
		DE	4.00	11.894	-4.758	-6.994	6.828	11.89	-11.894
		EF	4.85	17.486	-6.994	-8.743	10.808	14.42	-15.864
		FG	4.5	15.053	-8.743	-2.258	11.707	14.71	-13.381
	2	AB	4.5	15.053	-2.258	-7.527	12.315	13.38	-14.719
		BC	4.30	13.745	-7.527	-6.873	7.481	14.06	-14.065
		CD	4.00	11.894	-6.873	-2.258	9.267	13.08	-11.894
	3	AB	4.00	11.894	-2.258	-8.743	8.332	11.89	-13.083
		BC	4.85	17.486	-8.743	-8.743	9.934	15.86	-15.864
		CD	4.50	15.053	-8.743	-2.258	11.707	14.71	-13.381
	4	AB	4.50	15.053	-2.258	-7.527	12.315	13.38	-14.719
		BC	4.30	13.745	-7.527	-5.498	8.169	14.06	-12.786
		CD	4.00	11.894	-5.498	-5.947	6.981	11.89	-13.083
		DE	4.00	11.894	-5.947	-2.258	9.73	13.08	-11.894
	5	AB	4.50	15.053	-2.258	-9.032	11.562	13.38	-15.388
		BC	4.30	13.745	-9.032	-2.258	10.165	14.70	12.786
ELS	1	AB	4.50	10.877	-1.632	-5.439	8.898		
		BC	4.30	9.931	-5.439	-3.972	5.902		
		CD	4.00	8.594	-3.972	-3.438	5.474		
		DE	4.00	8.594	-3.438	-5.054	4.933		
		EF	4.85	12.635	-5.054	-6.318	7.809		
		FG	4.50	10.877	-6.318	-1.632	8.459		
	2	AB	4.50	10.877	-1.632	-5.439	8.898		
		BC	4.30	9.931	-5.439	-4.966	5.405		
		CD	4.00	8.594	-4.966	-1.632	6.696		
	3	AB	4.00	8.594	-1.632	-6.318	6.02		
		BC	4.85	12.635	-6.318	-6.318	7.177		
		CD	4.00	8.594	-6.318	-1.632	8.459		
	4	AB	4.50	10.877	-1.632	-5.439	8.898		
		BC	4.30	9.931	-5.439	-3.972	5.902		
		CD	4.00	8.594	-3.972	-4.297	5.045		
		DE	4.00	8.594	-4.297	-1.632	7.031		
	5	AB	4.50	10.877	-1.632	-6.526	8.355		
		BC	4.30	9.931	-6.526	-1.632	7.344		

Tableau III.5: Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse accessible.

	Type	travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
	1	AB	4.50	15.319	-2.298	-7.66	12.514	13.617	14.978
		BC	4.30	13.988	-7.66	-6.994	7.597	14.313	14.313
		CD	4.00	12.104	-6.994	-2.298	9.417	13.314	12.104
	2	AB	4.50	15.319	-2.298	-9.191	11.748	13.617	15.66
		BC	4.30	13.988	-9.191	-2.298	10.328	15.66	13.617
	3	AB	4.50	15.319	-2.298	-2.298	15.319	13.617	-13.617
	1	AB	4.50	11.074	-1.661	-5.537	9.046		
		BC	4.30	10.112	-5.537	-5.056	5.492		
		CD	4.00	8.75	-5.056	-1.661	6.807		
	2	AB	4.50	11.074	-1.661	-9.191	8.493		
		BC	4.30	10.112	-6.644	-1.661	7.466		
	3	AB	4.50	11.074	-1.661	-1.661	11.074		

III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

$$\begin{aligned}
 h_t &= 21\text{cm} \\
 b_o &= 12\text{cm} \\
 b &= 65\text{cm} \\
 d &= 18\text{cm} \\
 h_o &= 5\text{cm}
 \end{aligned}$$

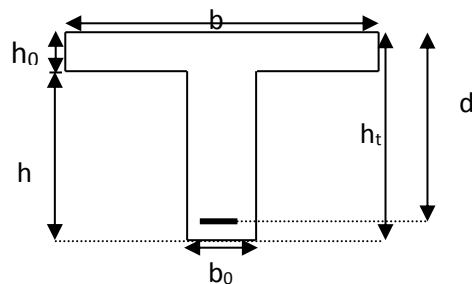


Figure III. 5 : redimensionnement de la poutrelle

On prend comme exemple, le ferrailage de la poutrelle type 5 du plancher étage commercial.

- Calcul à l'ELU :

$$M_{\max}^t = 20.101\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{rive}} = -3.553\text{KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{int}} = -14.214\text{KN.m}$$

$$V_{\max} = -24.216\text{KN}$$

1. Calcul des Armatures longitudinales :

- Ferraillage en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b h_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.05 * 14.2 * \left(0.18 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 71.53 \text{ kN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} > M_{max}^t = 20.101 \text{ kN.m}$$

$\Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire :

$(h_t * b) : (20 \text{ cm} * 65 \text{ cm}).$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{max}^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{20.101 * 10^{-3}}{0.65 * (0.18)^2 * 14.2} = 0.067$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.087$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - (0.4 * 0.087)) = 0.174$$

$$A_s \geq \frac{M_{max}^t}{z * f_{st}} = \frac{20.101 * 10^{-3}}{0.174 * 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 3.32 \text{ cm}^2$$

On adopte $A_s = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 * b * d * f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 * 0.65 * 0.18 * 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On remarque que : $A_s = 3.32 \text{ cm}^2 \geq A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

- **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b₀** et **h** (**0.12 * 0.21**) m².

➤ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 3.553 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{3.553 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.064 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.064 \text{ MPa} < 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.083 \quad z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_S^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{3.553 \times 10^{-3}}{0.174 \times 348} = 0.59 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10=0.79cm.

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{\text{rive}} = 0.79 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = -14.214 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{\text{bu}} = \frac{M_{\max}^{\text{inter}}}{b_0 \times d^2 \times f_{\text{bu}}} = \frac{14.214 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.257 \text{ MPa}$$

$$\mu_{\text{bu}} = 0.257 \text{ MPa} \geq 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot B et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.379 \quad z = 0.153 \text{ m}$$

$$A_S^{\text{inter}} = \frac{M_{\max}^{\text{inter}}}{z \times 348} = \frac{14.214 \times 10^{-3}}{0.153 \times 348} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } A_S = 2\text{HA12} + 1\text{HA8} = 2.76 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_S^{\text{inter}} = 2.04 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.26 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_l^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) = 5.71mm \Rightarrow \phi_t = 6mm. \text{ On choisit un étrier de } \phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

Donc la section d'armatures transversales sera : $A_t = 2\phi 6 = 0.57\text{cm}^2$

Calcul de l'espacement :

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40cm) = 16.2cm \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 47.5cm \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 28.9cm \end{cases}$$

Avec $\tau_u = 1.156 \text{ MPa}$

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple et fissuration peu nuisible).

On adopte: **St = 15 cm.**

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.6: Ferrailage des poutrelles de différent plancher

	Type	position	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	Ferrailage Transversal
Etage commerciale	1	Travée	0.070	0.092	0.173	3.50	1.41	2HA12+1HA14=3.8	2HA6= 0.57cm ²
		App int	0.246	0.359	0.154	2.57	0.26	2HA10+1HA12=3,11	
		App rive	0.064	0.083	0.174	0.59	0.26	1HA10=0,79	
	2	Travée	0.071	0.092	0.173	3.54	1.41	2HA14+1HA8= 3,58	
		App int	0.214	0.305	0.158	2.15	0.26	3HA10=2,36	
		App rive	0.064	0.083	0.174	0.59	0.26	1HA10=0,79	
	3	Travée	0.068	0.88	0.174	3.36	1.41	3HA12=3,39	
		App int	0.249	0.365	0.154	2.57	0.26	2HA10+1HA12=2,7	
		App	0.064	0.083	0.174	0.59	0.26	1HA10=0,79	

	4	rive						
		Travée	0.071	0.092	0.173	3.54	1.41	2HA14+1HA8=3,58
		App int	0.214	0.305	0.158	2.15	0.26	3HA10=2,36
	5	App rive	0.064	0.083	0.174	0.59	0.26	1HA10=0,79
		Travée	0.067	0.087	0.174	3.32	1.41	3HA12=3,39
		App int	0.257	0.379	0.153	2.67	0.26	2HA10+1HA12=2,7
		App rive	0.064	0.083	0.174	0.59	0.26	1HA10=0,79
		Travée	0.041	0.051	0.176	2.01	1.41	1HA12+2HA8=2,14
		App int	0.158	0.216	0.164	1.53	0.26	2HA8+1HA10=1,8
Etage courant	1	App rive	0.04	0.051	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
		Travée	0.041	0.051	0.176	2.01	1.41	1HA12+2HA8=2,14
		App int	0.025	0.032	0.178	1.22	0.26	3HA10=2,36
	2	App rive	0.04	0.051	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
		Travée	0.041	0.051	0.176	2.01	1.41	1HA12+2HA8=2,14
		App int	0.029	0.037	0.177	1.42	0.26	3HA8=1.51
	3	App rive	0.04	0.051	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
		Travée	0.039	0.05	0.176	1.191	1.41	1HA12+2HA8=2,14
		App int	0.025	0.032	0.178	1.22	0.26	3HA10=2,36
	4	App rive	0.04	0.051	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
		Travée	0.041	0.051	0.176	2.01	1.41	1HA12+2HA8=2,14
		App int	0.025	0.032	0.178	1.22	0.26	3HA10=2,36
	5	App rive	0.04	0.051	0.176	0.37	0.26	1HA10=0.79
		Travée	0.039	0.05	0.176	1.89	1.41	1HA8+2HA10=2,07
		App int	0.03	0.038	0.177	1.47	0.26	3HA8=1.51
Terrasse accessible	1	App rive	0.008	0.01	0.179	0.37	0.26	1HA10=0.79
		App int	0.026	0.033	0.178	1.24	0.26	3HA8=1.51
		Travée	0.042	0.054	0.176	2.04	1.41	3HA10=2,36

	2	Travée	0.039	0.5	0.176	1.92	1.41	1HA8+2HA10=2.07
		App int	0.031	0.39	0.177	1.49	0.26	3HA8=1.51
		App rive	0.008	0.01	0.179	0.37	0.26	1HA10=0.79
	3	Travée	0.051	0.065	0.175	2.52	1.41	2HA12+1HA10=3.05
		App rive	0.008	0.01	0.179	0.37	0.26	1HA10=0.79

Tableau III.7: Schéma de ferrillage des poutrelles :

TYPE	travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage commerciale Type 1			
Plancher étage courant Type 1			
Plancher terrasse accessible Type 3			

- **Ferraillage de la dalle de compression :**

a) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Selon le **CBA93** (Article B.6.8.4.2.3)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte $A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2 \perp$ aux poutrelles

Espacement : $S_t = 20 \text{ cm}$

b) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.55 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte :

$$A_{//} = 4 \phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 \parallel \text{aux poutrelles}$$

Espacement : $S_t = 25 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferraillage de la dalle de compression :**

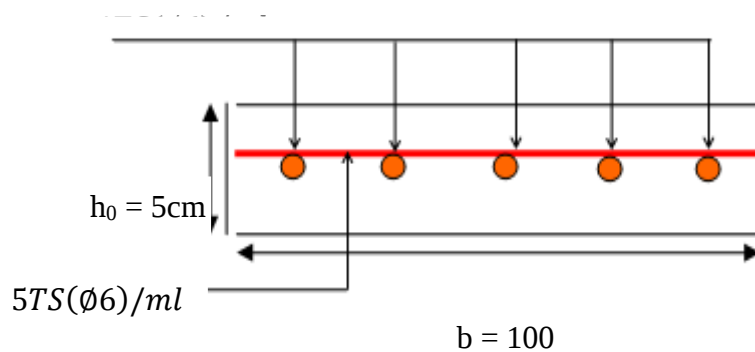


Figure III.6 : Schéma du ferraillage de la dalle de compression

III.1.1.5. Les vérifications :

III.1.1.5.1.Type 1 (étage commerciale) :

- **de l'effort tranchant :**

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{24.965 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 1.156 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5\text{MPa}\right) = \min(3.33; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.156\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis**

- **Appui de rive :**

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{24.965 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.72\text{cm}^2.$$

$$A_l = 0.79 + 3.8 = 4.59\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow 4.59\text{cm}^2 > 0.72\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l > \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow \left[24.965 \times 10^{-3} + \frac{13.759 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] \frac{1.15}{400} = 3.16\text{cm}^2.$$

$$A_l = 3.11 + 3.8 = 6.91\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow 6.91\text{cm}^2 > 3.16\text{cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5\text{Mpa}\right) = 3.33\text{Mpa}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{24.965 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2} \right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1.57\text{MPa} < 3.33\text{MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

a) Etat limite de compression du béton :

- En travée :

$$M_{ser}^t = 14.946 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b h_0^2}{2} - 15 A (d - h_0) = -278 \text{ cm}^3 \quad H < 0 \Rightarrow (\text{alors l'axe neutre passe par la nervure}) \Rightarrow \text{calcule comme une section en T.}$$

Calcul y:

$$\text{Calcul de } y : b_0/2 \cdot y^2 + [15(A+A') + (b-b_0) h_0] \cdot y - 15 \cdot (A d + A' d') - (b-b_0) h_0^2/2 = 0 \dots (1)$$

Après résolution de l'équation (1) : $y = 4.81 \text{ cm}$

Calcul de I:

$$I = b/3 \cdot y^3 + (b-b_0) (y-h_0)^3/3 + 15 A (d-y)^2 + 15 A' (d'-y)^2 = 0$$

$$I = 12.328 \cdot 10^3 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y = \frac{14.946 \times 10^{-3}}{12.328 \times 10^{-5}} \times 0.0481 = 5.83 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ C'est vérifié.

En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = -9.662 \text{ KN.m}$$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h) \quad A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15 A \times (y - d) = 0.$$

$$\Rightarrow y = 8.65 \text{ cm.}$$

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15 A \times (d - y)^2$$

$$\Rightarrow I = 6666,04 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{9.662 \times 10^{-3}}{6.67 \times 10^{-5}} \times 0.0856 = 12.411 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ C'est vérifié.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.8: Vérification des contraintes dans le béton.

type	position	M _{ser} (Kn.m)	A _s cm ²	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	vérification
Type 2	travée	14.214	3.8	4.81	12.3310 ³	5.83	15	Vérifié
	inter	9.662	3.11	8.56	6.6710 ³	12.41	15	

b) Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{21}{450} = 0.047$$

$$\frac{1}{16} = 0.063$$

$$\frac{1}{16} = 0.063 > \frac{h}{L} = 0.041$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91** (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{L}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm}$

Les propriétés de la section :

$$y = 4.81 \text{ cm} ; I = 12.34 \cdot 10^3 \text{ cm}^4 ; A_s = 3.8 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPa.} ; E_i = 3E_v = 32456.6 \text{ MPa.}$$

Calcul de I_0 :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} = 0.0756 \text{ m}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} y_G^3 - (b - b_0) ((y_G - h_0)^3 / 3) + 15 [A (d - y_G)^2] + b_0 ((h - y_G)^3 / 3)$$

$$\Rightarrow I_0 = 2.2478 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3.8}{12 \times 18} = 0.0176$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0176 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 2.336$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.934$$

• Evaluation des moments en travée :

$q_{jser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$q_{jser} = 0.65 \times (2.85 + 0.9) = 2.44 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.11 = 3.32 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.11 + 5) = 6.57 \text{ KN/m}$$

$$M_{gser} = 0.9 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.9 \times \frac{3.32 \times 4.5^2}{8} = 7.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.9 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.9 \times \frac{2.44 \times 4.5^2}{8} = 5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.9 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0.9 \times \frac{6.57 \times 4.5^2}{8} = 14.97 \text{ KN.m}$$

• **Contraintes (σ_s) :**

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{5.56 \times (0.18 - 0.0481) \times 10^5}{12328} \Rightarrow \sigma_{js} = 89.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{7.56 \times (0.18 - 0.0481) \times 10^5}{12328} \Rightarrow \sigma_{gs} = 121.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{14.97 \times (0.18 - 0.0481) \times 10^5}{12328} \Rightarrow \sigma_{ps} = 240.22 \text{ MPa}$$

Calcul de μ : $\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$ Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0176 \times 89.23 + 2.1} = 0.561$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0176 \times 121.38 + 2.1} = 0.655$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0176 \times 240.22 + 2.1} = 0.807$$

Calcul des inerties fictives (I_f) :

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 22478}{1 + 2.336 \times 0.561} = 10695 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 22478}{1 + 2.336 \times 0.655} = 9772.73 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 22478}{1 + 2.336 \times 0.807} = 8570.02 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 22478}{1 + 0.934 \times 0.655} = 15339 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.56 \times 4.5^2}{10 \times 324566 \times 10695} \times 10^8 = 3.24 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.56 \times 4.5^2}{10 \times 324566 \times 9772.73} \times 10^8 = 4.83 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.56 \times 4.5^2}{10 \times 1081887 \times 15339} \times 10^8 = 9.23 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{14.97 \times 4.5^2}{10 \times 324566 \times 8570.02} \times 10^8 = 10.9 \text{ mm}$$

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 9.23 + 10.9 - 4.83 - 3.24 = 12.06 \text{ mm} > f_{adm} = 9 \text{ mm}$$

Remarque :

La condition de flèche n'est pas vérifiée c'est pour cela que nous avons redimensionné la section de ferrailage de $2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 3.8 \text{ cm}^2$ à $3\text{HA}14 + 1\text{HA}12 = 5.75 \text{ cm}^2$

Les résultats de la flèche après augmentation de la section d'armature sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.19 : Réévaluation de la flèche pour l'étage commerciale type 1

Donné (KN/m)		Moment (KN.m)		Contraint (MPa)		I _f (cm ⁴)		Flèche (mm)	
J	2.44	M _j	5.56	σ _j	60.06	I _{fij}	14944	f _j	2.32
g	3.32	M _g	7.56	σ _g	81.72	I _{fig}	13888	f _g	3.4
p	6.57	M _p	14.97	σ _p	161.71	I _{fip}	12458	f _p	7.5
						I _{fvg}	19920	f _{vg}	7.11

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 7.11 + 7.5 - 3.4 - 2.32 = 8.9 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.1.1.5.2.Type 1 (étage courant) :

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.864 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.734 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.734 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{15.864 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.46 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 0.79 + 2.14 = 2.93 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 2.93 \text{ cm}^2 > 0.46 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l > \left[V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow \left[15.864 \times 10^{-3} + \frac{8.743 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18} \right] \frac{1.15}{400} = 2.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 1.8 + 2.14 = 3.94 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3.94 \text{ cm}^2 > 2.01 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifié.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min\left(\frac{0.2}{1.5} \cdot f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{15.864 \times 10^{-3} \times \left(\frac{0.65-0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 1 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifié}$$

Vérification à l'ELS :**a) Etat limite de compression du béton :**

On vérifie la poutrelle la plus défavorable : type 1 (étage courant).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.10 : Vérification des contraintes dans le béton.

type	position	M _{ser} (Kn.m)	A _s cm ²	y cm	I cm ⁴	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	vérification
Type 2	travée	8.898	2.14	3.75	7.6610 ³	4.36	15	Vérifié
	inter	-6.318	1.8	3.5	6.6110 ³	3.35	15	

b) Vérification de la flèche:

Les résultats de la flèche sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.11 : Évaluation de la flèche pour l'étage courant type 1

Donné (KN/m)		Moment (KN.m)		Contraint (MPa)		I _f (cm ⁴)		Flèche (mm)	
J	2.44	M _j	5.06	σ _j	141.29	I _{fij}	6812.4	f _j	4.64
g	3.32	M _g	6.89	σ _g	192.25	I _{fig}	6029.3	f _g	7.13
p	4.3	M _p	8.93	σ _p	249	I _{fip}	5570.6	f _p	12.142
						I _{fvg}	10623	f _{vg}	10

$$f = 10.37 \text{ mm} > f^{adm} = 9 \text{ mm}$$

Remarque :

La condition de flèche n'est pas vérifiée c'est pour cela que nous avons redimensionné la section de ferrailage de 2HA8+1HA12 = 2.14 cm² à 3HA12=3.39cm²

Les résultats de la flèche après augmentation de la section d'armature sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.12 : Réévaluation de la flèche pour l'étage courant type 1

Donné (KN/m)		Moment (KN.m)		Contraint (MPa)		I _f (cm ⁴)		Flèche (mm)	
J	2.44	M _j	5.06	σ _j	90.69	I _{fij}	10057	f _j	3.142
G	3.32	M _g	6.89	σ _g	123.4	I _{fig}	9076.5	f _g	4.737
p	4.3	M _p	8.93	σ _p	159.83	I _{fip}	8484.7	f _p	8.912
						I _{fvg}	14474	f _{vg}	6.563

$$f = 7.596 \text{ mm} < f^{adm} = 9 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

- III.1.1.5.3.Type 3 (terrasse accessible) :
- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13.617 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.63 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = \min(3.33; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = 0.63 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :

- Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{13.617 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.39 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 0.79 + 3.05 = 3.84 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3.84 \text{ cm}^2 > 0.39 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{1.5} f_{c28}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3.33 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9 \times b \times d \times h_0} = \frac{13.617 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65-0.12}{2}\right)}{0.9 \times 0.65 \times 0.18 \times 0.04} = 0.86 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression du béton :

On vérifie la poutrelle la plus défavorable : type 1 (étage courant).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.13: Vérification des contraintes dans le béton.

type	position	$M_{\text{ser}}(\text{Kn.m})$	A_s cm^2	y cm	I cm^4	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	vérification
Type 3	Travée	11.074	3.05	4.38	10.30710^3	4.71	15	Vérifié
	Rive	-1.661	0.79	2.66	3.2410^3	1.36	15	

b) Verification de la fleche:

Commentaire :

La flèche ne sera pas vérifier avec le ferrailage de 2HA12+1HA10=3.05cm² d'après la vérification effectuée pour l'étage courant donc nous allons directement redimensionner la section d'armature avec 2HA14+1HA10 =3.87cm²

Travée :

$$M_{ser}^t = 11.074 \text{ KN.m} \quad A_s = 3.87 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t}{I} \times y \quad \sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de la flèche après augmentation de la section d'armature sont représentés dans le tableau ci-dessous

Tableau III.14 : Évaluation de la flèche

Donné (KN/m)		Moment (KN.m)		Contraint (MPa)		I _f (cm ⁴)		Flèche (mm)	
J	2.44	Mj	6.17 6	σj	97.41	I_{fj}	10503	fj	3.67
g	3.4	Mg	8.60 6	σg	135.73	I_{fig}	9625.8	fg	5.58
p	4.37	Mp	11.0 62	σp	174.45	I_{fip}	9145.7	fp	10.58
						I_{fvg}	15221	fvg	7.55

La flèche totale Δf :

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ji} = 10.58 + 7.55 - 5.58 - 3.67 = 8.88 \text{ mm} < f_{adm} = 9 \text{ mm}$$

Donc la flèche est vérifiée

III.1.2. Etude des dalles pleines :

Une dalle pleine est une plaque horizontale mince en béton armé dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, cette plaque peut être reposée sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 12 cm et qu'ils sont définis en trois type :

1. Dalle sur un seul appui.
2. Dalle sur deux appuis.
3. Dalle sur trois appuis.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

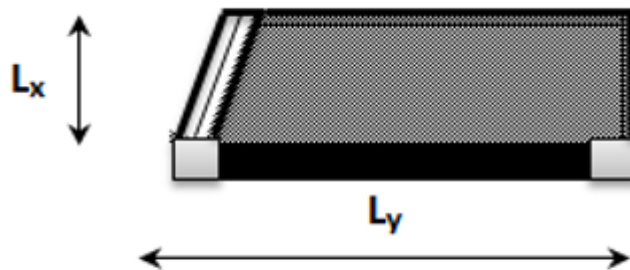


Figure III.7: panneau de dalle pleine

III.1.2.1. Dalle sur trois appuis :

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1.5\text{m}$$

$$L_y = 3.1\text{m}$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 1.55\text{m} > L_x = 1.5\text{m}$$

$$\text{Alors } \begin{cases} M_x = \frac{PL_x^2 L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y = \frac{PL_x^3}{6} \end{cases}$$

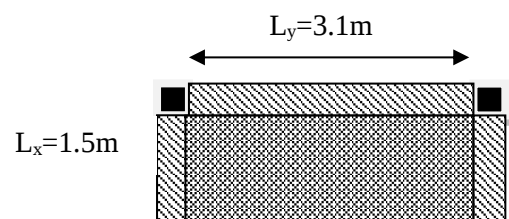


Figure III.8: Panneau D1.

a) Evaluation des charges :

$$G=5.33\text{KN/m}^2$$

$$Q=3.5\text{KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.45\text{KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.83\text{KN} / \text{m}^2$$

A l'ELU :

Le calcul des sollicitations se fait on supposant que la dalle est simplement appuyée.

$$\begin{cases} M_{ox} = 15.41\text{KN.m} \\ M_{oy} = 7\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 13.09\text{KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 5.95\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 7.71\text{KN.m}$$

b) Effort tranchant :

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 8.85\text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0.0885\text{MPa} < \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167\text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L_y \times e)\text{m}$ selon L_x et $(L_x \times e)\text{m}^2$ selon L_y .

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15 : ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mu (KN.m)	Acalculée cm^2	Aopt cm^2	Amin cm^2	St (cm)
Travées	Selon x-x	13.1	3.82	14HA8=7.04	1.20	25
	Selon y-y	5.95	1,71	6HA8=3.02	1.20	25
Appuis	Selon x-x	7.71	2.22	6HA8=3.02	1.20	25

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 10.927 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 4.967 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 9.28 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 4.22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = 0.5 \times M_{ox} = 0.546 \text{ KN.m}$$

d) Etat limite de compression du béton :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travées	Selon x-x	9.28	2.29	7518.23	2.83	15
	Selon y-y	4.22	2.17	3288.21	2.17	15
Appuis	Selon x-x	0.546	1.57	3619.13	0.24	15

e) Etat limite de déformation :

- Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \right) l \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 \cdot b \cdot d}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

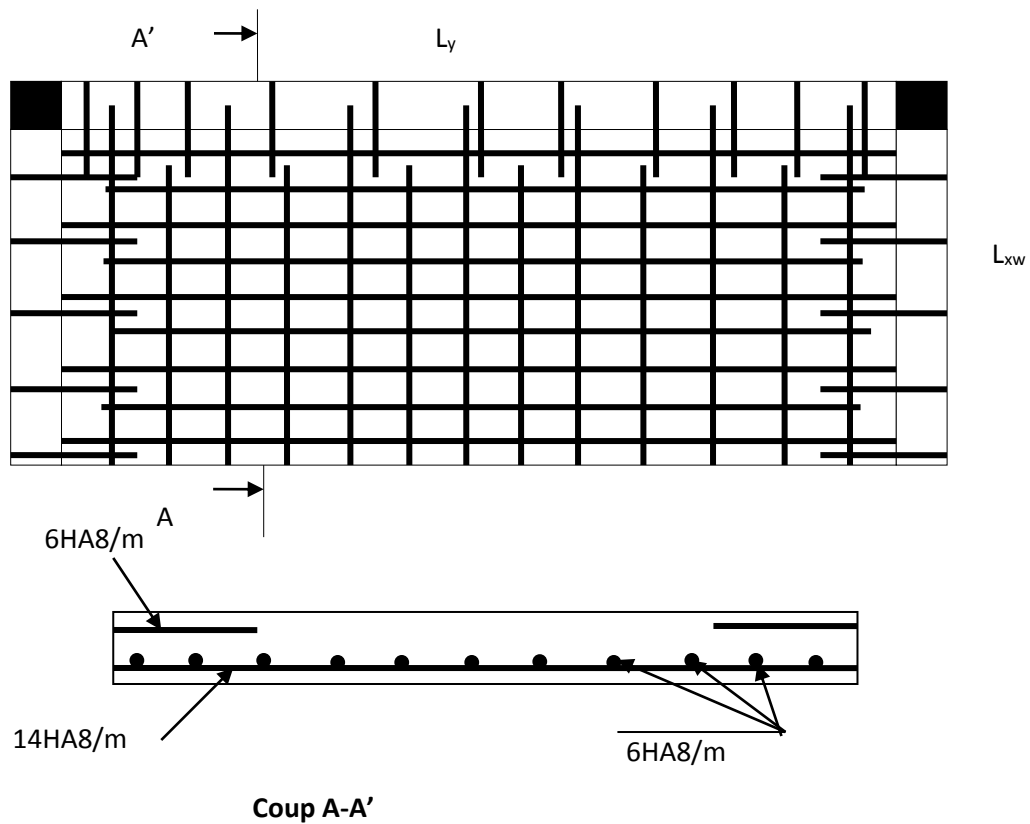


Figure N°III. 9: Schéma de ferrailage de la dalle pleine Sur trois appuis

III.1.2.2. Dalle sur 2 appuis : C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1\text{m}$,

$L_y = 3.7\text{ m}$.

Ce type de dalle se calcule comme une console soumise à la flexion simple.

Soit :

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Poids du garde-corps

$$q_{mur} = (G_{brique\ creuse} + G_{enduit\ ciment} + G_{enduit\ platre}) * H_{mur}$$

$$q_{mur} = (1.35 + 0.27 + 0.2) * 1.1 = 1.82 * 1.1 = 2.002 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 2.002 * 1.35 * 1 \text{ ml} = 2.70 \text{ KN}$$

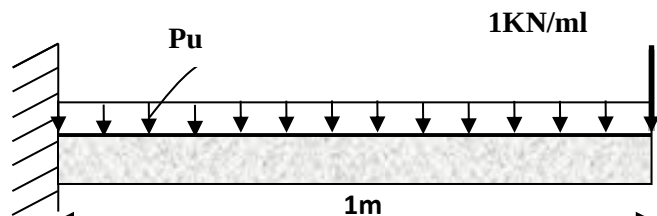


Figure III.10: schéma statique de la dalle sur deux appuis

a) Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$P_u = (1,35 G + 1,5 Q)$$

$$P_u = (1,35 \times 5,33 + 1,5 \times 3,5) = 12,45 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12,45 \times 1^2)/2] + 2,7 \times 1 = 8,925 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12,45 \times 1) + 0,27 = 15,15 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{8,925 \times 10^{-3}}{1 \times 0,10^2 \times 14,2} = 0,0623, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,081 ; Z = 0,0968 \text{ m}$$

$$A_s = (8,925 \times 10^{-3} / 0,0968 \times 348) = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t = 2,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$. On choisit 4HA10/ml = $3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Les armatures de répartition :

$$A_y = (A_t / 3) = (3,14 / 3) = 1,047 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 3HA8/ml = $1,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (2,5 \times 12, 25 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 25 \text{ cm}$$

On a choisi 4HA10, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15,15 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,1515 \text{ Mpa} < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS:

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5.33+3.5) = 8.83 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8.83 \times 1^2)/2] + 2.002 \times 1 = 6.417 \text{ KN. m}$$

c) Vérification de σ_{bc} :

$$y = 2.63 \text{ cm} \quad I = 3164.71 \text{ cm}^4$$

d) Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 5.33 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I = 224.16 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

$$\text{Avec : } \eta = 1.6$$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers en choisissant } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

e) Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I$$

$$\sigma_{st} = [15 \times 6.417 \times 10^{-3} \times (0.1 - 0.0289)] / 3780 \times 10^{-8} = 181.04 \text{ MPa.} < 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

f) La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{1} = 0.12 \text{ m} > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00393 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

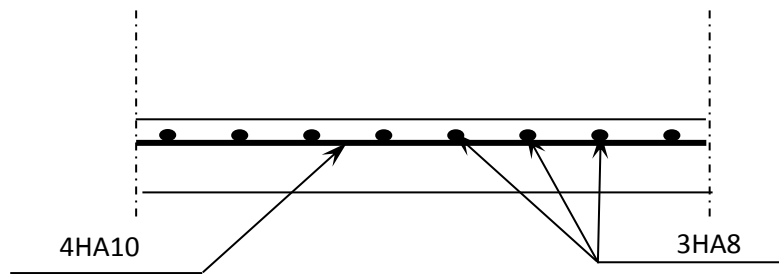


Figure III. 11 : Schéma de ferraillage de la dalle pleine sur un seul appui

III.1.2.3. Dalle sur 3 appuis : c'est une dalle de type console (dalle sur un seul appui)

$$L_x = 0.9\text{m}$$

$$L_y = 3.35\text{m}$$

$$G = 5.33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0.27 < 0.4 \text{ la dalle travaille comme une console}$$

a) Calcul des sollicitations :

A l'ELU :

$$P_u = (1.35 G + 1.5 Q)$$

$$P_u = (1.35 \times 5.33 + 1.5 \times 3.5) = 12.45 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12.45 \times 0.9^2)/2] = 10.084 \text{ KN.m}$$

$$V_u = 12.45 \times 0.9 = 11.21 \text{ KN}$$

Le calcul du ferraillage se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{10.084 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} = 0.071, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.092 ; Z = 0.0963 \text{ m}$$

$$A_s = (10.084 \times 10^{-3} / 0.0963 \times 348) = 3.01 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times b_0 \times f_{t28} / f_e = 1.2 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{min} < A_s$$

Donc on adopte $A_t=3.01\text{cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 4HA10/ml = $3.14\text{cm}^2/\text{ml}$.

Les armatures de répartition :

$A_y = (A_t / 3) = (3.14/3)=1.047\text{cm}^2/\text{ml}$.

On choisit 3HA8/ml = $1.51\text{cm}^2/\text{ml}$.

Vérification de l'espacement :

$$S_t \leq \min (2,5h, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(2.5 \times 12, 25\text{cm})$$

$$S_t \leq 25\text{cm}$$

On a choisi 4HA10, soit $S_t = 100/4 = 25\text{cm}$ donc c'est vérifiée.

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,112\text{Mpa} < 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16\text{Mpa}.$$

$\Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

A l'ELS :

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5.33+3.5) = 8.83\text{KN/m}$$

$$M_s = [(8.83 \times 0.9^2)/2] = 3.58\text{KN.m}$$

c) Vérification de σ_{bc} :

$$y = 2.63\text{cm} \quad I = 3164.71\text{cm}^4$$

d) Calcul de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 2.975\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{pas de risque de fissuration du béton.}$$

Vérification de σ_{st} :

$$\sigma_{st} = 15 \times [M_{ser} \times (d_x - y)] / I = 125.06\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right) = \min (266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots \text{Fissuration nuisible}$$

Avec : $\eta=1.6$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st} \dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

e) La flèche :

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.12}{0.9} = 0.13\text{m} > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.00314 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

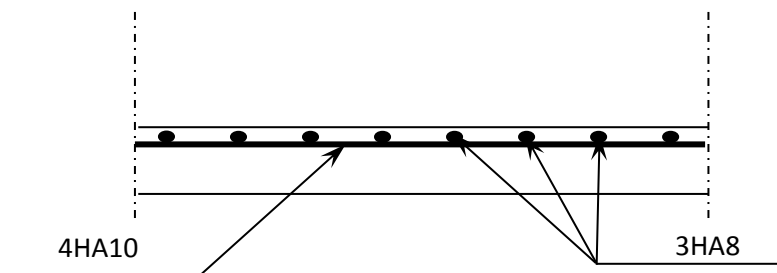


Figure N°III. 12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis

III.1.2.4. Dalle sur 4 Appuis avec ouverture pour ascenseur:

$$G = 5.33 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} L_x = 3.7\text{m} \\ L_y = 5.3\text{m} \end{array} \right\} \Rightarrow r = \frac{l_x}{l_y} = 0.7 > 0.4$$

On prend : $e = 12 \text{ cm}$

La dalle travaille selon les deux sens « l_x, l_y »

a) Calcul des Sollicitations A l'ELU :

$$qu = 1.35 G + 1.5Q = 10.95 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0684$$

$$\mu_y = 0.4320$$

$$M_x^0 = 10.25 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 4.43 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_x^t = 8.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 3.77 \text{ KN.m}$$

- En appui :
 $M_a^x = M_a^y = -4.1 \text{ KN.m}$

b) Ferrailages :

Tableau III.17 : Ferrailages dalle sur 4 appuis

sens		M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	xx	8.71	0.036	0.046	0.128	1.96
	yy	3.77	0.016	0.02	0.129	0.84
Appui	xx	4.1	0.017	0.022	0.129	0.91

- la condition de non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \rightarrow A_x^{min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e \rightarrow A_x^{min} = 1.38 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e \rightarrow A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2$$

On adopte :

En travée : $A_x = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$ En appuis : $A = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_y = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Espacement des armatures :

- En travée :

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

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

- En appuis :

$St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$; on adopte $St = 25 \text{ cm}$

b) Vérifications à l'ELU :

L'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa}$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^x = \frac{(p_u \times l_y)}{2} \times \frac{l_x^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 23.45 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{(p_u \times l_x)}{2} \times \frac{l_y^4}{(l_x^4 + l_y^4)} = 16.37 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b \times d} = \frac{23.45 \times 10^{-3}}{(1 \times 0.13)} = 0.18 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.167 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée}$$

c) Calcul des Sollicitations A l'ELS :

$$q_s = G + Q = 7.83 \text{ KN/m}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

$$M_x^0 = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = 4.63 \text{ KN.m}$$

• **En travée :**

$$M_{xser}^t = 6.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{yser}^t = 3.94 \text{ KN.m}$$

d) Vérifications à l'ELS :

• **État limite de compression du béton :**

On a une fissuration peu nuisible $\Rightarrow$ on vérifie la contrainte de compression dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

• **Sens x-x :**

$$A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 13 \text{ cm}$$

$$y = 3.06 \text{ cm} \quad I = 5.6087 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t \times y}{I} = 3.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifiée}$$

• **Sens y-y :**

$$A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \quad y = 2.51 \text{ cm}; \quad I = 3.84 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}^t \times y}{I} = 2.58 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{Vérifier}$$

e) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

Sens x-x :

$$1. \frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \dots \text{non vérifiée.} \quad \text{BAEL91 (Art .L.IV, 10)}$$

Sens y-y :

$$1. \frac{e}{l_y} > \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} \right] \dots \text{non vérifiée.}$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit la vérifier
Les tableaux suivant illustrent les résultats de la flèche :

Tableau III.18 : résultat de la vérification de la flèche suivant x-x

L_x (m)	$AS(cm^2)$	$M_{jser}(KN.m)$	$M_{gser}(KN.m)$	$M_{pser}(KN.m)$	I (cm^4)	$I_0(cm^4)$
3.7	3.14	4.020	4.608	6.770	5608.7	29549.5
y (cm)	$I_{fji}(cm^4)$	$I_{fgi}(cm^4)$	$I_{fpi}(cm^4)$	$I_{fgv}(cm^4)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{gi}(cm)$
3.06	32505	325050	23712	32505	0.052	0.06
$f_{pi}(cm)$	$f_{gv}(cm)$	Δf (cm)	$f_{adm}(cm)$			
0.12	0.179	0.187	0.74			

Tableau III.19 : résultat de la vérification de la flèche suivant y-y

L_y (m)	$As(cm^2)$	$M_{jser}(KN.m)$	$M_{gser}(KN.m)$	$M_{pser}(KN.m)$	I (cm^4)	$I_0(cm^4)$
5.3	2.01	2.339	2.68	3.937	3844.81	29037
y (cm)	$I_{fji}(cm^4)$	$I_{fgi}(cm^4)$	$I_{fpi}(cm^4)$	$I_{fgv}(cm^4)$	$f_{ji}(cm)$	$f_{gi}(cm)$
2.51	31941	31941	31941	31941	0.063	0.073
$f_{pi}(cm)$	$f_{gv}(cm)$	Δf (cm)	f_{adm}			
0.107	0.218	0.189	1.06			

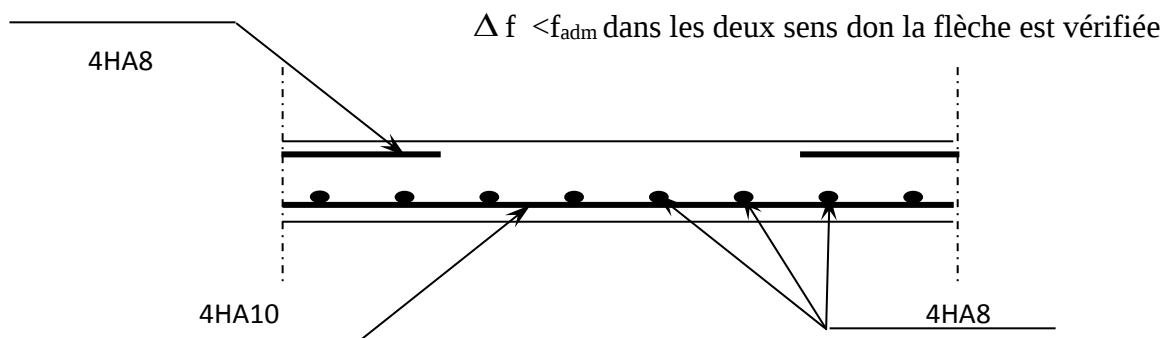


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis

III.1.3. Etude de l'ascenseur :

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_y : Longueur de l'ascenseur=240cm.
- L_x : Largeur de l'ascenseur=210cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur=220cm.
- F_c : Charge due à la cuvette =145KN.
- p_m : Charge due à l'ascenseur =15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1m/s$.

Donc : $g = D_m + P_m + P_{personnes} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$.

III.1.3.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x = 2.1 \text{ m}$ et $l_y = 2.4 \text{ m}$ donc une surface $S = 2.1 \times 2.4 = 5.04 \text{ m}^2$.

$$\rho > 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \Rightarrow 4.67 \text{ cm} \leq e \leq 6 \text{ cm}$$

$e \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow 2H$ de coupe-feu

On prend $e = 15 \text{ cm}$

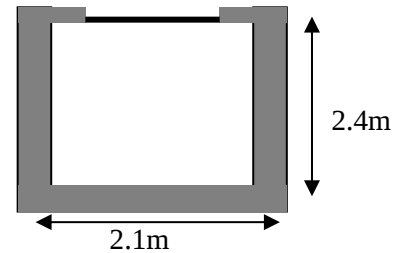


Figure III.14: Cage d'ascenseur.

III.1.3.2. Evaluation des charges et surcharges :

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 = 0.4 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton (e=2cm).}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 4.15 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{5.04} = 28.77 \text{ KN/m}^2. \quad \text{Poids de la machine.}$$

$$G_{totale} = G' + G'' = 32.92 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2.$$

III.1.3.3. Cas d'une charge répartie :

III.1.3.3.1. Calcul des sollicitations :

- A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 45.94 \text{ KN/m}^2$.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.88 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 9.64 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7,17 \text{ KN.m}$$

III.1.3.3.2. Calcul du moment réel :

- En travée :

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 8,19 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 6,09 \text{ KN.m}$$

- En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0,4 \times M_0^x = -3,86 \text{ KN.m}$$

III.1.3.3.3. Calcul du ferrailage :

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x \approx d_y = 13 \text{ cm}$.

Tableau20 : ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{adopt} (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.19	0,0341	0,0434	0,1277	1,84	4T10=3,14
	y-y	6.09	0,0254	0,0322	0,1283	1,36	4T10=3,14
appui	x-x	-3,86	0,0161	0,0203	0,1289	0,86	4T8=2.01

• Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

En travée :

On calcule $A_{\min}$:

$$\left. \begin{array}{l} h_0 > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_0 \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_0 \end{cases}$$

$$\text{On a des HA } f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$$

$$h_0 = e = 15 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\rho = 0,88$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

$$A_t^x = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appui :

$$A_t^x = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^x = 1.27 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

$$A_t^y = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml} > A_{\min}^y = 1.2 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

b) Calcul des espacements :

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

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

c) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d}$$

$$\frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\rho = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{Flexion simple dans les deux sens :}$$

$$V_x = q_u \times \frac{l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 30.41 \text{ KN}$$

$$V_y = q_u \times \frac{l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 20.37 \text{ KN}$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Pas de risque de rupture par cisaillement})$$

$\Rightarrow \tau_u = \frac{30.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.23 \text{ MPa} < 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié (les armatures transversales sont pas nécessaires)}$

• **Vérification à l'ELS :**

$$q_{ser} = G_{totale} + Q = 32.92 + 1 = 33.92 \text{ KN / m}^2$$

$$\nu = 0.2$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.167 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.710 \text{ KNm}$

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 6.942 \text{ KNm}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.704 \text{ KNm}$

a) Vérification des contraintes :

Sens x-x' y-y' :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$y = 3.79 \text{ cm}$$

$$I = 5608,74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 3.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b) Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Sens x-x

$$1. \quad \frac{e}{l_x} = 0,071 > \max \left[\frac{3}{80} = 0,0375; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} = 0,042 \right] = 0,042 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

BAEL91 (Art .L.IV, 10)

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0,24 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$1. \quad \frac{e}{l_y} = 0,0625 > \max \left[\frac{3}{80} = 0,0375; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} = 0,0425 \right] \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$2. \frac{A_s}{b \times d} = 0,24 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les deux conditions son vérifier Donc le calcul de la flèche est inutile

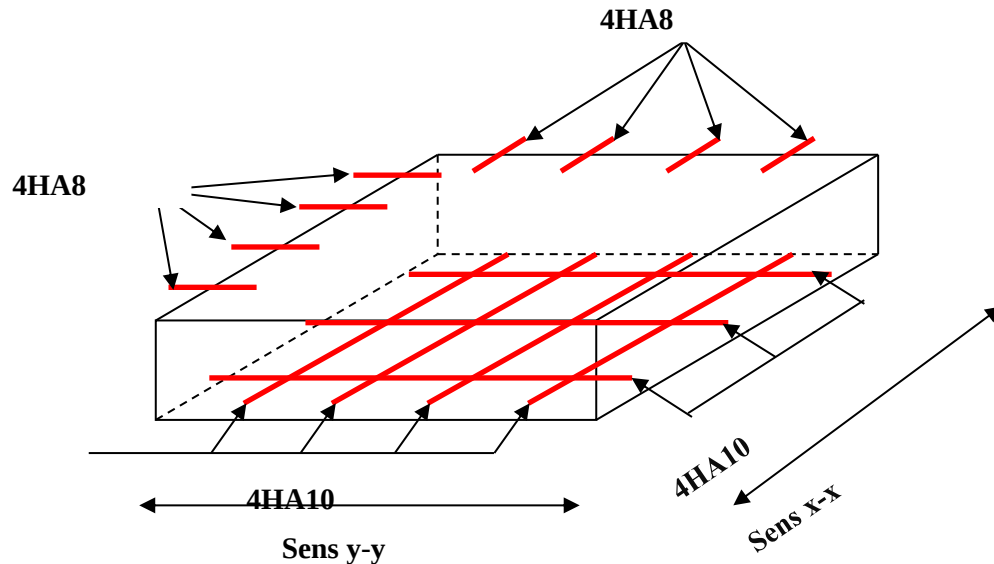


Fig. III.15: Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

III.1.3.4.Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une 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 la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

l_y et a_0 : Dimensions suivant le sens y-y'.

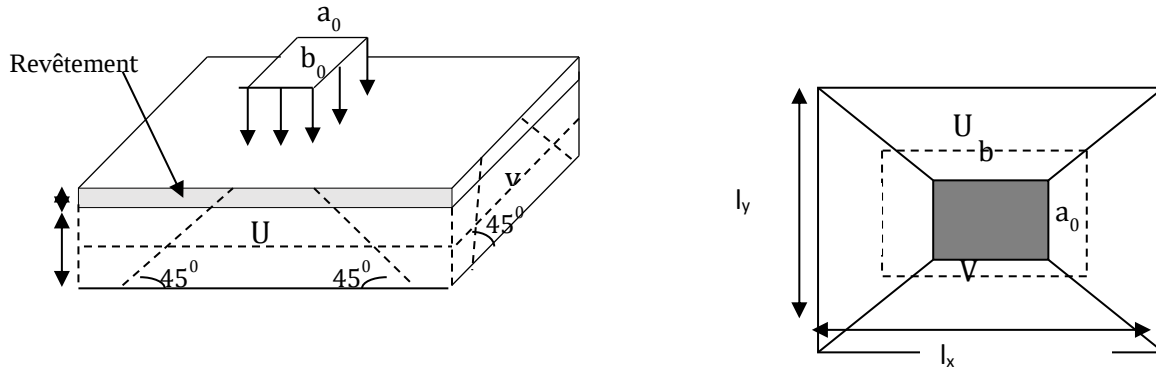


Figure III.16 : Schéma représentant la surface d'impact.

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

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 2cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc : $\begin{cases} u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 2 = 99cm. \\ v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 2 = 99cm. \end{cases}$

III.1.3.4.1.Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage :

A. Calcul à l'ELU :

• Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + v \times M_2). \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + v \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} v = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ v = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3KN$

$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605KN$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.88 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{99}{210} = 0,471 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{99}{240} = 0,413$$

En utilisant l'abaque de **Piguaut** on obtient :

$M_1 = 0.105 ; M_2 = 0.088$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.105 = 10.25 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.088 = 8.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle a l'ELU :

$$\rho = 0.88 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0476 \\ \mu_y = 0.7438 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.15 + 1.5 \times 1 = 7.1025 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.49 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.108 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments
Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.74 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 9.698 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x \approx d_y = 13 \text{ cm}$ et

$$\text{En travée : } M_t^x = 0.85 \times 11.74 = 9.98 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times 9.688 = 8.23 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a^y = M_a^x = -0.4 \times 11.74 = -4.7 \text{ KNm}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .21 : La section d'armature.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)
Sens x-x'	9,98	4,7	2,25	1,05
Sens y-y'	8,23	4,7	1,85	1,05

- **Vérification a l'ELU :** On a un chargement concentré et FPN

$$St \leq \begin{cases} \min(3e; 25 \text{ cm}) \rightarrow xx \\ \min(3e; 33 \text{ cm}) \rightarrow yy \end{cases} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

Tableau III .22: Vérification de la section d'acier.

Sens	A_{min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_t^y	$A_t^x/4$	A_{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.27	25	1.2 > 0.3175		en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14cm^2$
y-y	1.2	25			en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14cm^2$

- Vérification au poinçonnement :**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (99 + 99)$$

$$U_c = 396cm.$$

$$Q_u = 97.60KN; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on ne constate que $97,60KN \leq 445,5KN$

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

On a $v = u \Rightarrow$ au milieu de u : $V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 32.86KN$

$$\tau_u = 0.25MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Espacement des barres :

$$\text{Sens x-x'} : S_t = 25cm \leq \min(2e; 25cm)$$

$$\text{Sens y-y'} : S_t = 25cm \leq \min(3e; 33cm)$$

B. Calcul à l'ELS :

Les moments engendrés par le système de levage: $q_{ser} = g = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu \times M_2) = 13.89 \text{KNm.} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu \times M_1) = 13.88 \text{KNm.} \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 4.15 + 1 = 5.15 \text{KN}$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.240 \text{KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.019 \text{KNm}$$

Superposition des moments :

Les moments en travée et en appuis :

$$\text{Sens } x-x' : M_t^x = 0.85 \times 15.13 = 12.86 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens } y-y' : M_t^y = 0.85 \times 14.9 = 12.67 \text{KN.m}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -6.05 \text{KNm}$$

• **Vérification des contraintes :**

Sens $x-x'$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

$$Y = 3.06 \text{cm}$$

$$I = 0.4966 \times 10^4 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.92 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Sens $y-y'$

$$Y = 3.06 \text{cm}$$

$$I = 0.4966 \times 10^4 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.81 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Sens x-x :

$$1. \quad \frac{e}{l_x} = 0,071 > \max \left[\frac{3}{80} = 0,0375; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} = 0,042 \right] = 0,042 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

BAEL91 (Art .L.IV, 10)

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0,24 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$1. \quad \frac{e}{l_y} = 0,0625 > \max \left[\frac{3}{80} = 0,0375; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}} = 0,042 \right] \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$2. \quad \frac{A_s}{b \times d} = 0,24 \leq \frac{2}{f_e} = 0,005 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Les deux conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

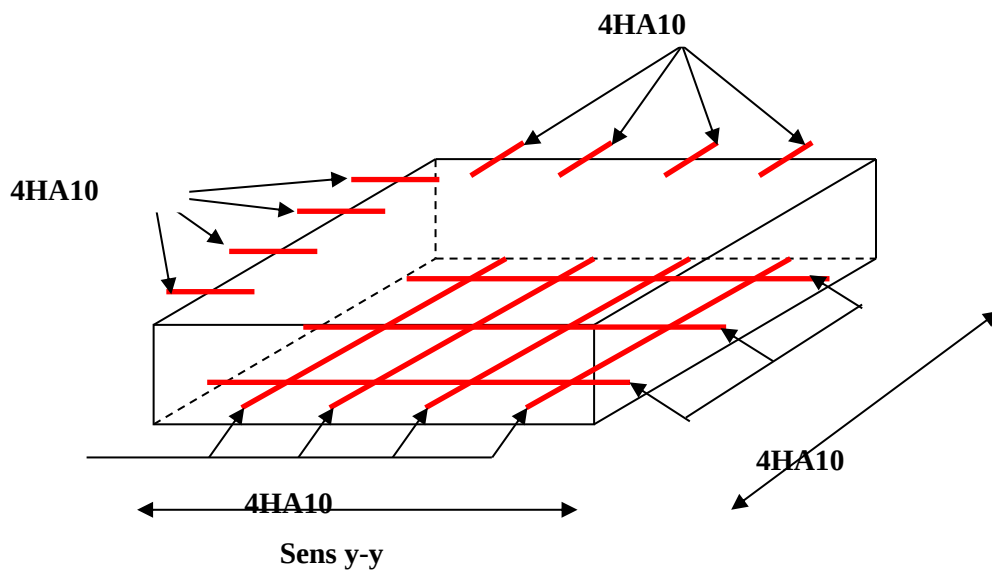


Figure. III.17: Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III.2. Calcul de l'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

III.2.1. Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.2.2. Evaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales

Tableau III.23 : Charges et surcharges.

Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0984	2.68	1

➤ Horizontales : (dus au séisme).

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

Tel que :
$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

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).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2.68 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.68 = 1.29 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*15) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression :

$$x_c = \frac{\sum A_i \cdot x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :

$$\sum A_i = S$$

$$x_C = \frac{60 \times 15 \times (15/2) + 4 \times 14 \times (15+14/2) + 0,5 \times 4 \times 14 \times (15+14/3)}{0.0984} \times 10^{-6}$$

$$x_C = 0.0867m$$

$$y_C = 0,3214m$$

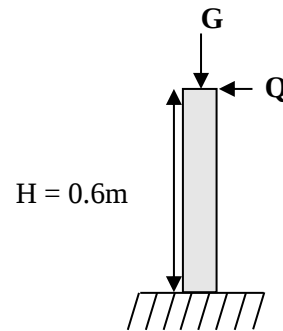


Figure.III.18 : Sollicitation sur l'acrotère.

b) Moment engendré par les efforts normaux :

$$N_G = 2.68KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m.$$

$$F_P = 1.29KN \Rightarrow M_{F_P} = F_P \times y_C = 1.29 \times 0,3214$$

$$\Rightarrow M_{F_P} = 0.41KN.m.$$

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

Tableau III. 24 : Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2.68	3.62	2.68
M (KN)	1.01	0.9	0.6

c) Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.62} = 0,2486m \\ \frac{H}{6} &= \frac{0.6}{6} = 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

$$e_2 = e_1 + e_{a\text{tel que:}}$$

e_a : Excentricité additionnelle.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{H}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

$$d'où : e_2 = 0.2486 + 0.02 = 0.2686m$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Tel que :

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.

h : La hauteur de la section qui égale à 15 cm.

l_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \times l_0$.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.15} = 0.58cm.$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 26.86 + 0.58 = 27.44cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 3.62KN \text{ et } M_U = N_U \times e_t = 3.62 \times 0.2744 = 0.99 KN.$$

III.2.4. Ferrailage de l'acrotère :

a) à l'ELU :

$$h = 15 \text{ cm}; d = 13 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$$

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis

La vérification des contraintes se feront à l'ELS.

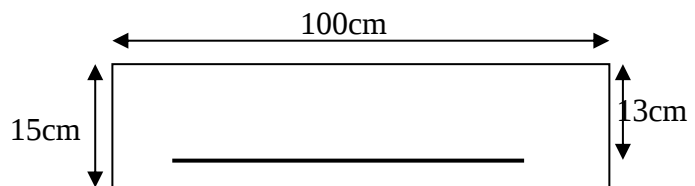


Figure III.19:Section à ferrailer.

$e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h}{2}) = 0.99 + 3.62 \times (0.13 - \frac{0.15}{2}) = 1.19 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13^2 \times 14.2} = 0.005 < \mu_l = 0.392 \text{ d'où : } A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}}{0.8} = 0.0062$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.13 \times (1 - 0.4 \times 0.0118) = 0.13 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{1.19 \times 10^{-3}}{0.13 \times 348} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.26 \times 10^{-4} - \frac{3.62 \times 10^{-3}}{348} = 0.16 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2$$

$$A_r = 2.01 / 3 = 0.67 \text{ cm}^2 \Rightarrow 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}.$$

- **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33.3 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement :**

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

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(2.5; 3 \text{ Mpa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ Mpa}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.29 + 1 \Rightarrow V_u = 2.29 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} \Rightarrow \tau_u = 0.018 \text{ MPa}.$$

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

• **Vérification de l'adhérence :**

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

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.08 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.29}{0.9 \times 0.13 \times 10.048 \times 10^{-2}} \times 10^{-3} = 0.19 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

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

b) Vérification à l'ELS :

$$d = 0.13 \text{ m} ; N_{ser} = 2.68 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$c = d - e_1$$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.68) + (0.13 - 0.15/2) \Rightarrow e_1 = 0.279 \text{ m}$$

$$e_1 > d \Rightarrow \text{"c" à l'extérieur de section} \Rightarrow c = 0.13 - 0.279 \Rightarrow c = -0.149 \text{ m.}$$

Calcul de y_c :

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

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d - c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.149)^2 + \frac{(0.13 + 0.149) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$p = -0.062 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b} = -2 \times (-0.149)^3 - (0.13 + 0.149)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$q = 0.005 \text{ m}^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \times \frac{p^3}{27} = -1,03 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions:

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) * \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 * \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 147,29^\circ, \quad a = 0,29$$

$$Y_1 = 19\text{cm}; \quad Y_2 = -28,48\text{cm}; \quad Y_3 = 10,35\text{cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 15\text{cm}$$

$$Y_1 = 19\text{ cm} \Rightarrow Y_1 + C = 4,1 \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

$$Y_2 = -28,48\text{ cm} \Rightarrow Y_2 + C = -43,38 \dots \dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$Y_3 = 10,35\text{cm} \Rightarrow Y_3 + C = -4,55 \dots \dots \text{N'est pas vérifiée.}$$

$$\text{Donc on choisit } Y_c = 19\text{cm} \Rightarrow Y_{\text{ser}} = 4,1\text{cm}$$

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 0,0202\text{m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2,68 \times 10^{-3}}{0,0202} \times 0,041 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,0054\text{Mpa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{Mpa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2,68 \times 10^{-3}}{0,0202} (0,13 - 0,041) \Rightarrow \sigma_s = 0,1771\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{st}} = 240\text{Mpa}$$

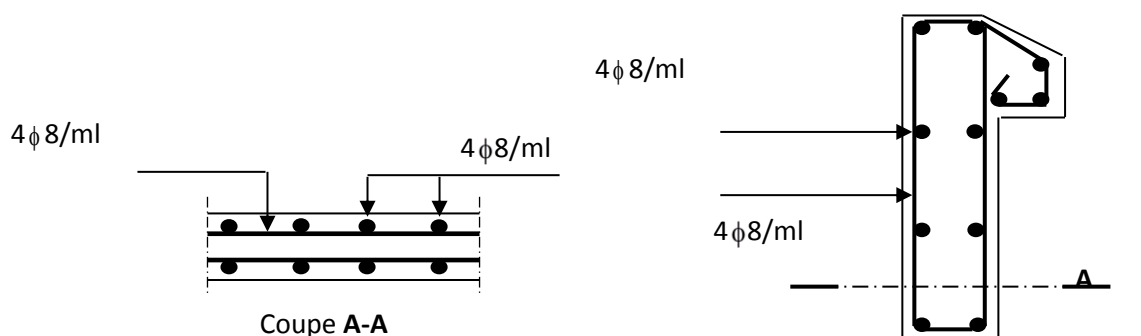


Fig III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

(Terrasse accessible)

III.3. Calcul des escaliers:

$$G_v = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1. Type 1(étages courants) Escalier à 2 volées:**III.3.1.1.Calcul des sollicitations:****Volée**

$$q_u = 1.35 \times 8.7 + 1.5 \times 2.5 = 15.495 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 8.7 + 2.5 = 11.2 \text{ KN/m.}$$

Palier

$$q_u = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 2.5 = 11.661 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 5.86 + 2.5 = 8.35 \text{ KN/m.}$$

- Les reactions aux appuis :

Volée I

$$R_A + R_B = 2.4q_{uv} + 1.5q_{up} = 54.095 \text{ KN}$$

$$M/B = 0 \Rightarrow R_A = \left[\frac{1.5^2}{2} * 11.661 + 2.40 \left(\frac{2.40}{2} + 1.5 \right) * 15.495 \right] / 3.9$$

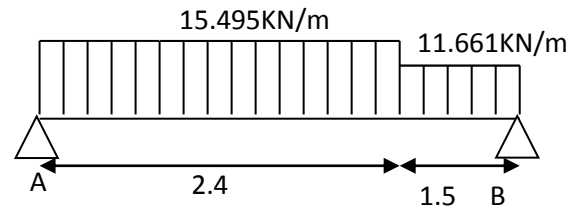
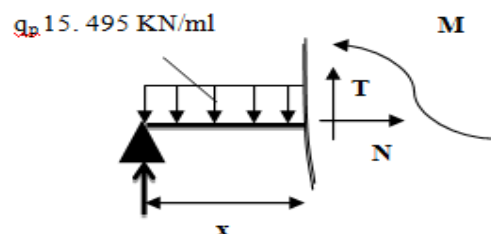
$$R_A = 29.11 \text{ KN}$$

$$M/A = 0 \Rightarrow R_B = \left[\frac{2.40^2}{2} * 15.495 + 1.5 \left(\frac{1.5}{2} + 2.40 \right) * 11.661 \right] / 3.9$$

$$R_B = 25.57 \text{ KN}$$

Les efforts tranchants:**Tronçon I : $0 \leq x \leq 2.4 \text{ m}$**

$$T(x) = R_A - q_{uv}x = 29.11 - 15.495x$$

**Figure III.21: Schéma statique volée 1.****Figure .III.22: schéma statique des sollicitations du 1^{er} tronçon**

$$M(x) = R_{AX} - q_{uv} \frac{x^2}{2} = 29.11x - 7.748x^2$$

Tronçon II : $2.4 \leq x \leq 3.85$ m

$$T(x) = R_A - 2.4q_{uv}x - q_{up}(x-2.4)$$

$$M(x) = R_{AX} - 2.4\left(x - \frac{2.4}{2}\right)q_{uv} - \frac{(x-2.4)^2}{2}q_{up}$$

$$\frac{\partial M}{\partial x} = 0 \Rightarrow x = 1.87 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}} = M(1.87) = 27.34 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = 25.57 \text{ KN}$$

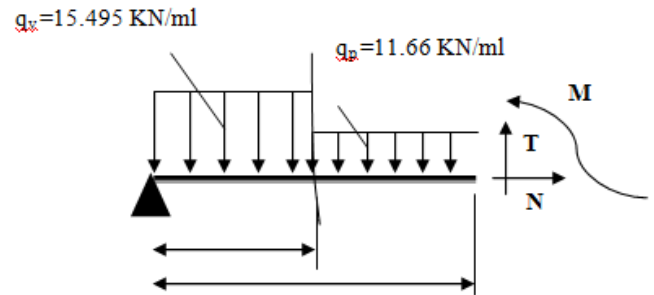


Figure.III.23 : schéma statique des sollicitations du 2^{em} tronçon

- **Calcul des moments reels:**

$$M_t = 27.34 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 32.16 = -16.08 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2. Le ferrailage:

Tableau III.25: 5 ferrailages de l'escalier type 1

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{chois} (cm ² /ml)	Armatures de repartitions		Espace (cm)
							A _{calcu} l	A _{chois}	
travée	27.34	0.08 6	0.11 2	0.143	5.48	5HA12=5.65	1.81	4HA8= 2.01	30
appui	16.08	0.05	0.06 5	0.146	3.16	4HA12=4.52	1.81	4HA8= 2.01	25

III.3.1.3 Vérification à l'ELU:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.57 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.17 \text{ Mpa} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul à l'ELS :**

D'après le calcul RDM, nous avons eu les résultats suivants:

$$X = 1.87 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}} = 19.72 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 32.16 = -16.08 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 6.82 < 15 \text{ MPa}$$

$$y = 4.27 \text{ cm}$$

$$I = 1.2353 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \Rightarrow 0.046 > 0.0425 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0038 < 0.0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

La volée II :

Elle a les mêmes dimensions que la volée I donc nous allons la ferrailer de la même manière

III.3.2.Type 2(étages commerciale) Escalier à 3 volées :

$$G_v = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

$$G_p = 5.86 \text{ KN/m}^2$$

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

III.3.1.1.Calcul des sollicitations:

Volée

$$q_u = 1.35 \times 8.7 + 1.5 \times 5 = 19.245 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 8.7 + 5 = 13.7 \text{ KN/m.}$$

Palier

$$q_u = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 5 = 15.411 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 5.86 + 5 = 10.86 \text{ KN/m.}$$

- **Les reactions aux appuis :**

D'après le calcul RDM, nous avons eu les résultats suivants:

$$X = 1.89 \quad M_{t_{\max}} = 34.46 \quad V_{\max} = 36.42$$

- **Calcul des moments reels:**

$$M_t = 34.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 40.54 = -20.27 \text{ KN.m}$$

III.3.1.2. Le ferrailage:

Tableau III.26 : ferrailages de l'escalier type 2

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{chois} (cm ² /ml)	Armatures de répartitions		Espacement (cm)
							A _{calcu} l	A _{chois}	
travée	34.46	0.10 8	0.14 3	0.141	7.00	5HA14=7.70	1.81	4HA8= 2.01	30
appui	20.27	0.06 3	0.08 2	0.145	4.01	4HA12=4.52	1.81	4HA8= 2.01	25

III.3.1.3 Vérification à l'ELU:

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{36.42 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.24 \text{ Mpa} < 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ Mpa} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Calcul à l'ELS :**

D'après le calcul RDM, nous avons eu les résultats suivants:

$$X = 1.89 \text{ m}$$

$$M_{t_{\max}} = 24.5 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 28.82 = -14.41 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = 7.55 < 15 \text{ MPa}$$

$$y = 4.84 \text{ cm}$$

$$I = 1.57 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

- **Vérification de la flèche :**

$$\frac{e}{l_x} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}} \right] \Rightarrow 0.046 > 0.037 \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.005 < 0.0105 \dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

La volée III :

Elle a les mêmes dimensions que la volée I donc nous allons la ferrailer de la même manière

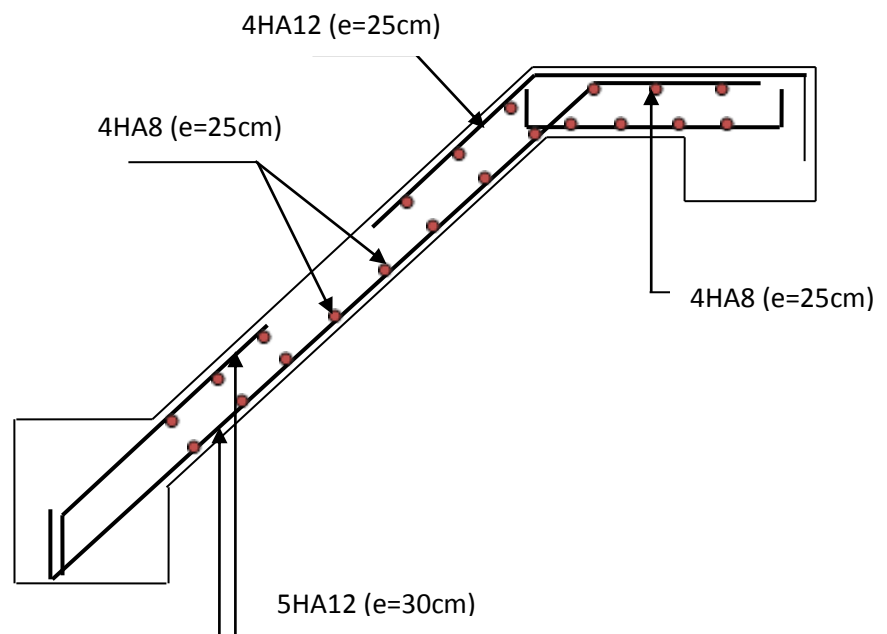


Figure .III.24 : Schémas du ferrailage de l'escalier

III.3.2.2. La deuxième volée :

$$L = 1.5\text{m}$$

$$G = 8.7 \text{ KN/m}^2$$

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

$$P_u = 19.245 \text{ KN/m}^2$$

$$M_u = P_u \cdot l^2 / 2 = [(19.245 \times 1.5^2) / 2] = 21.65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = P_u * l = (19.245 \times 1.5) = 28.87 \text{ KN}$$

Tableau III.27: ferrailage de la volée 2

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A calculé (cm ²)	A adopté (cm ²)	A _t (cm ²)	A _t Adopté (cm ²)	A _{min} (cm ²)	St (cm)
21.65	0.068	0.088	0,145	4.3	5HA12 = 5.65	1.88	4HA8= 2.01	1.81	30

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.02887}{1 \times 0.15} = 0.19 \text{ MPa} \leq 1.17 \text{ MPa}$$

$$P_s = 13.7 \text{ KN/m}^2$$

$$M_s = 15.41 \text{ KN.m}$$

Tableau III.28: Vérification de la contrainte dans le béton.

Ms(KN)	A adopté (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
15.41	5HA12=5.65	4.27	12352.66	5.33	15

• **La flèche :**

$$\frac{h_t}{l} = \frac{0.18}{1} = 0.18 \text{ m} > \max \left[\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right] = 0.05 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0.0026 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas besoin de vérifier la flèche

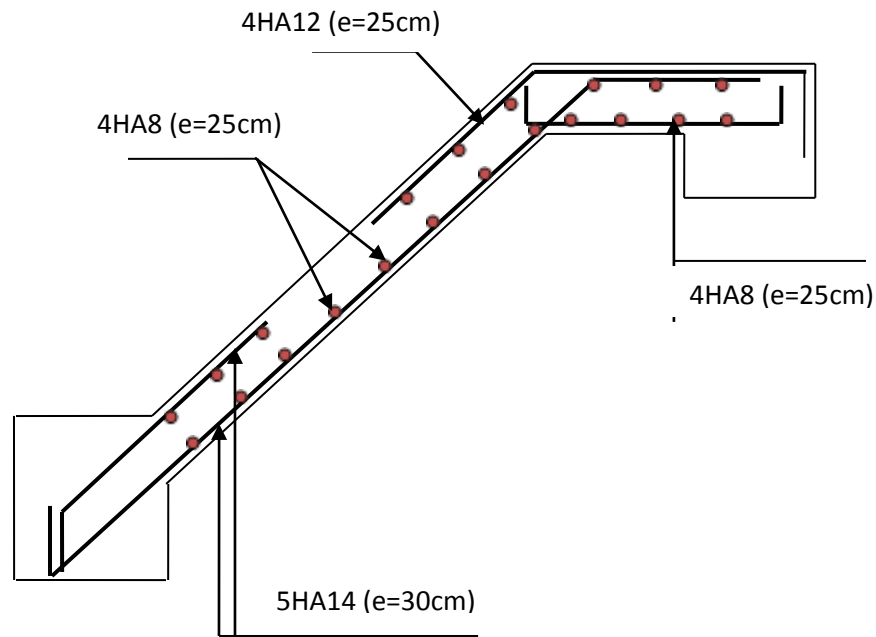


Figure .III.25 : Schémas du ferrailage de l'escalier

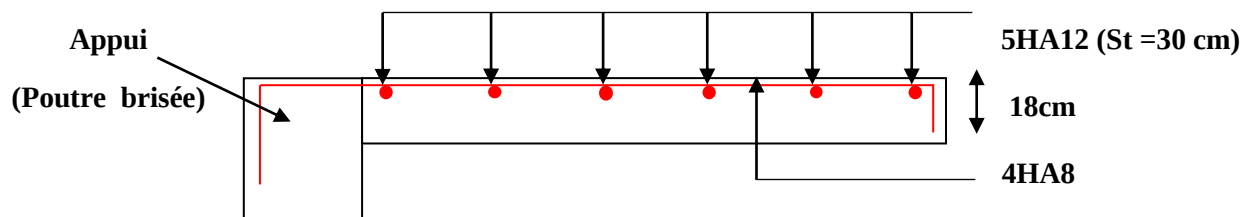


Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la console.

III.3.3. Calcul de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous effort tranchants qu'on calcul à la flexion simple et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

III.3.3.1 Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 37.33\text{cm} \leq h \leq 56\text{cm}$$

On opte pour $h=50\text{ cm}$, $b= 40\text{cm}$

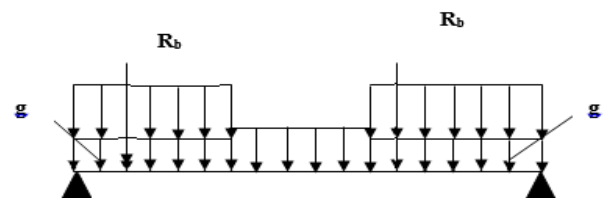


Figure III.27: Schéma isostatique de la poutre palière.

- **Vérification des conditions du RPA :**

$b = 40\text{cm} \geq 20\text{cm}$ vérifiée.

$h = 50\text{cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée.

$\frac{1}{4} = 0.25 \leq \frac{h}{b} = 1.25$ vérifiée.

III.3.4.2. Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise à son poids propre :

$g = 25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ KN/ml}$ (partie horizontale)

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

ELU $R_{BU} = 25.57 \text{ KN/ml}$.

ELS $R_{BS} = 18.46 \text{ KN/ml}$

Avec:

R_B : la charge ramenée par la volée

- **Calcul des sollicitations :**

ELU :

$q_{u1} = q_{u3} = 1.35g + R_{BU} = 32.32 \text{ KN/m}$

$q_{u2} = 1.35g = 6.75 \text{ KN/m}$

ELS:

$q_{u1} = q_{u3} = g + R_{BS} = 23.46 \text{ KN/m}$

$q_{u2} = g = 5 \text{ KN/m}$

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.29 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	$M_0(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	64.98	-32.49	55.23	57.26
ELS	47.49	-23.75	40.37	

III.3.3.4. Calcul de la section d'armature a la flexion simple :

$b = 40\text{cm}$ $h = 50\text{cm}$ $d = 47\text{cm}$ $f_{C28} = 25\text{Mpa}$ $f_{bu} = 14,2\text{Mpa}$ $f_{st} = 400\text{Mpa}$

On résume les calculs dans le tableau ci-après :

Tableau III.30 : Calcul des armatures principales

Elément	Moment(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min}	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	A_t
Travée	55.23	0.044	0.056	0.459	2.27	3.45	0.57
Appui	-32.49	0,026	0,033	0,464	2.27	2.01	0.57

III.3.3.5 Vérification à l'ELU :

- l'effort tranchant :

$$V_u = 57.26 \text{ KN} \Rightarrow \left\{ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{57.26 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.47} = 0.3 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau^{adm} = \min (0.2 \times f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

C'est vérifiée

III.3.3.6. Calcul de la section d'armature a la torsion :

Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par le palier et la volée
C'est le moment d'appui de l'escalier.

- Calcul du moment de torsion :

$$M^{torsions} = M^{encastrement} \times \frac{l}{2} = 16.08 \times \frac{5.6}{2} = 45.02 \text{ KN.m}$$

Selon le BAEL91, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule $\tau_u = \frac{M_u}{2 \cdot \Omega \cdot e}$

e = épaisseur de la paroi.

- $M^{torsion}$: Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmis par la volée
 Ω : Air du contour tracer ami épaisseur

$$\Omega = (b-e) \times (h-e) \quad \phi = \min (b; h)$$

$$.e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6,67 \text{ Cm} \rightarrow \Omega = (40-6,67) \times (50-6,67) = 1444.19 \text{ cm}^2$$

- Armature longitudinales :

$$A_t = \frac{U \times M^{torsion}}{2 \times \Omega \times f_e} \times 1,15 ; \quad \text{Avec} \quad U : \text{périmètre de } \Omega.$$

$$U = 2[(b-e) + (h-e)] = 2[(40-6,67) + (50-6,67)] = 153.32 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{45.02 \times 1.5332}{2 \times 0.144419 \times 400} \times 1,15 \times 10^{-3} = 6.88 \text{ cm}^2$$

- Section d'armatures finale :

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 3.45 + \frac{6.88}{2} \Rightarrow A^t = 6.89 \text{ cm}^2$

Soit : $A^t = 4\text{HA}16 = 8.04 \text{ cm}^2$

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2.01 + \frac{6.88}{2} \Rightarrow A^a = 5.45 \text{ cm}^2$

Soit : $A^a = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$

- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL91

On a $V_{\max} = 57.26 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.3 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsions}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{52.05 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1444 \times 0.0667} = 2.70 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 2.72 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$

Condition est vérifiée

- Calcul des armatures transversales à la torsion :

$$A_t = \frac{\gamma_s \times S_t \times Mt}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{tor} = A_{flexion} + A_{flexiotorsion} = 0.57 + 0.52 = 1.09 \text{ cm}^2$$

On choisit : $4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$

III.3.3.7 Vérification à l'E.L.S

- l'état limite de compression de béton :

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.31 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
Travée	40.37	14.09	167914.83	3.39	15
Appuis	-23.75	12.61	136014.14	2.20	15

- **Etat limite de déformation :**

La flèche :

$$\frac{h_t}{l} > \max \left[\frac{3}{80} ; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0X}} \right] \Rightarrow 0.089 > 0.085 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0043 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

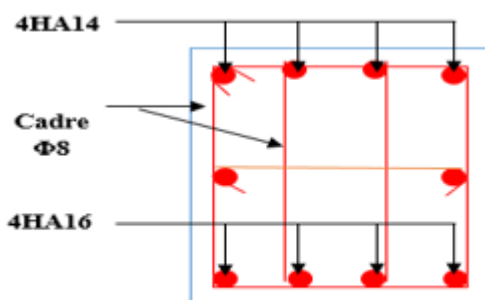


Figure III. 28 : Schéma représentant la poutre palière

III.3.4.Calcul de la poutre brisée :

III.3.4.1. Dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \quad L = 2.15 + (1.2 / \cos 35.31^\circ) + 2.25 = 5$$

$$\frac{587}{15} \leq h \leq \frac{587}{10} \Rightarrow 39.13 \text{ cm} \leq h \leq 58.7 \text{ cm}$$

Donc soit $h = 50 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$.

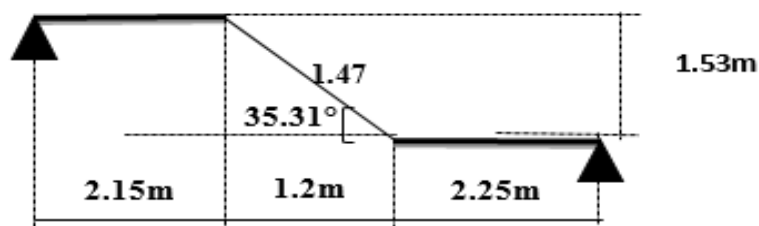
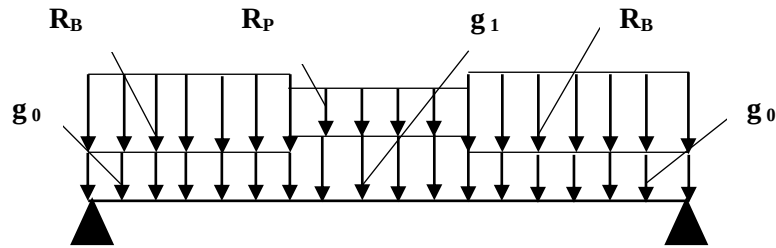


Figure III.29 : Schéma représentant la poutre brisée.

La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

III.3.4.2. Calcul à la flexion simple :**Figure III.30 : Schéma du chargement de la poutre brisée.**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.5 = 5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.5 / \cos 35.31^\circ = 6.13 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier :

ELU $R_{BU} = 36.42 \text{ KN/ml.}$

$$R_{PU} = 28.87 \text{ KN/ml.}$$

ELS $R_{BU} = 18.46 \text{ KN/ml}$

$$R_{PU} = 20.55 \text{ KN/ml.}$$

Avec:

R_B : la charge ramenée par la volée

R_P : la charge ramenée par la console

- Calcul des sollicitations :**

ELU :

$$q_{u1} = q_{u3} = 1.35g_1 + R_{BU} = 44.7 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = 1.35g_1 + R_{PU} = 37.15 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{u1} = q_{u3} = g_1 + R_{BS} = 24.34 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = g_1 + R_{PS} = 26.68 \text{ KN/m}$$

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.32 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

	M₀(KN.m)	M_a(KN.m)	M_i(KN.m)	V_u(KN)
ELU	192.82	96.41	163.9	120.7
ELS	116.38	58.19	98.92	

III.3.4.3. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple :**Tableau III.33 :** Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Mu (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{min} (cm²)	A_{calculée} (cm²)	A_t(cm²)
En travée						
163.9	0.012	0.015	0.467	2.28	10.08	0.57
En appui						
96.41	0.077	0.1	0.451	2.28	6.14	0.57

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{120.7 \times 10^{-3}}{0.4 \times 0.47} = 0.642 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.642 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.3.4.4. Calcul à la torsion :**Tableau III.34 :** ferrailage de la poutre brisée à la torsion

M^{torsion}	e (cm)	Ω (m²)	U(m²)	A_t(cm²)
40.35	0.0667	0.1444	1.532	6.16

- **Section d'armatures finale :**

$$\text{En travée : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 10.08 + \frac{6.16}{2} \Rightarrow A^t = 13.16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^t = 3\text{HA16} + 3\text{HA20} = 15.45 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appui : } A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 6.14 + \frac{6.16}{2} \Rightarrow A^a = 9.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A^a = 6\text{HA16} = 12.06 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la contrainte de cisaillement :** $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ BAEL91

On a $V_{max} = 120.7 \text{ kN}$; $\tau_{flexion} = 0.64 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{torsions}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{40.35 \times 10^{-3}}{2 \times 0.1444 \times 0.0667} = 2.09 \text{ MPa}$$

D'où : $\tau_u = 2.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée

- **Calcul des armatures transversales à la torsion :**

$$A_t = \frac{\gamma_s \times S_t \times Mt}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.64 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{tor} = A_{flexion} + A_{flexiotorsion} = 0.57 + 0.6 = 1.21 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8=2.01 cm²/ml

III.3.4.5. Vérification à l'E.L.S :

- **l'état limite de compression de béton :**

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.35 : Résultats de calcul des contraintes de béton

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)
Travée	98.92	18.25	272601.07	6.62	15
Appuis	58.19	16.59	228171.005	4.23	15

- **Etat limite de déformation :**

La flèche :

$$\frac{h_t}{l} > \max \left[\frac{1}{16} ; \frac{M_x^t}{10 \times M_{0x}} \right] \Rightarrow 0.0852 > 0.0850 \text{ condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow 0.0082 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

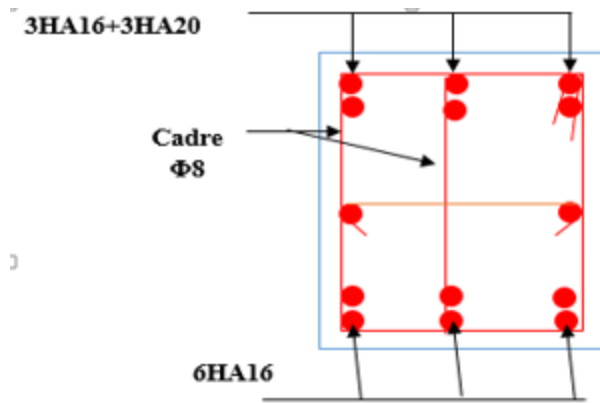


Figure III. 31 : Schéma représentant la poutre brisée

III.5. Etude des Poutres de chaînages :

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

III.5.1.Pré dimensionnement :

On opte : $(b \times h) = (30 \times 35) \text{ cm}^2$.

III.5.2.Calcul des sollicitations :

Poids propre de la poutre :

$$G = 25 \times 0.35 \times 0.3 = 2.63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

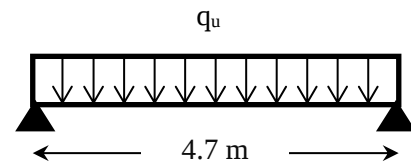


Figure III.32 : Schéma isostatique de la poutre de chaînage

Poids du garde-corps

$$q_{mur} = (G_{brique\ creuse} + G_{enduit\ ciment} + G_{enduit\ platre}) * H_{mur}$$

$$q_{mur} = (1.35 + 0.27 + 0.2) * 1.1 = 1.82 * 1.1 = 2.002 \text{ KN/m}$$

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) = 1.35 \times (2.63 + 2.002) = 6.25 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_s = p_p + p_{mur} = 2.63 + 2.002 = 4.63 \text{ KN} / \text{m}$$

• Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6.25 \times (4.7)^2}{8} = 17.26 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.75 \times 17.26 = 14.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.5 \times 17.26 = -8.63 \text{ KN.m}$$

III.5.3.Le ferrailage :**Tableau III.36:** Ferrailage de la poutre de chainage.

Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	14.67	1.3	3HA12=3.39	1.2	15
Appuis	8.63	0.76	3HA12=3.39	1.2	15

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

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{6.25 \times 4.7}{2} = 14.69 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.69 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.15 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_l^{\min} \right)$$

$$\phi_l \leq \min(1.17 ; 3 ; 0.8)$$

$$\text{Soit } \phi_l = 8 \text{ mm}$$

Soit un cadre de HA8 plus une épingle HA8. On prend $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

- **Les espacements :**

$$1) \text{ St} \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \text{St} = 30 \text{ cm}$$

$$2) \text{ S}_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 400 \times 1.51}{30 \times (0.15 - 0.3 \times 2.1)} < 0$$

$$3) \text{ S}_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow \text{S}_t = \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 30} \Rightarrow \text{S}_t \leq 50.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{S}_t = 15 \text{ cm}$$

Pour les armatures longitudinales, le **RPA99/version 2003** exige un espacement

$$\text{St} \leq \min(h ; 25) = 25 \text{ cm} \quad \text{Soit } \text{St} = 10 \text{ cm.}$$

- Calcul a l'ELS :
- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{4.63 \times 4.7^2}{8} = 12.78 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_s = 10.86 \text{ KN.m}$$

Tableau III.37: Vérification de la contrainte dans le béton.

Mser (KN.m)	A _{opt} (cm ² /ml)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
10.86	3.39	9.02	36579.51	2.68	15	vérifiée

- Evaluation de la flèche :

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.074 > 0.0625 \dots \dots \dots (1) \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_o} \Rightarrow 0.074 > 0.0375 \dots \dots \dots (2) \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 0.0034 > 0.0105 \dots \dots \dots (3) \rightarrow \text{vérifiée}$

Les trois conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

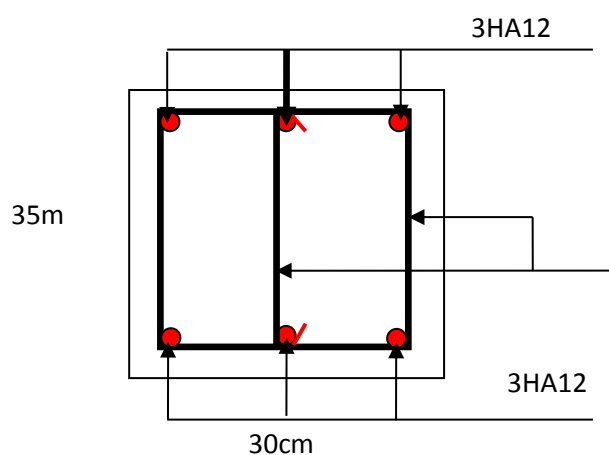


Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

III.8. CONCLUSION :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente deux types d'escalier, ces dernier est à deux et trois volées. Dans ce chapitre, nous les avons étudiés et ferrillés.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrillage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

Les poutres palière et brisé ont été étudiée sous des sollicitations de flexion de torsion ainsi pour la poutre de chainage qui a été étudier en flexion simple.

Notre projet comprend 3 types de dalle pleine, elles ont été étudiées et ferrillées avec les sollicitations les plus défavorables.

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (5) niveaux ou (17m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3.4. A.1.a) du RPA99/** version 2003, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.1. Méthodes de calcul :

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérographe.

IV.1.1. La méthode statique équivalente :

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Condition d'application de la méthode :**

D'après le RPA 99 (Art 4.1.2), les conditions d'applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

- **Calcul de la force sismique totale :**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

Avec :

- **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$
- **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 pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R = 5$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec (RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas le sol est ferme (Site } S_3) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

(RPA99 art 4.2.4)

$$T = 0.81 \text{ sec}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 41.14 \text{ m}$$

C_T : coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad (\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003})$$

L: est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\begin{cases} L_x = 29.25 \text{ m} \\ L_y = 26.15 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.70 \text{ sec} \\ T_y = 0.72 \text{ sec} \end{cases}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0,70 \text{ sec} < T = 0,81 \text{ sec}$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0,72 \text{ sec} < T = 0,81 \text{ sec}$$

La période fondamentale statique majorée de 30 % donc on a

$$\begin{cases} T_{sx} = 1.3 \times 0.7 = 0.91 \text{ s} \\ T_{sy} = 1.3 \times 0.72 = 0.94 \text{ s} \end{cases}$$

• Calcul de D

$$D = 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0.4 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.7)^{\frac{2}{3}} = 1.76$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.5 / 0.72)^{\frac{2}{3}} = 1.58$$

- **Q** : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	Pq	Observé	Pq
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	/	0
2- Redondance en plan	NON	0.05	/	0
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	/	0	/	0
6- Contrôles d'exécution	/	0	/	0
Total	Q _x =1.2		Q _y =1.1	

- **W** : Poids total de la structure. La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi}: Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a un seul niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération β = 0.60 ; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération β = 0.20.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 64396.6 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.76 \times 1.2}{5} \times 643966 = 4080.17 KN$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.58 \times 1.1}{5} \times 643966 = 3357.64 KN$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

A. Par Accélérographes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

B. Méthode spectrale modale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

B.1. 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.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Pour notre étude les spectres de repense utilisés sont représentés dans les figures ci-dessous.

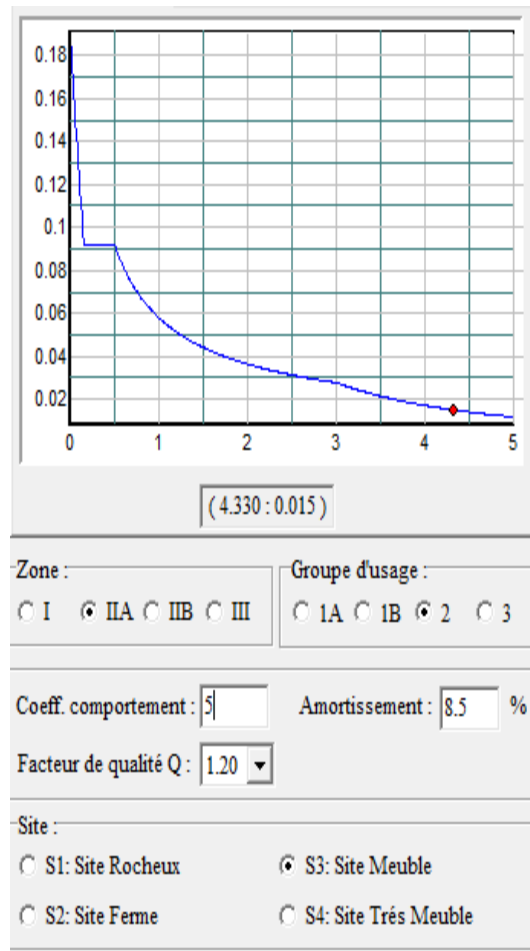


Figure IV.1 : Spectre de réponse (sens x-x)

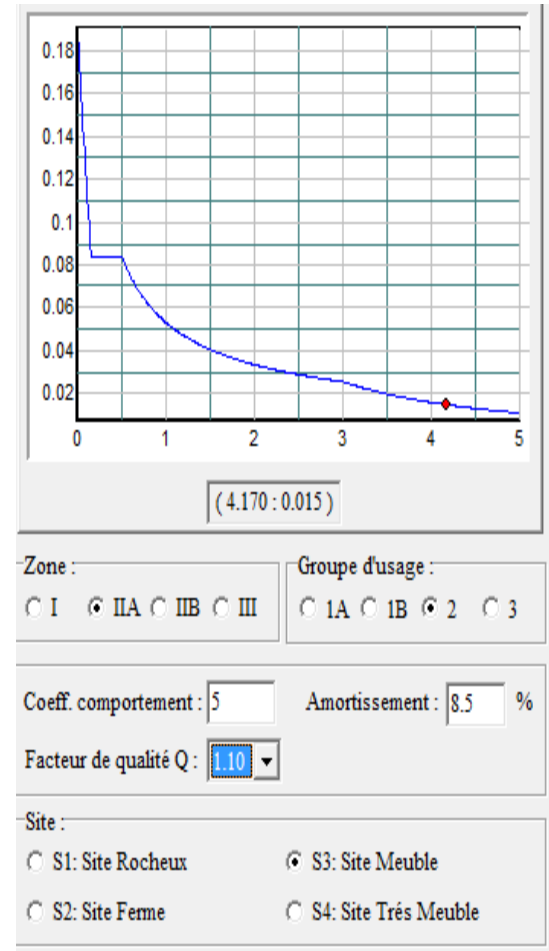


Figure IV.2 : Spectre de réponse (sens y-y)

B.2. Les hypothèses :

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de modes 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.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version 14.2.2.

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.

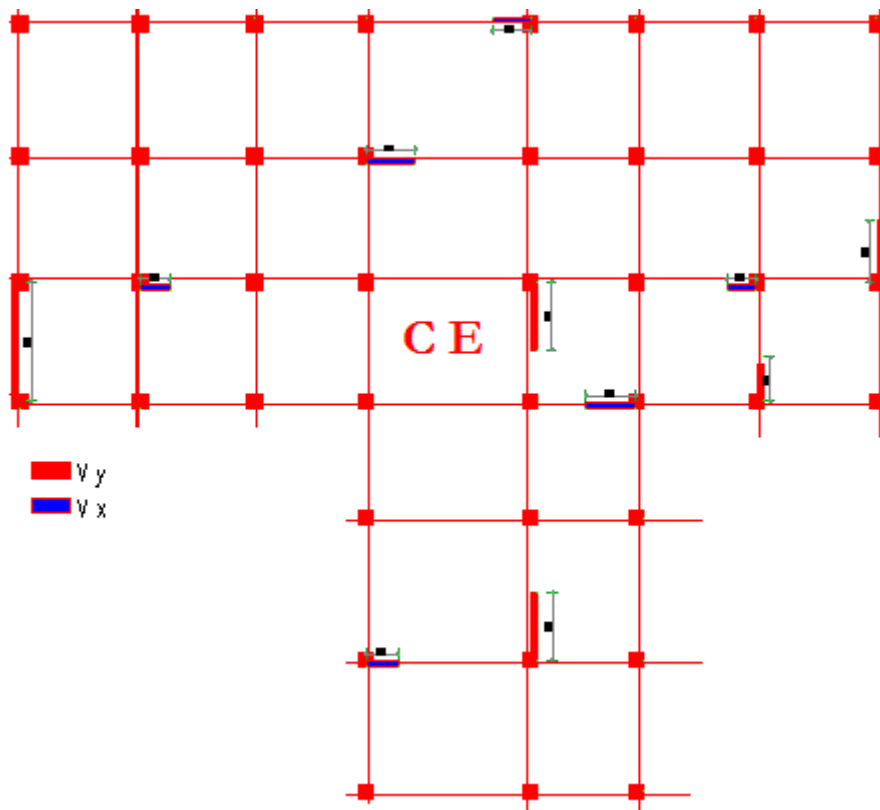


Figure IV.3 : Disposition des voiles

IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99 l'article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2: Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Periode sec	masse modale		masse modale cumulée	
		UX	UY	UX	UY
Mode1	0.982286	0.57952	0.11795	0.57952	0.11795
Mode2	0.930504	0.14313	0.55289	0.72265	0.67084
Mode3	0.800901	0.02366	0.01665	0.74631	0.68749
Mode4	0.32427	0.10585	0.000005673	0.85216	0.68749
Mode5	0.29957	0.00059	0.11475	0.85275	0.80225
Mode6	0.265401	0.00004058	0.00002371	0.85279	0.80227
Mode7	0.264939	7.595E-07	0.00001701	0.85279	0.80229
Mode8	0.239841	0.00403	0.01487	0.85682	0.81715
Mode9	0.217754	0.00002031	0.00078	0.85684	0.81793
Mode10	0.210439	0.00001302	0.00009265	0.85685	0.81803
Mode11	0.207508	0.00002838	0.00044	0.85688	0.81847
Mode12	0.206844	0.0000437	0.00026	0.85692	0.81873
Mode13	0.205167	1.325E-07	0.000008228	0.85692	0.81873
Mode14	0.203208	0.000004573	0.00004284	0.85693	0.81878
Mode15	0.201858	5.721E-08	8.459E-07	0.85693	0.81878
Mode16	0.190677	0.00163	0.000003461	0.85856	0.81878
Mode17	0.183082	0.03845	0.000001912	0.89701	0.81878
Mode18	0.169378	0.00022	0.04558	0.89723	0.86436
Mode19	0.154981	0.00013	0.00006944	0.89735	0.86443
Mode20	0.124325	0.02056	0.00119	0.91792	0.86563
Mode21	0.115617	0.00152	0.01054	0.91944	0.87617
Mode22	0.114946	0.00006766	0.00009731	0.91951	0.87626
Mode23	0.114062	0.00144	0.00006051	0.92095	0.87632
Mode24	0.109259	0.00227	0.00016	0.92322	0.87649
Mode25	0.108412	0.00027	0.00009829	0.92348	0.87658
Mode26	0.107617	0.00087	0.00021	0.92435	0.8768
Mode27	0.102891	0.00002539	0.03228	0.92438	0.90907

Analyse des résultats :

On constate que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA 99.V2003 majorée de 30 % dans le sens Y-Y donc vérifiée par contre dans le sens X-X elle n'est pas vérifiée.

($T_y = 0.93s < T_{sy} = 0.94s$; $T_x = 0.98s > T_{sx} = 0.91s$).

La participation modale du 1^{ère} mode suivant le sens X et le 2^{ème} suivant Y sont prépondérantes, ce qui donne des modes de translation suivant le sens X et Y comme montré sur la figure IV-4 et IV-5, par contre le troisième mode représente une rotation autour de l'axe Z comme indiqué sur la figure IV-6.

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

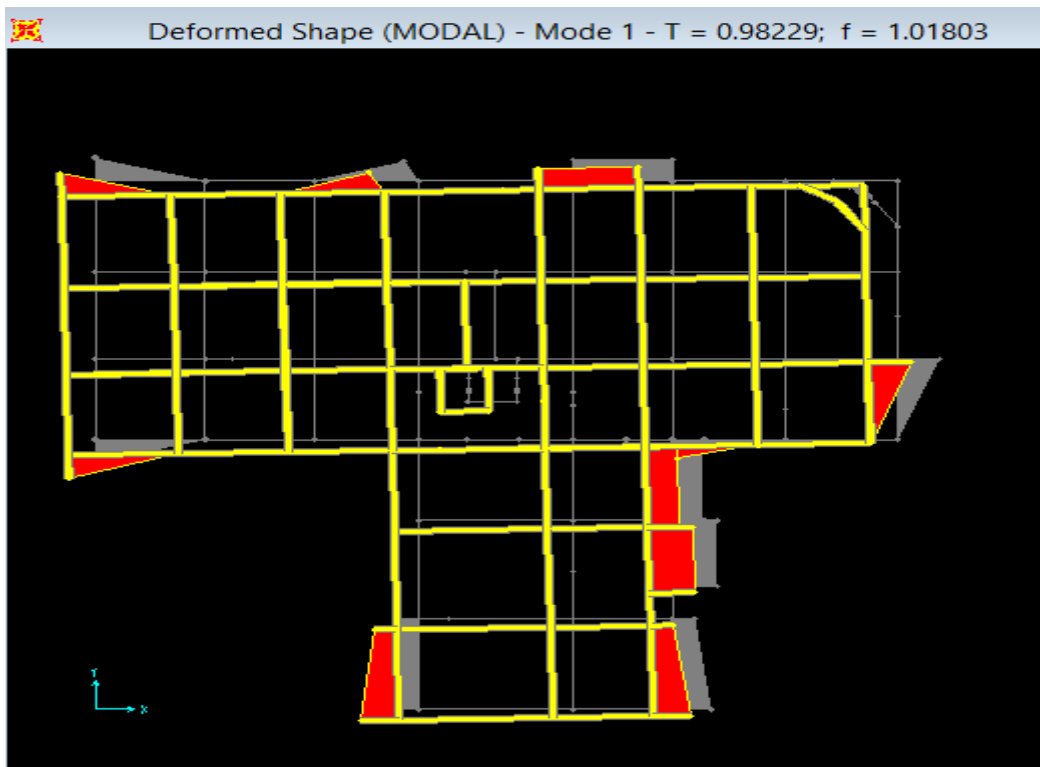


Figure IV.4 : 1^{er} Mode de vibration ($T=0.98229$ s translation suivant X)

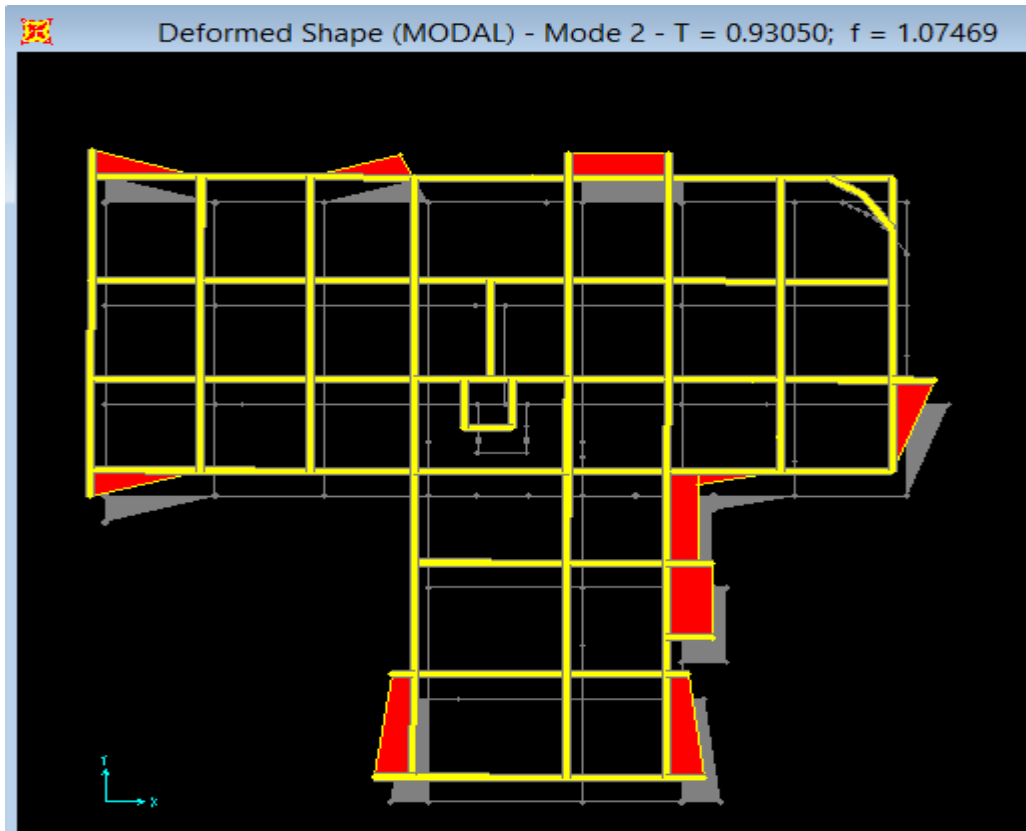


Figure IV.5 : 2^{er} Mode de vibration ($T=0.93050$ s translation suivant Y)

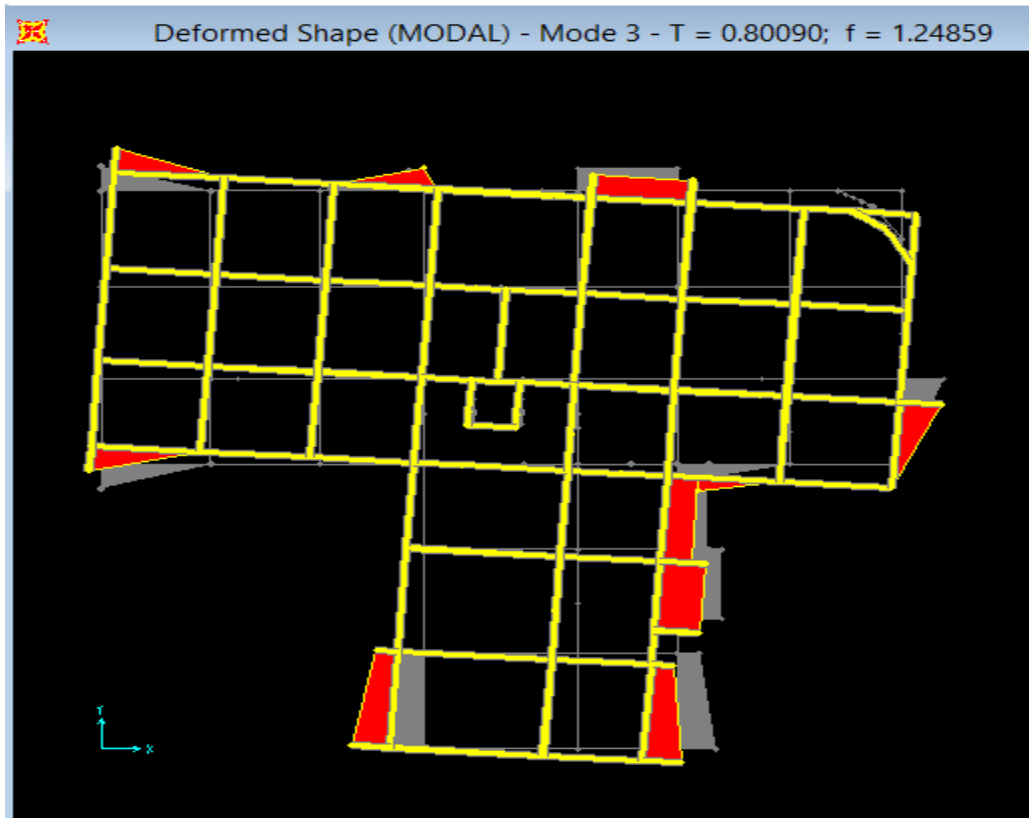


Figure IV.6: 3^{ème} Mode de vibration (T=0.8009s rotation autour de L'Axe Z)

IV.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doivent pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV.3: Vérification de l'effort tranchant à la base

	Vdynamique(KN)	0.8*Vstatique(KN)	Observation
Sens X-X	3029.148	3264.132783	non vérifier
Sens Y-Y	2833.379	2686.109269	vérifiée

Vue que dans le sens XX la condition n'est pas vérifié, nous avons augmenté pour E_x tous les paramètres de repense de :

$$0.8*V_{st}/V_{dyn} = 1.078$$

IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques :

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

• **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 sont présentés dans le tableau suivant

Tableau IV.4: Vérification de l'interaction sous charges verticale.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
sous-sol	52991.54	8580.654	-61572.2	86.06	13.94	<i>vérifiée</i>
RDC	46930.54	7471.882	54402.42	86.27	13.73	<i>vérifiée</i>
soupe	40164.44	6633.472	46797.92	85.83	14.17	<i>vérifiée</i>
Etage 1	34603.58	6287.023	40890.6	84.62	15.38	<i>vérifiée</i>
Etage 2	27545.86	5575.217	33121.08	83.17	16.83	<i>vérifiée</i>
Etage 3	21027.48	4884.591	25912.07	81.15	18.85	<i>vérifiée</i>
Etage 4	18513.98	4081.545	22595.52	81.94	18.06	<i>vérifiée</i>
Etage 5	14368.89	3334.955	17703.84	81.16	18.84	<i>vérifiée</i>
Etage 6	10636.63	2459.631	13096.26	81.22	18.78	<i>vérifiée</i>
Etage 7	5944.419	1651.716	7596.135	78.26	21.74	<i>Non vérifiée</i>
Etage 8	3778.73	541.068	4319.798	87.47	12.53	<i>vérifiée</i>
Etage 9	2440.988	916.333	3357.321	72.71	27.29	<i>Non vérifiée</i>
terrasse	968.959	342.599	626.36	73.87	26.12	<i>Non vérifiée</i>

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages sauf pour les étages 7 et 9 et terrasse et cela avec un faible pourcentage ce qui peut être négligé.

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant X-X.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
sous-sol	1249.039	1167.723	2416.762	51.68	48.32	<i>vérifiée</i>
RDC	1284.561	893.114	2177.675	58.99	41.01	<i>vérifiée</i>
soupente	1464.377	612.169	2076.546	70.52	29.48	<i>vérifiée</i>
Etage 1	1346.582	507.395	1853.977	72.63	27.37	<i>vérifiée</i>
Etage 2	1166.836	479.811	1646.647	70.86	29.14	<i>vérifiée</i>
Etage 3	916.781	458.577	1375.358	66.66	33.34	<i>vérifiée</i>
Etage 4	948.349	383.634	1331.983	71.20	28.80	<i>vérifiée</i>
Etage 5	744.829	421.219	1166.048	63.88	36.12	<i>vérifiée</i>
Etage 6	718.415	275.853	994.268	72.26	27.74	<i>vérifiée</i>
Etage 7	440.065	253.981	694.046	63.41	36.59	<i>vérifiée</i>
Etage 8	314.671	184.195	498.866	63.08	36.92	<i>vérifiée</i>
Etage 9	266.862	172.231	439.093	60.78	39.22	<i>vérifiée</i>
terrasse	59.285	53.16	112.445	52.72	47.28	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.6: Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant Y-Y.

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
sous-sol	804.43	546.689	1351.12	59.54	40.46	<i>vérifiée</i>
RDC	772.541	761.218	1533.76	50.37	49.63	<i>vérifiée</i>
soupente	1079.089	578.94	1658.03	65.08	34.92	<i>vérifiée</i>
Etage 1	1179.015	493.85	1672.87	70.48	29.52	<i>vérifiée</i>
Etage 2	1151.65	427.71	1579.36	72.92	27.08	<i>vérifiée</i>
Etage 3	930.731	425.574	1356.31	68.62	31.38	<i>vérifiée</i>
Etage 4	974.068	333.364	1307.43	74.50	25.50	<i>vérifiée</i>
Etage 5	861.853	301.9	1163.75	74.06	25.94	<i>vérifiée</i>
Etage 6	896.174	217.177	1113.35	80.49	19.51	<i>vérifiée</i>
Etage 7	480.148	156.259	636.407	75.45	24.55	<i>vérifiée</i>
Etage 8	338.553	148.433	486.986	69.52	30.48	<i>vérifiée</i>
Etage 9	378.464	94.619	473.083	80.00	20.00	<i>vérifiée</i>
terrasse	58.358	42.363	100.721	57.94	42.06	<i>vérifiée</i>

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV.7: Vérification de l'effort normal réduit.

sections	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	ν	Observation
	b (cm)	h (cm)	aire (cm ²)			
60*65	65	60	3900	2953.05	0.300	<i>vérifiée</i>
60*55	60	55	3300	1589.53	0.193	<i>vérifiée</i>
55*55	55	55	3025	1118.97	0.148	<i>vérifiée</i>
55*50	55	50	2750	810.36	0.118	<i>vérifiée</i>
50*50	50	50	2500	609.68	0.098	<i>vérifiée</i>
50*45	50	45	2250	343.05	0.061	<i>vérifiée</i>

IV.3.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$). Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$. **RPA (article 5.10)** h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k / h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
sous-sol	0.0849	0.4245	0	0.42	306.0	0.108	<i>vérifiée</i>
RDC	0.3289	1.6445	0.4245	1.22	391.0	0.312	<i>vérifiée</i>
soupente	0.5851	2.9255	1.6445	1.28	357.0	0.359	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.7965	3.9825	2.9255	1.06	306.0	0.345	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.9943	4.9715	3.9825	0.99	306.0	0.323	<i>vérifiée</i>
Etage 3	1.1769	5.8845	4.9715	0.91	306.0	0.298	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.3424	6.712	5.8845	0.83	306.0	0.270	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.4907	7.4535	6.712	0.74	306.0	0.242	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1.618	8.09	7.4535	0.64	306.0	0.208	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1.7292	8.646	8.09	0.56	306.0	0.182	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1.827	9.135	8.646	0.49	306.0	0.160	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1.9091	9.5455	9.135	0.41	306.0	0.134	<i>vérifiée</i>
terrasse	1.9885	9.9425	9.5455	0.40	306.0	0.130	<i>vérifiée</i>

Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y

Niveaux	δ_{ek}	δ_k	δ_{k-1}	Δ_k	h_k	Δ_k / h_k	Observation
	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(%)	
sous-sol	0.0556	0.278	0	0.28	306.0	0.091	<i>vérifiée</i>
RDC	0.2262	1.131	0.278	0.85	391.0	0.218	<i>vérifiée</i>
soupente	0.4257	2.1285	1.131	1.00	357.0	0.279	<i>vérifiée</i>
Etage 1	0.6118	3.059	2.1285	0.93	306.0	0.304	<i>vérifiée</i>
Etage 2	0.8004	4.002	3.059	0.94	306.0	0.308	<i>vérifiée</i>
Etage 3	0.9867	4.9335	4.002	0.93	306.0	0.304	<i>vérifiée</i>
Etage 4	1.1656	5.828	4.9335	0.89	306.0	0.292	<i>vérifiée</i>
Etage 5	1.3354	6.677	5.828	0.85	306.0	0.277	<i>vérifiée</i>
Etage 6	1.4941	7.4705	6.677	0.79	306.0	0.259	<i>vérifiée</i>
Etage 7	1.6501	8.2505	7.4705	0.78	306.0	0.255	<i>vérifiée</i>
Etage 8	1.8	9	8.2505	0.75	306.0	0.245	<i>vérifiée</i>
Etage 9	1.9386	9.693	9	0.69	306.0	0.226	<i>vérifiée</i>
terrasse	2.0593	10.2965	9.693	0.60	306.0	0.197	<i>vérifiée</i>

IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)} \quad \text{Tel que :}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ;

$$\text{avec : } p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

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 de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.10 : Vérification à L'effet P-Δ selon X-X

Dans le sens X-X						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
sous-sol	306.0	-61572.198	0.42	-2416.762	0.035	vérifiée
RDC	391.0	-54402.423	1.22	-2177.675	0.078	vérifiée
soupenste	357.0	-46797.915	1.28	-2076.546	0.081	vérifiée
Etage 1	306.0	-40890.599	1.06	-1853.977	0.076	vérifiée
Etage 2	306.0	-33121.076	0.99	-1646.647	0.065	vérifiée
Etage 3	306.0	-25912.07	0.91	-1375.358	0.056	vérifiée
Etage 4	306.0	-22595.522	0.83	-1331.983	0.046	vérifiée
Etage 5	306.0	-17703.843	0.74	-1166.048	0.037	vérifiée
Etage 6	306.0	-13096.259	0.64	-994.268	0.027	vérifiée
Etage 7	306.0	-7596.135	0.56	-694.046	0.020	vérifiée
Etage 8	306.0	-4319.798	0.49	-498.866	0.014	vérifiée
Etage 9	306.0	-3357.321	0.41	-439.093	0.010	vérifiée
terrasse	306.0	626.36	0.40	-112.445	-0.007	vérifiée

Tableau IV.11 : Vérification à L'effet P- Δ selon Y-Y

Dans le sens Y-Y						
Niveaux	h_k	P_k	Δ_k	V_k	θ_k	Observation
	(cm)	(KN)	(cm)	(KN)		
sous-sol	306.0	-61572.198	0.28	-1351.119	0.041	vérifiée
RDC	391.0	-54402.423	0.85	-1533.759	0.077	vérifiée
soupenste	357.0	-46797.915	1.00	-1658.029	0.079	vérifiée
Etage 1	306.0	-40890.599	0.93	-1672.865	0.074	vérifiée
Etage 2	306.0	-33121.076	0.94	-1579.36	0.065	vérifiée
Etage 3	306.0	-25912.07	0.93	-1356.305	0.058	vérifiée
Etage 4	306.0	-22595.522	0.89	-1307.432	0.051	vérifiée
Etage 5	306.0	-17703.843	0.85	-1163.753	0.042	vérifiée
Etage 6	306.0	-13096.259	0.79	-1113.351	0.031	vérifiée
Etage 7	306.0	-7596.135	0.78	-636.407	0.030	vérifiée
Etage 8	306.0	-4319.798	0.75	-486.986	0.022	vérifiée
Etage 9	306.0	-3357.321	0.69	-473.083	0.016	vérifiée
terrasse	306.0	626.36	0.60	-100.721	-0.012	vérifiée

On remarque d'après les résultats obtenus ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

IV.4. Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale) et celle qui vérifie toutes les exigences de l'étude dynamique, selon le RPA99/2003 (le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit).

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.

V.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 ferraillements se font à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- $1.35 G + 1.5 Q \dots\dots\dots(1)$
- $G + Q \dots\dots\dots(2)$
- $G + Q + E \dots\dots\dots(3)$
- $G + Q - E \dots\dots\dots(4)$
- $0.8 G + E \dots\dots\dots(5)$
- $0.8 G - E \dots\dots\dots(6)$

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1 Recommandations du RPA99/Version 2003 :

V.1.1.1 Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1) :

Les Armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_l$ en zone II.

- La distance des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
Ss, RDC et Sp	65*60	31.2	156	234
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	60*55	26.4	132	198
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	24.2	121	181.5
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	55*50	22	110	165
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	50*50	20	100	150
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	50*45	18	90	135

V.1.1.2 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 max dans le poteau.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

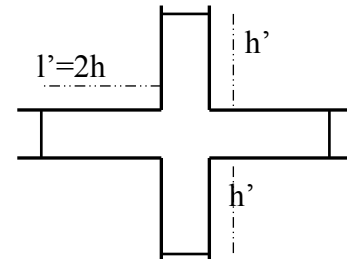


Figure. V.1 : Zone nodale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égale à :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad (\lambda_g: \text{l'élancement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

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 : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. (zone IIa)
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. (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 :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées $> 12 \text{ cm}$) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	N _{max} et	M _{cor}	N _{min} et	M _{cor}	M _{max} et	N _{cor}
	KN	KN.m		KN	KN.m	KN
Ss, RDC et Sp	2953.051	141.214	-280.524	21.1465	146.1525	1971.751
combinaison		G+Q+EX		0.8G-EX	G+Q+EX	
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	1899.648	5.33	-209.076	9.64	141.985	536.602
combinaison		ELU		0.8G-EY	G+Q+EX	
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1474.603	5.3436	-104.68	15.699	120	459.902
combinaison		ELU		0.8G-EX	G+Q+EX	
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	1066.316	5.571	-75.578	20.0119	88.3495	278.353
combinaison		ELU		0.8G-EY	G+Q+EX	
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	672.503	6.4284	-71.911	13.4874	80.3149	116.98
combinaison		ELU		0.8G-EX	G+Q+EX	
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	343.047	43.4417	-49.579	7.708	18.81	214
Combinaison		G+Q+EX		0.8G-EX	G+Q+EX	

V.1.3. Calcul du ferrailage :

V.1.3.1. Ferrailage longitudinal :

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

• Exemple de calcul :

Soit les poteaux du sous-sol, RDC et soupenle :

$$b = 60cm; h = 65cm$$

$$d = 60cm, d' = 5 cm$$

$$f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$$

acier Fe E400

$$f_{bu} = 18.48 \text{ MPa}$$

$$\diamond N^{max} = 2953.051 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 141.214 \text{ KN.m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0.0478m < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325m$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua}$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 953 \text{ KN.m}$$

$$A = 1.287 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.671 \text{ MN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{953 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.6^2 \times 0.6} = 0.239 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot B} \Rightarrow \varepsilon_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 0.346 \Rightarrow \varepsilon_{st} = 6.616 \times 10^{-3} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.517 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{953 \times 10^{-3}}{0.517 \times 400} = 46.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 46.1 \times 10^{-4} - \frac{2953.051 \times 10^{-3}}{400} = -27.73 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond M^{max} = 146.15 \text{ KN} \Rightarrow N^{cor} = 1971.75 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0.074 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

c à l'intérieur de la section

$$A = (0.337 h - 0.81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu} = 1.29$$

$$B = N_u (d - d') - M_{ua} = 0.396$$

$$\text{Avec : } M_{UA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 688.38 \text{ KN.m}$$

$A > B$ Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\text{Calcul de } \mu_{bu} : \mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{688.38 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.6^2 \times 0.6} = 0.172 < \mu_l = 0.391 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.238 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa.}$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.543 \text{ m.}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}} = \frac{688.38 \times 10^{-3}}{0.543 \times 400} = 31.68 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 31.68 \times 10^{-4} - \frac{1971.75 \times 10^{-3}}{400} = -17.61 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = 0 \text{ cm}^2$$

$$\diamond N^{min} = -280.524 \text{ KN} \Rightarrow M^{cor} = 21,147 \text{ KN.m}$$

$$e_g = \frac{M_u}{N_u} = 0.075 \text{ m} < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

N de traction et c à l'intérieur donc la section est entièrement tendue

$$A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} \text{ et } A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d - d')} \text{ tels que :}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_g = 0.35 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.2 \text{ m} \end{array} \right. \text{ donc: } \left\{ \begin{array}{l} A_1 = \frac{N_u \times e_2}{f_{s10}(d - d')} = \frac{280.524 \times 10^{-3} \times 0.2}{400(0.60 - 0.05)} = 2.55 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{N_u \times e_1}{f_{s10}(d - d')} = \frac{280.524 \times 10^{-3} \times 0.35}{400(0.60 - 0.05)} = 4.46 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} \text{ avec } B = (0.60 \times 0.65) = 0.39 \text{ cm}^2 \text{ donc : } A_{min}^{BAEL} = 20.47 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 2.55 + 4.46 = 7.01 \text{ cm}^2 \quad A_1 + A_2 < A_{min}^{BAEL}$$

$$A_1 + A_2 < A_{min}^{BAEL} \text{ On ferraille alors avec } A_{min}^{BAEL}$$

On va alors ferrailer avec :

$$\max(0; 0; 20.47; A_{min}^{RPA}) = 31.2 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

Niveau	section	N(KN.m)	M(KN)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Aadp(cm ²)
Ss, RDC et sp	65*60	-280.524	21.147	20.92	31.2	16HA16 = 32.17
1+2 ^{eme} étage	60*55	-209.076	9.64	3.30	26.4	12HA14+4HA16=26.51
3+4 ^{eme} étage	55*55	-104.68	15.699	2.22	24.2	16HA14=24.63
5+6 ^{eme} étage	55*50	-75.578	20.019	2.04	22	4HA12+12HA14=22.99
7+8 ^{eme} étage	50*50	-71.911	13.487	1.75	20	8HA12+8HA14=21,37
9+10 ^{eme} étage	50*45	-49.579	7.708	1.12	18	12HA14=18,47

V.1.3.2. Ferrailage transversal :

- Exemple de calcul :

On prend pour exemple de calcul du poteau (65×60) cm²:

- Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_t \cdot f_e}$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0,7 \times 2.61}{0.65} \right) = 2.81 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3,75 \times 68.661 \times 10^{-3} \times 0,10}{0.65 \times 400} = 0.99 \text{ cm}^2$$

- Longueur de recouvrement :

$$L_r = 40 \phi_{max}$$

- Espacement :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_l, 15 \text{ cm}) = \min(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l = 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

- Quantité d'armature minimale :

$$\lambda_g \geq 5, \quad A_t^{\min} = 0,3\%(t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3, \quad A_t^{\min} = 0,8\%(t \times b)$$

On a $A_t^{\min} = 4.8 \text{ cm}^2$

On prend par exemple sous-sol, On a :

➤ **Résultats de ferrailage des armatures transversales :**

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4: Les Armatures transversales dans les poteaux.

Niveau	S-sol	RDC	SP	1+2 ^{em} étage	3+4 ^{em} étage	5+6 ^{em} étage	7+8 ^{em} étage	9+10 ^{em} étage
Section (cm²)	65*60	65*60	65*60	60*55	55*55	55*50	50*50	50*45
$\phi_l^{\min}$ (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	182,7	242,2	218,4	182,7	182,7	182,7	182,7	182,7
λg	2,81	3,73	3.36	3.05	3,32	3,32	3,65	3,65
V_u (KN)	68.66	85,37	100,33	90.03	76.1	55.21	51.84	46.53
l_r (cm)	64	64	64	64	56	56	56	56
l_r adopté (cm)	70	70	70	70	60	60	60	60
t zonenodal (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	10	10	10	10	10	10	10	10
A_t (cm ²)	0.99	1.23	1.45	1.41	1.3	0.94	0.97	0.87
$A_t^{\min}$ (cm ²)	4.8	3.71	4.5	4.33	3.95	2.44	3.19	2.87
A_t adopté (cm ²)	5.5	3.93	4.71	4.71	3.93	3.93	3.93	3.93
Barre	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	6HA10=4.71

Vu que les sections d'armatures transversales sont très importantes nous avons opté pour un espacement de $t = t' = 10 \text{ cm}$

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

V.1.4. Vérifications :

V.1.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le **CBA93 (art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Exemple de calcul

- **Poteau du RDC :**

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 2.42m \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.1876m \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$D'où : \lambda = \frac{2.42}{0.1876} = 12.897 \Rightarrow \alpha = 0.828$$

$$B_r = 0.3654 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.827 \times \left(\frac{0.3654 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 31.42 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 6499.98 \text{ KN}$$

On a $N_{\max} = 2953.05 \text{ KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	i (cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
Sous-sol	65*60	261	182,7	18,76	9,737	0,837	32,17	3654	6600,27	2953.05
RDC	65*60	346	242,2	18,76	12,9	0,828	32,17	3654	6529,3	2507.07
Soupente	65*60	312	218,4	18,76	11,642	0,832	32,17	3654	6560,84	2129.63
1 ^{er} niveau	60*55	261	182,7	17,32	10,548	0,835	26,51	3074	5523,26	1899.65
2 ^{eme} niveau	60*55	261	182,7	17,32	10,548	0,835	26,51	3074	5523,26	1685.58
3 ^{eme} niveau	55*55	261	182,7	15,88	11,507	0,832	24,63	2809	5040,82	1474.6
4 ^{eme} niveau	55*55	261	182,7	15,88	11,507	0,832	24,63	2809	5040,82	1268.22
5 ^{eme} niveau	55*50	261	182,7	15,88	11,507	0,832	22,99	2544	4584.96	1066.32
6 ^{eme} niveau	55*50	261	182,7	15,88	11,507	0,832	22,99	2544	4584.96	868.46
7 ^{eme} niveau	50*50	261	182,7	14,43	12,658	0,828	21,37	2304	4148,26	672.50
8 ^{eme} niveau	50*50	261	182,7	14,43	12,658	0,828	21,37	2304	4148,26	505.84
9 ^{eme} niveau	50*45	261	182,7	14,43	12,658	0,828	18,47	2064	3696,74	343.05
10 ^{eme} niveau	50*45	261	182,7	14,43	12,658	0,828	18,47	2064	3696,74	194.12

On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.4.2. 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 niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ;$$

$$\text{On a : } A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

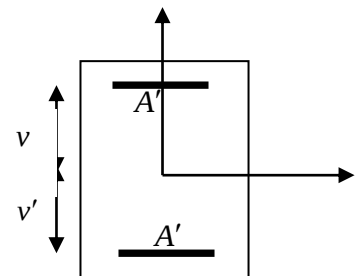


Fig.V.2. Section d'un poteau

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (cm ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	M _{sG} (KN.m)	q (MPa)	q (MPa)
s-sol, RDC et soopente	65*60	60	32.17	35.53	29.54	1697872.2	1800.84	38.40	533.63	14.72	15
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	60*55	55	26.51	32.69	27.31	1211803.9	1383.9	35.04	381.02	14.47	15
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	50	24.63	29.95	25.05	929229.4	1074.21	38.72	280.42	12.6	15
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	55*50	50	22.99	30.01	24.90	848383.2	776.78	34.73	209.51	10.26	15
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	50*50	45	21.37	27.27	22.73	634481.41	489.96	29.96	127.95	7.46	15
9 ^{eme} et 10 ^{me} étage	50*45	45	18.47	27.19	22.81	567420.4	244.05	44.37	93.18	5.55	15

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma < \bar{\sigma}$; donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée

V.1.4.3.Vérification aux sollicitations tangentes :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Tableau V.7:Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
SS	65*60	182,7	2.81	0.04	60	68.66	0.191	1
RDC	65*60	242,2	3,73	0.04	60	85.37	0,237	1
SP	65*60	218,4	3,36	0.04	60	100.33	0,279	1
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	60*55	182,7	3.05	0.04	55	90.03	0.298	1
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	182,7	3.32	0.04	50	76.1	0.277	1
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	55*50	182,7	3.32	0.04	50	55.21	0.221	1
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	50*50	182,7	3.65	0.04	45	51.84	0.230	1
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	50*45	182,7	3.65	0.04	45	46.53	0.230	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.

V.1.5. Disposition constructive des poteaux :

- Longueur des crochets :

$$L=10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

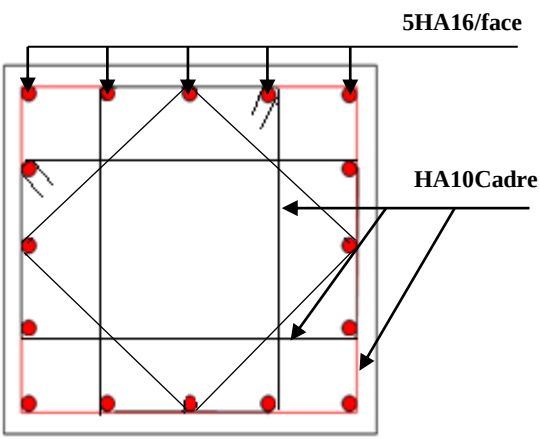
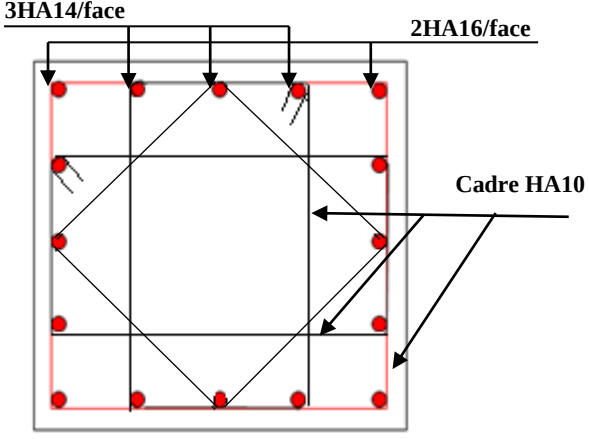
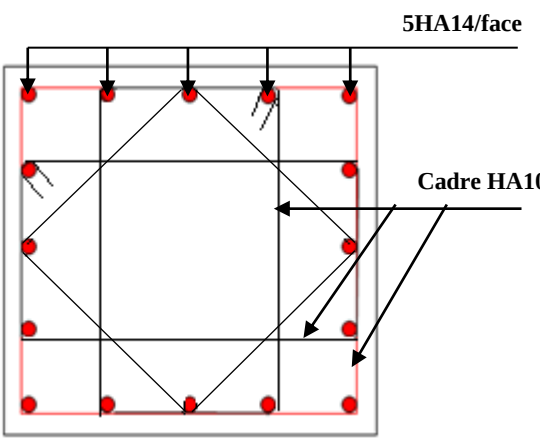
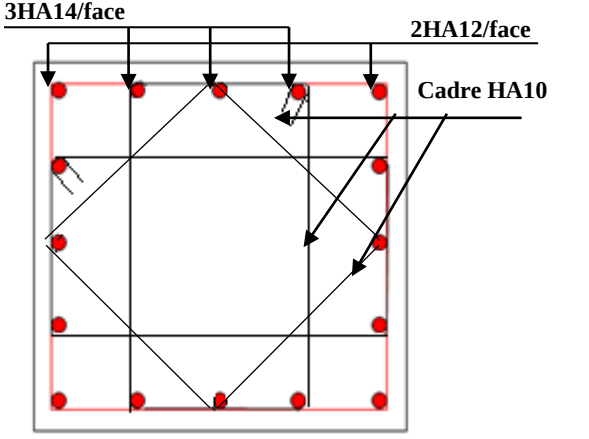
La zone nodale est définie par h' tel que : $h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm})$.

h_e : hauteur d'étage. (b_1, h_1): section de poteau.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.8:Zones nodales dans les poteaux

Niveaux	h _e (cm)	b ₁ (cm)	h ₁ (cm)	$\frac{h_e}{6}$	h'(cm)
s-sol	261	60	65	43.5	65
RDC	346	60	65	57.67	65
SP	312	60	65	52	65
1 ^{er} et 2 ^{eme} étage	261	55	60	43.5	60
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	261	55	55	43.5	55
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	261	50	55	43.5	55
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	261	50	50	43.5	50
9 ^{eme} étage et terrasse	261	45	50	43.5	50

Sous-sol, RDC et Soupente	1 et 2 ^{ème} étage
	
Poteau (65×60)	Poteau (60×55)
3 et 4 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage
	
Poteau (55×55)	Poteau (55×50)

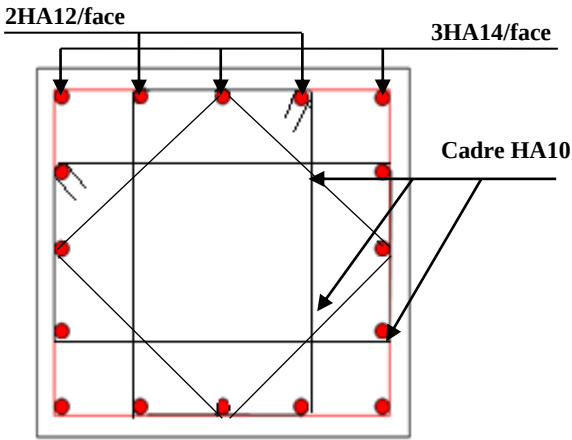
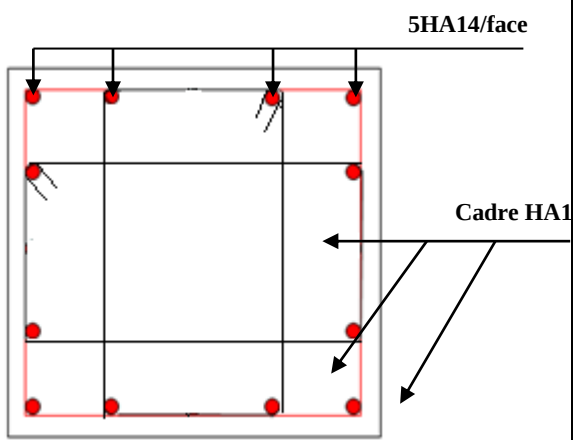
7 et 8 ^{ème} étage	9 et 10 ^{ème} étage
	
Poteau (50×50)	Poteau (50×45)

Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- 1) $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- 2) $G + Q$
- 3) $G + Q + E$
- 4) $G + Q - E$
- 5) $0.8 \times G + E$
- 6) $0.8 \times G - E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003 :**V.2.1.1. Les armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi_{\max}$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90°.

V.2.1.2. Les armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.Ferraillage des poutres :

V.2.2.1.Les armatures longitudinales :

Tableau V.9 : Armatures longitudinales des poutres.

Dalle	Type de poutre	Section	Local	M (KN.m)	combinaisons	V (KN)	A calcul (Cm ²)	Amin (Cm ²)	Aadopté (Cm ²)	Nbre de barres
RDC	Poutre principale	30*45	Appui	-217,31	G+Q+EX	385,66	14,82	6.75	15.45	3HA20+3HA16
(commerciale)			Travée	134,3	G+Q+EX		8,63		10.05	5 HA16
	Poutre secondaire	30*45	Appui	-98,36	G+Q+EY	115,82	6,23	6.75	6,79	6 HA12
			Travée	99,01	G+Q+EY		6,23			6 HA12
SOUPENRE	Poutre principale	30*45	Appui	-232,38	G+Q+EX	397,58	16,05	6.75	18.85	6HA20
			Travée	187,24	G+Q+EX		12,48		13.44	3HA20+2HA16
	Poutre secondaire	30*45	Appui	-159,01	G+Q+EX	184,41	10,39	6.75	10,65	3HA16+3HA14
			Travée	154,24	G+Q+EX		10,39		10,65	3HA16+3HA14
1^{re} au 6^{eme} étage (habita	Poutre principale	30*45	Appui	-198,45	G+Q+EX	402,05	13,34	6.75	13.44	3HA20+2HA16
			Travée	177,09	G+Q+EX		11,72		12,06	6 HA16
	Poutre secondaire	30*45	Appui	169,66	G+Q+EY	196,51	11,17	6.75	12,06	6 HA16
			Travée	169,25	G+Q+EX		11,17		12,06	6 HA16
7^{re} au 8^{eme} étage (habitat)	Poutre principale	30*45	Appui	-198,45	G+Q+EX	402,05	13.34	6.75	13.44	3HA20+2HA16
			Travée	177,01	G+Q+EX		11.72		13.44	3HA20+2HA16
	Poutre secondaire	30*45	Appui	-110,97	G+Q+EX	108,06	7.03	6.75	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	94,35	G+Q+EX		5,92		6,79	6 HA12
9^{re} au 10^{eme} étage	Poutre principale	30*45	Appui	112,16	G+Q+EX	102,48	7,12	6.75	8.01	3HA12+3HA14
			Travée	52,48	G+Q+EY		3,22		5.65	5 HA12

- **Longueur de recouvrement :**

$$L_r \geq 40 \Phi_l \quad \text{RPA/2003 (Art 7.5.2.1)}$$

$$\Phi_l = 20\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 2 = 80\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 16\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.6 = 64\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 50 \text{ cm.}$$

V.2.2.2. Les armatures transversales :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi \leq \min\left(\phi_l; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

- **Poutres principales :**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Poutres secondaires :**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12\text{mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où $A_t = 4T8 = 2,01\text{cm}^2$.

- **Espacement S_t d'armatures transversales :**

1-Selon le BAEL91 (Article H.III.3)

$$S_t \leq \min(S_{t1}, S_{t2}, S_{t3}), \text{ avec:}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_{t1} = \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) = 37,8\text{cm} \\ S_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t2} \leq 67\text{cm} \\ S_{t3} \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 6.07\text{cm} \end{array} \right. \quad \text{On prend } S_t = 6\text{cm}$$

2-Selon le RPA99 :

- Poutres principales :

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_{\min}) = 11.25 \text{ cm}$ soit $S_t = 11 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22,5 \text{ cm}$. Soit $S_t = 18 \text{ cm}$.

- Poutres secondaires :

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_{\min}) = 11.25 \text{ cm}$ soit $S_t = 11 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$. Soit $S_t = 18 \text{ cm}$.

V.2.2.3. Vérification des sections d'armatures transversales :

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.62 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3. Vérification à l'ELU :

V.2.3.1. Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V.10 : Vérification de la section minimale.

Poutres	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
Principales	1.52	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.52	2.01	Vérifiée

V.2.3.2. Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}.$$

Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	$V_{\max} \text{ (MN)}$	$\tau_{\max} \text{ (MPa)}$	Observation
Principales	0.402	3.19	Vérifiée
Secondaires	0.197	1.56	Vérifiée

V.2.3

3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement aux voisinages des appuis

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_{\max} \times \gamma_s}{f_e}$.

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_{\max} - \frac{M_a}{0.9 \times d})$.

Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	$V_{\max}$ (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principale	13.44	402.05	198,45	11.56	-3.53	Vérifiée
Secondaires	12.06	196.51	169.66	5.67	-7.28	Vérifiée

V.2.3.4.1 Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 MPa$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

Tableau V.13: Vérification de l'état limite de compression

Poutres	Localisation	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	124,36	18,89	191176.79	12.29	Vérifiée
	Travées	64,75	16.13	142857.01	7.31	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	50,47	13,83	107275,44	6,51	Vérifiée
	Travées	18,72	17,27	162141,83	1,99	Vérifiée

V.2.3.5. Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si : [1],[2] et [3] sont vérifiées.

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres

Poutre	Position	h_t (cm)	b (cm)	l (cm)	A_s (cm ²)	M_{ser} (KN.m)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
principale	RDC	45	30	560	9.24	64,75	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
secondaire	étage courant	45	30	485	12.06	18,72	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Toutes les conditions sont vérifiées donc pas besoin de vérifier la flèche.

V.2.3.6. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99**(Article 7.4.2.2)exige que :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

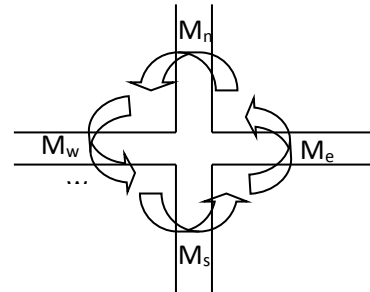


Figure V.4 : La zone nodale

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1- Détermination du moment résistant dans les poteaux :

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 du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
S-sol, RDC et soupente	65*60	55.25	32.17	618.53
1 ^{eme} et 2 ^{eme} étage	60*55	51	26.51	470.5
3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	46.75	24.63	400.71
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage	55*50	46.75	24.63	400.71
7 ^{eme} et 8 ^{eme} étage	50*50	42.5	21.37	316.06
9 ^{eme} et 10 ^{eme} étage	50*45	42.5	18.47	273.17

2- Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Tableau V.16 : Moments résistant dans les poutres

Niveaux	Poutres principales (plan YY)			Poutres secondaires (plan XX)		
	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	38.25	15.45	205.65	38.25	6.79	90.38
Soupente	38.25	18.85	250.91	38.25	10.65	141.76
1 ^{eme} au 6 ^{eme} étage	38.25	13.44	178.9	38.25	12.06	160.53
7 ^{eme} au 8 ^{eme} étage	38.25	13.44	178.9	38.25	8.01	106.62
9 ^{eme} au 10 ^{eme} étage	38.25	8.01	106.62	38.25	6.79	90.38

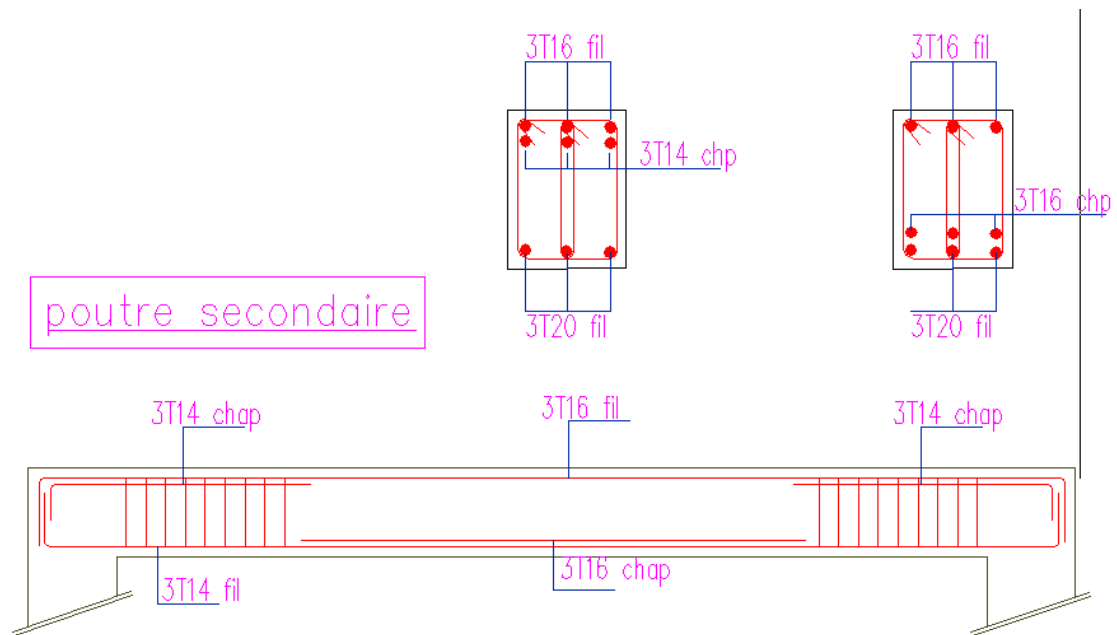


Figure V.5 : Ferrailage d'une poutre secondaire de la soupenite

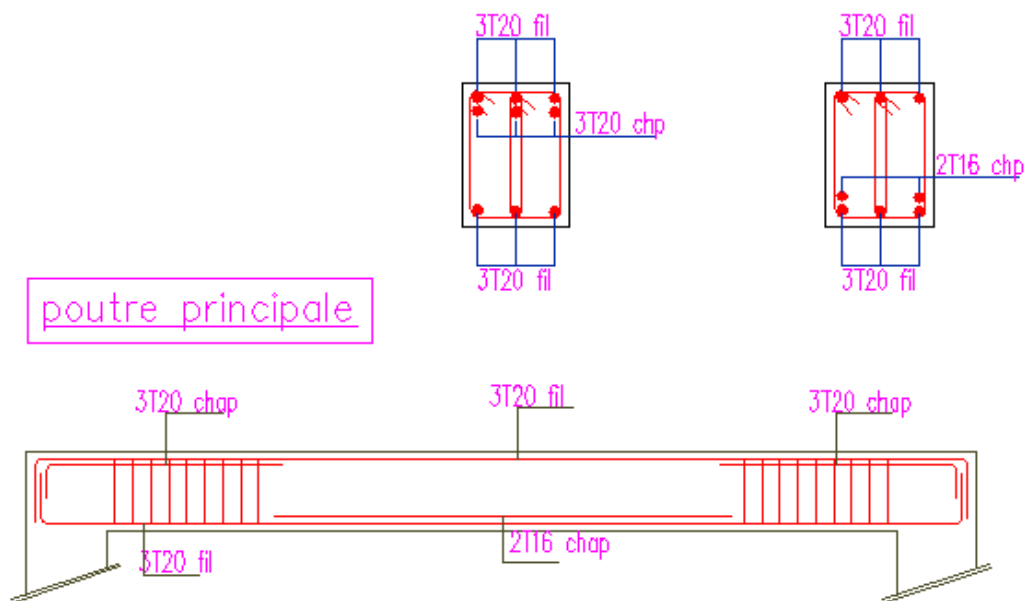


Figure V.6 : Ferrailage d'une poutre principale de la soupenite

Tableau V.17 : Vérification des zones nodales

Niveaux Plan	M _s	M _n	M _s +M _n	M _w	M _e	1.25 (M _w + M _e)	Observation
RDC	618.53	618.53	1237.06	205.65	205.65	514.125	Vérifiée
soupenete	618.53	618.53	1237.06	250.91	250.91	627.28	Vérifiée
1 ^{eme} étage et 2 ^{eme} étage	470.5	470.5	941	178.9	178.9	447.25	Vérifiée
3 ^{eme} étage et 4 ^{eme} étage	400.71	400.71	801.42	178.9	178.9	447.25	Vérifiée
5 ^{eme} étage et 6 ^{eme} étage	400.71	400.71	801.42	178.9	178.9	447.25	Vérifiée
7 ^{eme} étage et 8 ^{eme} étage	316.06	316.06	632.12	178.9	178.9	447.25	Vérifiée
9 ^{eme} étage et 10 ^{eme} étage	273.17	273.17	546.34	106.62	106.62	266.55	Vérifiée

V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastré à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

* 1.35G+1.5Q	* G+Q+E	* 0.8G+E
* G+Q	* G+Q-E	* 0.8G-E

V.3.1.Recommandation du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.

$$A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\%b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\%b \times h$dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e.$$

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e ; 30 \text{ cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

F. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte limite de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} < \tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

e : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d=0.9 \times h$).

h : hauteur totale de la section.

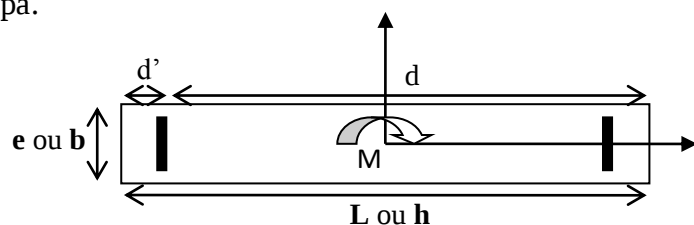


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein

V.3.2.ferraillage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$)

Les résultats de ferraillages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- $N^{bre}/face$: nombre de barres adaptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- A_H^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

1. Les sollicitations dans les voiles

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

❖ Calcul du ferraillage

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Prenons l'exemple de calcul du voile $V_x = 1.3m$ du Sous-sol

Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Exemple de calcul :

$$L = 1.30 \text{ m}, d = 1.25 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}$$

$$N = -55.812 \text{ KN (traction)}, M = 660.9 \text{ KN.m}$$

$$e_g = \frac{M}{N} = \frac{660.9}{55.812} = 11.84 \text{ m et } \frac{l}{2} = \frac{1.3}{2} = 0.65$$

→ Le centre de pression est à l'extérieur de la section

⇒ La section est partiellement comprimée.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{-55.812}{0.20 \times 1.30} + \frac{660.9}{0.037} \times 0.65 = 11.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = -11.83 \text{ MPa}$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue.

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}} = 0.66 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = \frac{627.41}{18.48 \times 1.25^2 \times 0.2} = 0.109 \rightarrow \alpha = 0.145 \rightarrow z = 1.178 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{627.41 \times 10^{-3}}{1.18 \times 400} = 13.32 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 13.32 \times 10^{-4} + \frac{55.81 \times 10^{-3}}{400}$$

$$A = 14.72 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures minimales dans **la zone tendue** est :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times [e \times (L_t - d')] \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.43 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_V^{ZT} = 10HA14 = 15.39 \text{ cm}^2$ (dans la zone tendue)

La quantité d'armatures minimales dans **la zone courante** est :

$$A_{min} = 0.1\% \times e \times (L - L_t) = 0.1\% \times 0.2 \times (1.30 - 0.64) = 1.32 \text{ cm}^2$$

On opte pour : $A_V^{ZC} = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Armatures horizontales

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 \times f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 245.61}{0.2 \times 1.25} = 1.375 MPa$$

Soit : $S_h = 25 \text{ cm} \Rightarrow A_h = 2.15 \text{ cm}^2$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.75 \text{ cm}^2$$

On adopte alors : $A_h = 12HA8 = 6.03 \text{ cm}^2$

Le calcul du ferrailage des voiles //xx est résumé dans les tableaux suivants, avec :

$A_v^{calculée}$: Section d'armatures verticales calculée

$A_h^{calculée}$: Section d'armatures horizontales calculée

L_t : Longueur de la zone tendue

A_{min}^{ZT} : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue

A_{min}^{ZC} : Section d'armatures verticales minimales dans la zone comprimée

S_v : Espacement des armatures verticales

S_h : Espacement des armatures horizontales

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

Tableau V.18. Ferrailage des voiles V_{x2} et V_{x2}'						
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}	9 ^{ème}
Longueur	1m					
$N (KN)$	1506.25	1028.49	839.13	631.42	401.95	170.22
$M (KN.m)$	359.72	59.06	60.44	64.93	69.39	133.11
combinaisons	G+Q+EX	ELU	ELU	ELU	ELU	G+Q+EX
$A_v^{calculée} (cm^2)$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_{min}^{ZC} (cm^2)$	2	2	2	2	2	2
$A_{adoptée}^{ZC} (cm^2)$	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01	4HA8 =2.01
$S_v (cm)$	25	25	25	25	25	25
$V(KN)$	153	124.1	120.04	116.18	94.98	100.85
$\tau_u (MPa)$	1.13	0.91	0.88	0.86	0.7	0.74
$\bar{\tau}_b (MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée} (cm^2)$	1.77	1.42	1.38	1.09	1.09	1.16
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75					
$A_h^{adoptée} (cm^2)$	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
$N^{bre} \text{ de barres}$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h (cm)$	25					

Tableau V.19. Ferrailage des voiles V_{x3} et V_{x3}'					
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}
Longueur	1.1m				
$N (KN)$	1352.40	809.78	588.12	347.30	103.45
$M (KN.m)$	423.6	97.21	91.64	86.51	88.58
Combinaisons	G+Q+EX	ELU	ELU	ELU	G+Q+EX
$A_v^{calculée} (cm^2)$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Sections	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_{min}^{ZC} (cm^2)$	1.74	2.2	2.2	1.9	1.34
$A_{adoptée}^{ZC} (cm^2)$	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14	4HA10=3.14
$S_v (cm)$	25	25	25	25	25
$V(KN)$	181.17	83.26	80.1	75.52	62.87
$\tau_u (MPa)$	1.21	0.56	0.53	0.50	0.42
$\bar{\tau}_b (MPa)$	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée} (cm^2)$	1.89	0.88	0.83	0.78	0.66
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75				
$A_h^{adoptée} (cm^2)$	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03
$N^{bre} \text{ de barres}$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h (cm)$	25				

Tableau V.20. Ferrailage des voiles V_{x4} et V_{x4}'						
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}	9 ^{ème}
Longueur	1.7m					
N (KN)	3089.94	1973.28	1673.96	1277.51	980.32	453.03
M (KN.m)	1148.91	109.23	91.47	83.08	72.97	28.97
Combinaisons	G+Q+EX	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU
$A_v^{calculée}$ (cm ²)	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min}^{ZC} (cm ²)	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4	3.4
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm ²)	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71
S_v (cm)	25	25	25	25	25	25
V (KN)	355.5	161.72	145.09	139.67	98.69	59.59
τ_u (MPa)	1.51	0.69	0.62	0.59	0.42	0.25
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$ (cm ²)	2.36	1.08	0.97	0.92	0.66	0.39
A_h^{min} (cm ²)	0.75					
$A_h^{adoptée}$ (cm ²)	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
N^{bre} de barres	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
S_h (cm)	25					

Tableau V.21. Ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y1}'						
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}	9 ^{ème}
Longueur	2.3m					
N (KN)	2742.89	2101.17	1660.96	1262.14	823.85	418.18
M (KN.m)	844.04	332.01	8.2	46.56	56.95	144.91
Combinaisons	G+Q+EX	G+Q+EX	ELU	ELU	ELU	G+Q+EX
$A_v^{calculée}$ (cm ²)	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Sections	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
A_{min}^{ZC} (cm ²)	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6	4.6
$A_{adoptée}^{ZC}$ (cm ²)	9HA10=7.07	9HA10=7.07	9HA10=7.07	9HA10=7.07	9HA10=7.07	9HA10=7.07
S_v (cm)	25	25	25	25	25	25
V (KN)	376.36	271.56	253.08	204.43	191.87	158.11
τ_u (MPa)	1.17	0.84	0.79	0.64	0.6	0.49
$\overline{\tau_b}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée}$ (cm ²)	1.83	1.31	1.23	1.00	0.94	0.77
A_h^{min} (cm ²)	0.75					
$A_h^{adoptée}$ (cm ²)	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03

$N^{bre} \text{ de barres}$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h \text{ (cm)}$	25					

Tableau V.22. Ferrailage des voiles V_{y2}						
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}	9 ^{ème}
Longueur	4m					
$N \text{ (KN)}$	2711.131	2112.36	1713.27	1264.05	823.85	418.18
$M \text{ (KN.m)}$	10.09	41.42	55.75	59.46	56.95	65.67
Combinaisons	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU	ELU
$A_v^{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_{min}^{ZC} \text{ (cm}^2\text{)}$	8	8	8	8	8	8
$A_{adoptée}^{ZC} \text{ (cm}^2\text{)}$	16HA10 =12.57	16HA10 =12.57	16HA10 =12.57	16HA10 =12.57	16HA10 =12.57	16HA10 =12.57
$S_v \text{ (cm)}$	25	25	25	25	25	25
$V \text{ (KN)}$	764.55	577.23	472.72	310.4	191.86	179.88
$\tau_u \text{ (MPa)}$	1.35	1.02	0.84	0.55	0.34	0.32
$\overline{\tau_b} \text{ (MPa)}$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.11	1.59	1.31	0.86	0.53	0.5
$A_h^{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	0.75					
$A_h^{adoptée} \text{ (cm}^2\text{)}$	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
$N^{bre} \text{ de barres}$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h \text{ (cm)}$	25					

Tableau V.23. Ferrailage des voiles V_{y3}					
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}
Longueur	1.5m				
$N \text{ (KN)}$	1084.07	811.75	634.59	414.88	162.37
$M \text{ (KN.m)}$	136.71	41.42	55.75	59.46	181.33
Combinaisons	G+Q+EY	G+Q+EY	G+Q+EY	G+Q+EY	G+Q+EY
$A_v^{calculée} \text{ (cm}^2\text{)}$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SPC	SEC	SEC	SEC	SPC
$A_{min}^{ZC} \text{ (cm}^2\text{)}$	2.32	3	3	3	1.84

$A_{adoptée}^{ZC} (cm^2)$	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA8 =3.02
$S_v (cm)$	25	25	25	25	25
$V(KN)$	154.71	113.59	87.58	70.93	127.83
$\tau_u(MPa)$	0.75	0.55	0.42	0.34	0.62
$\overline{\tau_b}(MPa)$	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée} (cm^2)$	1.17	0.86	0.66	0.53	0.97
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75				
$A_h^{adoptée} (cm^2)$	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03
$N^{bre} de barres$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h (cm)$	25				

Tableau V.24. Ferrailage des voiles V_{y4}				
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}
Longueur	2.1m			
$N (KN)$	1606.67	958.75	715.21	418.052
$M (KN.m)$	1172.63	8.38	229.77	207.92
Combinaisons	G+Q+EY	ELU	G+Q+EY	G+Q+EY
$A_v^{calculée} (cm^2)$	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SPC	SEC	SPC	SPC
$A_{min}^{ZC} (cm^2)$	3.1	4.2	4.2	4.2
$A_{adoptée}^{ZC} (cm^2)$	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28
$S_v (cm)$	25	25	25	25
$V(KN)$	303.16	199.97	147.18	110.9
$\tau_u(MPa)$	1.04	0.68	0.50	0.38
$\overline{\tau_b}(MPa)$	5	5	5	5
$A_h^{calculée} (cm^2)$	1.63	1.06	0.78	0.59
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75			
$A_h^{adoptée} (cm^2)$	7.54	6.03	6.03	6.03
$N^{bre} de barre$	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h (cm)$	25			

Tableau V.25. Ferrailage des voiles V_{x1}						
Niveaux	SS	1 ^{er}	3 ^{ème}	5 ^{ème}	7 ^{ème}	9 ^{ème}
Longueur	1.3m					
$N (KN)$	-55.812	1169.14	970.31	736.23	473.26	294.26
$M (KN.m)$	660.9	65.01	43.72	38.68	32.22	40.07
combinaisons	0.8G-EX	ELU	ELU	ELU	ELU	G+Q+EX
$A_v^{calculée} (cm^2)$	14.72	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
Section	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC	SEC
$A_{min}^{ZC} (cm^2)$	1.32	2.6	2.6	2.6	2.6	2.6
$A_{adoptée}^{ZC} (cm^2)$	5HA10 =2.51	5HA10 =3.91	5HA10 =3.91	5HA10 =3.91	5HA10 =3.91	5HA10 =3.91
$S_v (cm)$	25	25	25	25	25	25
$V (KN)$	245.61	126.49	116.76	111.84	78.35	122.79
$\tau_u (MPa)$	1.38	0.71	0.65	0.63	0.44	0.69
$\overline{\tau_b} (MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{calculée} (cm^2)$	2.16	1.11	1.02	0.98	0.69	1.08
$A_h^{min} (cm^2)$	0.75					
$A_h^{adoptée} (cm^2)$	7.54	6.03	6.03	6.03	6.03	6.03
Nbre de barres	15HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8	12HA8
$S_h (cm)$	25					

On prend comme exemple le voile $V_x = 1.3$ sous-sol

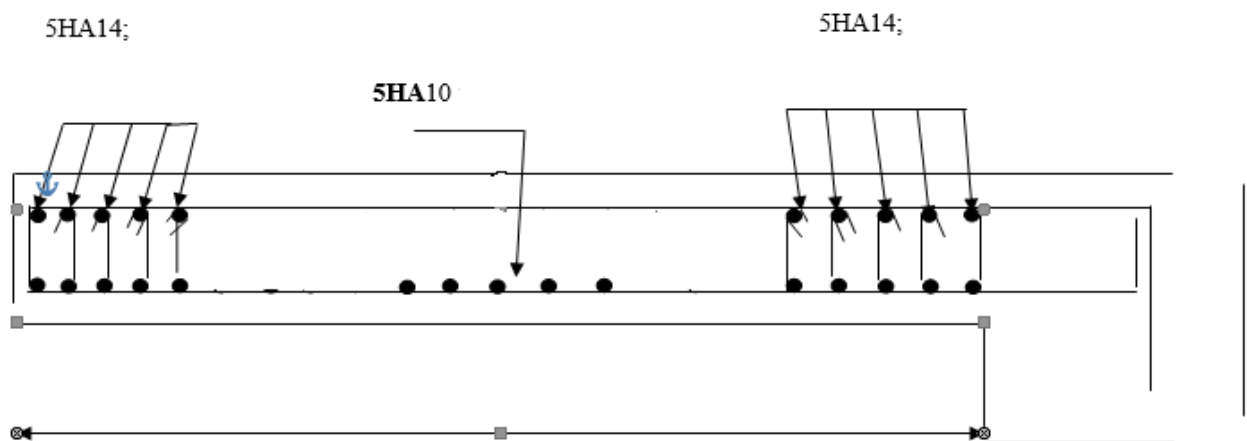


Figure.V.8 : Schéma de ferrailage du voile $V_x=1.3m$ du sous-sol

V.3. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux, après cette étude nous avons conclu que :

- Pour les poteaux, les poutres et les voile, les sollicitations adoptées pour le calcul de ferrailage sont extraite du SAP2000.
- Les différents ferrailages adoptés pour les éléments structuraux respectent les recommandations du RPA99/2003 et du BAEL.

L'infrastructure est l'ensemble des éléments qui ont pour rôle de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage, limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.1 Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend essentiellement des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol d'assise.
 - Le poids de la structure.
 - La distance entre axes des poteaux.
 - La profondeur du bon sol
- D'après le rapport du sol, le terrain représente une capacité moyenne. la fondation devrait être encreée à 2m du niveau de la base.
- La capacité portante moyenne est estimée de 1.5 bars.

D'après le **RPA 99(article 10.1.4.1)**, les fondations superficielles sont calculées selon les combinaisons d'action suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

VI.2. Etude des fondations :

VI.2.1. calcul de la surface des fondations :

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol}=1.5bar$.

$S_{bat}=545,09 m^2$.

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S \geq \frac{7314465}{150}$$

$$S \geq 487,63 m^2.$$

La surface des fondations représente 89% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{rad}=545,09 m^2$.

VI. 3. Radier général :**VI. 3. 1. Définition :**

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appui sur des nervures qui prennent-elles-mêmes comme appuis les paliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

VI. 3. 2. Pré dimensionnement :**A. La condition de coffrage :**

$L_0 = 5.6$ m : la plus grande portée entre axe.

$$L_{\max} = 5.6 - 0.6 = 5 \text{ m}$$

➤ Nervure :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{500}{10} \Rightarrow h_t \geq 50 \text{ cm}$$

➤ Dalle :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{500}{20} = 25 \text{ cm. On prend } h_r = 30 \text{ cm.}$$

- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

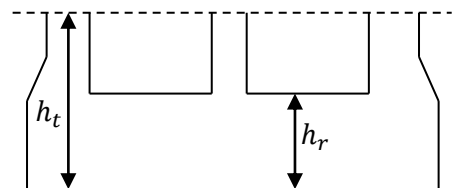


Figure VI.1:Dimensions du radier.

B. Vérification de condition de rigidité :

$$\begin{cases} L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \dots\dots\dots(1). \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(2). \end{cases}$$

E : module d'élasticité du béton $E = 3.2164 \times 10^4 \text{ MPa}$.

I : inertie de la section du radier $I = \frac{b \times h_t^3}{12}$.

K : module de résistance du sol. (On a un sol moyen donc $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

$$\text{On a : } I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} \Rightarrow h_t = 72.67 \text{ cm} \dots\dots\dots(b)$$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 80\text{cm}$
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 30\text{cm}$.

C. La surface du radier :

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_s \rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_s} = \frac{7314465}{150}$$

$$\Rightarrow S_{rad} \geq 487.63\text{m}^2$$

La surface du bâtiment est : $S_{bât} = 545.09\text{m}^2$

Donc on considère que $S_{rad} = S_{bât} \Rightarrow$ pas besoin de débord

VI.3.3. les Vérifications nécessaires :

A. Vérification au poinçonnement :

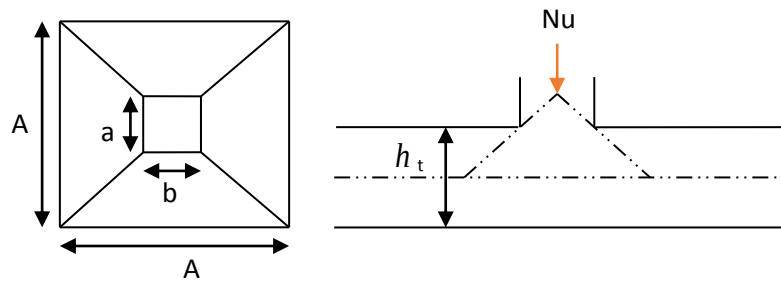


Figure VI.2: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

Il faut vérifier que : $N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **CBA93** (article A.5.2.4.2) N_U : L'effort normal max à l'ELU du poteau.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.8 = 1.4\text{m} \\ B = b + h_t = 0.65 + 0.8 = 1.45\text{m} \end{cases}$$

On trouve $U_c = 5.7\text{ m}$

$$N_U = 2,95305\text{MN} < 0.045 \times 5.7 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5}$$

$$\Rightarrow N_U = 2,95305\text{MN} < 3.42\text{MN}.$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement.

B. Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa} \quad \text{.....CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.77 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_U * L_{\max}}{2 * S} = \frac{10070576 * 5}{2 * 487.63} = 516,3 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{516,3 * 10^{-3}}{1 * 0.77} = 0.67 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa} \text{Condition vérifiée}$$

C. Vérification de la contrainte du sol :

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

D'après le programme **SOCOTEC** on a les caractéristiques suivantes :

$$\sigma_m = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{\text{Sol}}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x,y)$$

$$I_y = 32049.03 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad Y_G = 16.06 \text{ m.}$$

$$I_x = 24030.27 \text{ m}^4 \quad \text{et} \quad X_G = 14.28 \text{ m.}$$

Avec :

$\sigma_{\max}$ et $\sigma_{\min}$: Contrainte maximale et minimale dans les deux extrémités du radier.

N_{ELS} : Effort dû aux charges verticales.

M_y et M_x : Moment sismique à la base.

- Sens X-X :**

$$N = 73144.65 \text{ KN} \text{ et } M_x = 1500.68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 135,19 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 133,19 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 134.69 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{ KPa}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

- **Sens Y-Y :**

$$N = 7314465 \text{KN} \text{ et } M_y = 357.65 \text{KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 134.35 \text{KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{KPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 134.03 \text{KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 134.27 \text{KPa} < \bar{\sigma}_{\text{Sol}} = 150 \text{KPa}$$

La contrainte est vérifiée dans le sens YY.

D. Vérification de la stabilité au renversement :

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- **Sens X-X :**

$$e = \frac{4309.24}{7314465} = 0.059 \text{m} < \frac{29.25}{4} = 7.31 \text{m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Sens Y-Y :**

$$e = \frac{99425.53}{7314465} = 1.6 \text{m} < \frac{26.15}{4} = 6.54 \text{m} \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

E. Vérification de la poussée hydrostatique :

Il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{\text{rad}} * \gamma_w$$

Avec :

$$N = 10070576 \text{KN}$$

$$H = 2 \text{m}, \text{ (la hauteur de la partie encreée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

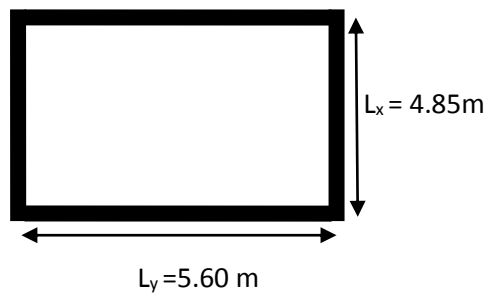
$$S_{\text{rad}} = 495 \text{m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{KN / m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

On trouve : $N \geq 14850 \text{KN} \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VI.4. Ferrailage du radier :**VI.4.1. La dalle 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.

**Figure VI.3:** Dalle sur quatre appuis

- **Calcul des sollicitations :**

$$Q_U = \frac{N_U}{S_{rad}} + 1.35G_0 = \frac{10070576}{545,09} + 1.35(25*0.3) = 194.88 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 = \frac{7314465}{545,09} + (25*0.3) = 141.69 \text{KN} / \text{m}^2$$

➤ **A L'ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4.85 - 0.3}{5.6 - 0.3} = \frac{4.55}{5.3} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0496 \\ \mu_y = 0.7052 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 200.11 \text{KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 141.12 \text{KN.m}$$

Sachant que:

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.75 * M_0^x = 150.08 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = -0.5 M_0^x = -100.06 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 105.84 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5 M_0^y = 70.56 \text{KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.3) \text{ m}^2$.

- **Condition de non fragilité :**

En travée :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min}^x = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * h_r}{2}$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 * h_r * e$$

$$\rho_0 = 0.0008 \quad \text{pour des aciers de haute adhérence FeE400}$$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.57 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 2.4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appuis : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

Tableau VI. 1 : Ferrailage du radier

		M (KN.m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)	Choix /ml	S_t (cm)
Sens X- X	Travées	150.08	17.34	2.57	21.99	7HA20	15
	Appuis	100.06	11.22	3.26	14.07	7HA16	15
Sens Y- Y	Travées	105.84	14.36	2.4	16.08	8HA16	10
	Appuis	70.56	7.94	3.26	10.78	7HA14	15

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 302.43 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 196.47 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{\max} = 302.43 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{302.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} \Rightarrow \tau_u = 1.120 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

⇒ Pas risque de cisaillement suivant les deux sens.

➤ A L'ELS

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = 0.86 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0566 \\ \mu_y = 0.7933 \end{cases}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times qs \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 166.03 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 131.71 \text{KN.m}$$

- En travée

$$\text{Sens x-x'} : M_t^x = 0.75 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 124.52 \text{KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.75 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 98.78 \text{KN.m}$$

- En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x \Rightarrow M_a^x = -83.02 \text{KN.m}$$

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.}$$

- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que :

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) < 201.63 \text{MPa}$$

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes

Sens	Moment s	Valeurs(KN m)	A _{adop} (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	M _t	134.52	21.99	10.45	128385.61	10.95	260.11
	M _a	83.02	14.07	8.77	92623.06	7.86	245.1
y-y	M _t	98.78	16.08	9.25	102374.85	8.93	256.9
	M _a	65.86	10.78	7.87	75981.45	6.82	248.73

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faudrait augmenter la section d'acier.

Tableau VI.3 : Revérification des contraintes

Sens	Moment s	Valeurs(KN m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
x-x	M_t	134.52	12.31	173401.16	9,55	170.94
	M_a	83.02	10.99	140865.64	6.48	141.53
y-y	M_t	98.78	12.3	173401.69	7.01	125.61
	M_a	65.86	10.45	128385.61	5.36	127.35

Les deux conditions : $\sigma_s < \overline{\sigma_s}$ et $\sigma_{bc} \text{ (MPa)} < \sigma_s \text{ (MPa)}$ sont vérifiées

Sections d'armatures adoptées :

Sens x-x : En travée : $A = 7\text{HA}25 = 34.36 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 7\text{HA}20 = 21.99 \text{ cm}^2$

Sens y-y : En travée : $A = 7\text{HA}25 = 34.36 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 7\text{HA}20 = 21.99 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures :

- Espacement des armatures :

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

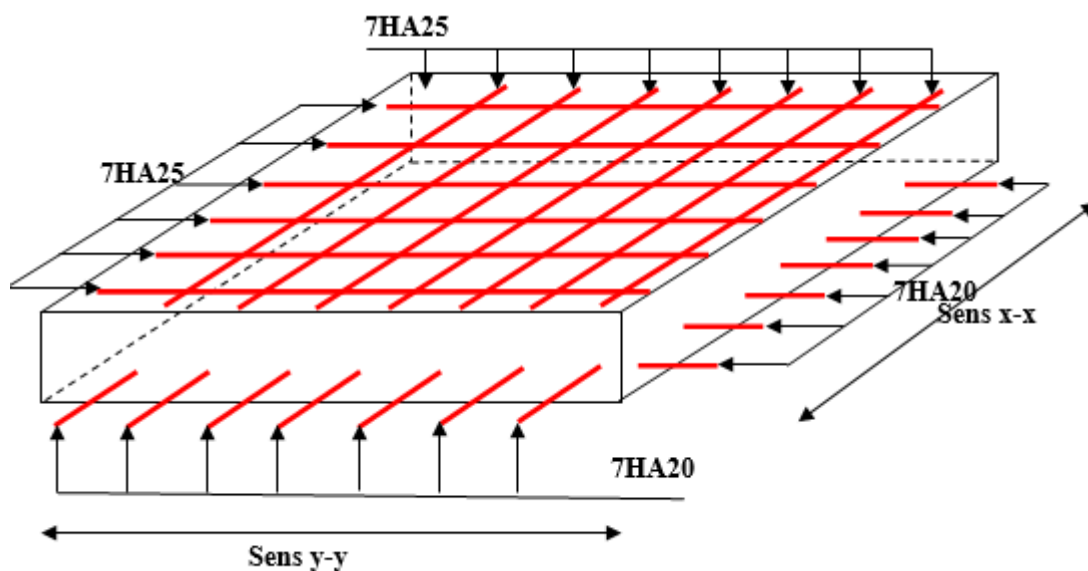


Figure VI.4 : schéma de ferrailage du radier.

VI.4.2. Calcul des nervures :**VI.4.2.1. Les sollicitations sur les nervures :**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

On a des $\rho > 0.4$ dans les deux sens l_x et l_y donc la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire :

$P_u = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale :

$P_u = (1 - \frac{\rho^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$q_u = 213.68 \text{ KN} / \text{m}^2 \quad q_s = 157.9 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')} \text{ Avec :}$$

Les longueurs fictives : $l' = [l \text{ (travée de rive)} ; 0.8 \times l \text{ (travée intermédiaire)}]$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times L^2}{8}$

• Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g(1 - \frac{x}{L}) + M_d(\frac{x}{L}); \quad M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(L - x); \quad x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times L};$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

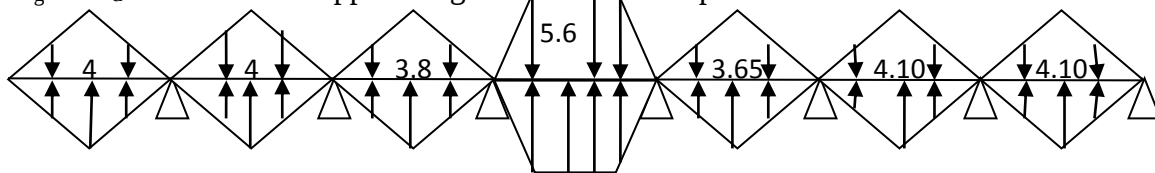


Figure VI.5 : Charges transmises aux nervures transversales

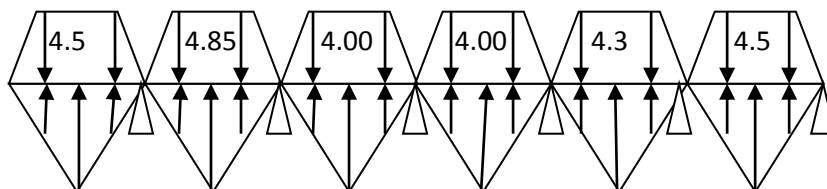


Figure VI.6 : Charges transmises aux nervures longitudinales.

Tableau VI.4 : Charges transmises aux nervures longitudinales (X-X)

travée	L(m)	P _s (KN/m)	P _u (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	Vu(KN)
				M _g	M _d			
AB	3.35	352.64	477.22	-67.35	-754.57	1.605	614.44	1143.082
BC	3.35	352.64	477.22	-754.57	-532.51	2.116	314.129	898.926
CD	3.15	331.59	448.73	-532.51	-1106.93	1.563	15.697	1813.138
DE	4.95	477.88	646.70	-1106.93	-1093.61	2.804	1434.795	1808.382
EF	3.00	315.80	427.36	-1093.61	-530.98	2.186	72.801	937.871
FG	3.45	363.17	491.46	530.98	-816.425	1.908	363.911	1206.621
GE	3.45	363.17	491.46	816.425	-67.35	2.455	664.809	808.365

Tableau VI.5 : Charges transmises aux nervures transversales (Y-Y)

Travée	L(m)	P _s (KN/m)	P _u (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)	Vu(KN)
				M _g	M _d			
A-B	3.85	391.46	529.74	-81.13	-1022.06	1.821	878.563	1419.04
B-C	3.65	375.87	508.66	-1022.06	-641.25	2.324	351.694	1005.06
C-D	3.35	349.22	472.59	-641.25	-569.33	2.038	340.231	927.2
D-E	3.35	349.22	472.59	-569.33	-806.50	1.875	260.982	1302.98
E-F	4.2	418.11	565.81	-806.50	-1141.68	2.303	693.785	1445.62
F-G	3.85	391.46	529.74	-1141.68	-81.13	2.729	830.816	938.21

VI.4.2.2. Ferrailage :

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

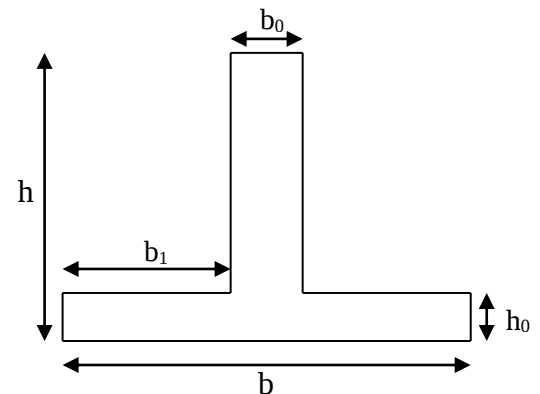
$h=0.80\text{m}; h_0=30\text{cm} ; b_0=65\text{cm} ; d=75\text{cm}.$

Selon X-X

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{365}{10}; \frac{300}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(36.5; 150)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 36.5\text{cm}$$

**Figure.VI.7 : Section à ferrailier**

$$\text{Donc } b_x = b_1 \times 2 + b_0 = 138\text{cm}$$

Selon Y-Y

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{335}{10}; \frac{300}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(33.5; 150)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 35.5\text{cm}$$

$$\text{Donc } b_y = b_1 \times 2 + b_0 = 132\text{cm}$$

On opte pour $b = 140\text{ cm}$

Tableau VI.6 : ferrailage des nervures.

sens	localisation	M _u (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
X-X	Travée	1434.795	54.83	13.52	4HA16+6HA32=56.29
	appuis	1106.93	44.41	13.52	8HA25+2HA20=45.55
Y-Y	Travée	878.56	32.73	13.52	8HA20+2HA25=34.95
	appuis	1141.68	56.6	13.52	6HA25+4HA32=61.29

- **Armatures de peau :**

Nous disposons d'une nervure de hauteur importante, $h=85\text{cm}$ nous devons alors disposer des armatures de peau le long du parement vertical. Ces armatures sont de l'ordre de $1\text{cm}^2/\text{ml}$

Nous prenons alors : 2HA8 par face

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

$$V_x = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1813.14\text{KN.}$$

$$V_y = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} \Rightarrow V_{\max} = 1445.62\text{KN}$$

$$V_{\max} = \max(V_x; V_y) \Rightarrow V_{\max} = 1813.14\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = 1.62\text{MPa} < 2.5\text{MPa.}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = 20\text{mm} \quad \text{Soit } \phi_t = 10\text{mm.}$$

- **Espacement des aciers transversaux :**

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_{l\min}\right) \Rightarrow St = 12\text{cm}$$

On prend $St=10\text{cm}$ en zone nodale et 15cm en travée.

- Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier que $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa}$.

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) < 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M _t	1060.24	25.61	3281671.66	8.27	383.24	Non vérifiée
	M _a	817.97	31.82	2284096.5	11.4	258.8	Non vérifiée
y-y	M _t	649.23	21.02	2257093.21	6.05	254.48	Non vérifiée
	M _a	843.66	35.49	2789884.51	10.73	201.29	vérifiée

On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ dans les deux sens n'est pas vérifiée. Donc il faudrait augmenter la section d'acier

Tableau VI.8 : Revérification des contraintes

sense	Moments	Valeurs (KNm)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
x-x	M _t	1060.24	29.58	3696385.85	8.48	195.42	vérifiée
	M _a	817.97	32.72	2405018.5	8.83	191.45	vérifiée
y-y	M _t	649.23	21.89	2439069.6	6.07	185.71	vérifiée

Sections d'armatures adoptées :

Sens x-x : En travée : A = 10HA32 = 80.42 cm²

En appui : A = 10HA25 = 49.09 cm²

Sens y-y : En travée : A = 6HA20 + 4HA25 = 38.49 cm²

En appui : A = 6HA20 + 4HA32 = 51.02

Espacement des armatures :

Armatures //Lx: S_t = 20 cm ≤ min (2e , 25 cm) = 25 cm

Armatures //Ly: S_t = 15 cm ≤ min (2e , 25 cm) = 25 cm

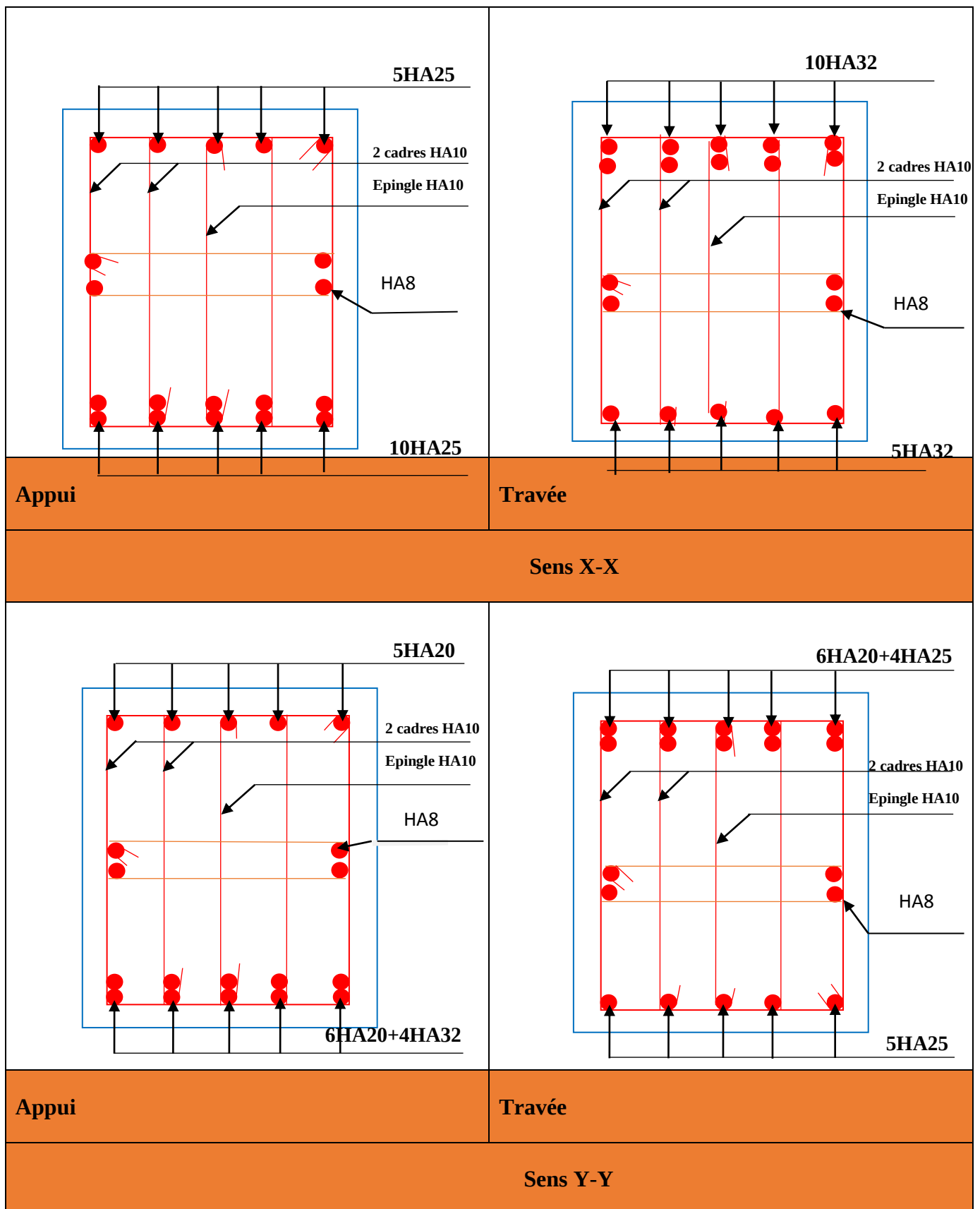


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure

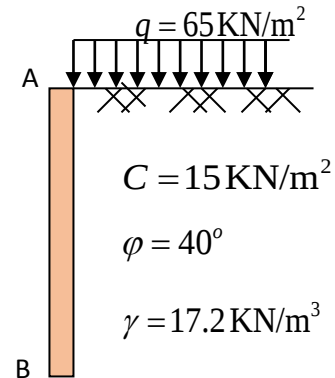
VI.5. Etude du mur adossé :

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis à la poussée des terres et la surcharge (q) qui est due au poids de la route qui passe juste à côté de la structure.

VI.5.1. Caractéristiques géotechniques du sol :

- L'angle de frottement interne : $\varphi = 40^\circ$
- La cohésion : $C = 15 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique des terres : $\gamma = 17.2 \text{ KN/m}^3$
- La surcharge : $q = 65 \text{ KN/m}^2$

**VI.5.2. Combinaison de calcul :**

Le calcul se fait à l'ELU selon la combinaison d'action fondamentale suivante :

$$1,35 G_{\max} + G_{\min} + 1,5 Q$$

Avec : $G_{\max}$: actions permanentes dont l'effort est défavorable.

$G_{\min}$: actions permanentes dont l'effort est favorable.

Q : la surcharge (due à la route).

Figure VI.9 : Schéma du mur adossé

VI.5.3. Calcul des contraintes :**a) Calcul de la poussée des terres sur le rideau :**

A la base du rideau : la pression $\sigma = A \times \gamma \times h$

A : est le coefficient de poussée donnée par le tableau de Caquot-Kérisel

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.22$$

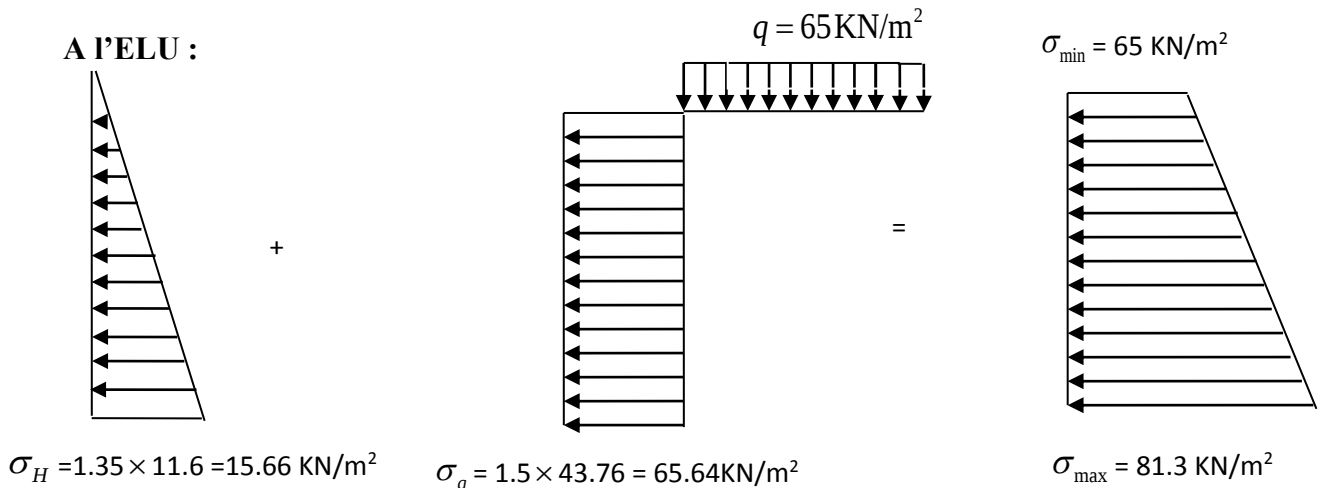
φ : est l'angle de frottement interne.

γ : Poids spécifique des terres.

$$\sigma_H = 0.22 \times 17.2 \times 3.06 = 11.6 \text{ KN/m}^2$$

b) Calcul de la poussée des terres due à la surcharge q sur le sol :

$$\sigma_q = A \times q \times h = 0.22 \times 65 \times 3.06 = 43.76 \text{ KN/m}^2$$

A l'ELU :**Figure VI.10 :** La répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = 77.39 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 77.39 \text{ KN/ml}$$

VI.5.4. Le ferrailage du mur :

Pour le ferrailage du mur on prend le panneau le plus défavorable.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne

A l'ELU

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.61}{5.3} = 0.49 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

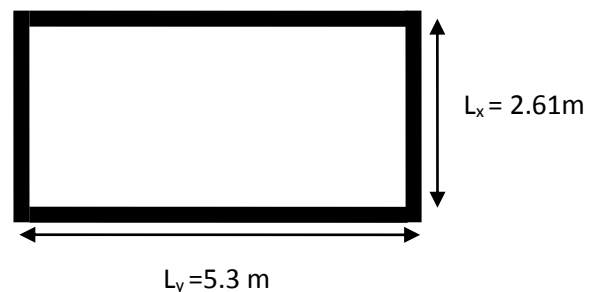
$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0980 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_0^x = \mu_x * L_x^2 * q_u = 0.0908 * 2.61^2 * 77.39 = 47.87 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y * M_0^x = 0.2500 * 47.87 = 11.97 \text{ KN.m}$$

Sachant que:

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.75 * M_0^x = 35.9 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = -0.5 M_0^x = -23.93 \text{ KN.m} \\ \text{En travée: } M_y^t = 0.75 * M_0^y = 8.98 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = -0.5 M_0^y = -5.99 \text{ KN.m} \end{cases}$$

**Figure VI.11:** Dalle sur quatre appuis

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Tableau de ferrailage de mur adossé

Localisation	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	A _t calculée (cm ²)	A _a calculée (cm ²)	A _t adoptée (cm ²)	A _a adoptée (cm ²)
Sens xx	35.9	-23.93	5.96	3.93	6HA12 = 6.79	4T12 = 4.52
Sens yy	8.98	-5.99	3.86	0.96	4HA12=4.52	4HA12=4.52

c) Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité :**

- En travée :

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12$ cm et $\rho > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$$A_{\min}^x = \frac{\rho_0 * (3 - \rho) * b * h}{2}$$

$$A_{\min}^y = \rho_0 * h * b$$

$\rho_0 = 0.0008$ pour des aciers de haute adhérence FeE400

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.01 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^y = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

En appuis : $A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{\min} = 2.17 \text{ cm}^2$$

d) Vérification à l'ELS :

- État limite de compression du béton :

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

- Les contraintes dans l'acier :

La fissuration est préjudiciable donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\overline{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{f_{t28}} \right] = 201.63 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) < 201.63 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{max} = 1\sigma_H + 1\sigma_q = 11.6 + 43.76$$

$$\sigma_{max} = 55.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 1\sigma_q$$

$$\sigma_{min} = 43.76 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = (\sigma_{max} + \sigma_{min}) \times 1 \text{ ml} = 99.12 \text{ KN/ml}$$

➤ **A L'ELS**

$$\Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_X = 0.1013 \\ \mu_Y = 0.3580 \end{cases}$$

$$M_0^X = \mu_X \times L_X^2 \times q_U = 0.1013 \times 2.61^2 \times 99.12 = 68.4 \text{ KN.m}$$

$$M_0^Y = \mu_Y \times M_0^X = 0.358 \times 68.4 = 24.49 \text{ KN.m}$$

Sachant que :

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_X^t = 0.75 \times M_0^X = 51.3 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_X^a = -0.5 M_0^X = -34.21 \text{ KN.m} \\ \text{En travée: } M_Y^t = 0.75 \times M_0^Y = 18.37 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M_Y^a = -0.5 M_0^Y = -12.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Calcul des contraintes :**

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10 : Vérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
Travée	xx	51.3	6.79	5.12	21370.27	12.29	463.78
	yy	18.37	4.52	4.31	15375.58	5.15	245.34
Appui	xx	-34.21	4.52	4.31	15375.58	9.59	456.89
	yy	-12.25	4.52	4.31	15375.58	3.43	163.6

Les nouvelles valeurs des armatures A, Y, I, et σ_s pour que les contraintes admissibles soient vérifiées sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau VI.11 : Revérification des contraintes

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
appui	xx	-34.21	18.85	7.65	45212.12	5.79	117.47
Travée	xx	51.3	21.99	8.09	50043.11	8.29	152.38
	yy	18.37	5.65	4.74	16953.75	7.8	198.02

Sections d'armatures adoptées :

Sens x-x : En travée : A = 7HA20 = 21.99 cm²

En appui : A = 6HA20 = 18.85 cm²

Sens y-y : En travée : A = 5HA12 = 5.65 cm²

En appui : A = 4HA12 = 4.52 cm²

Espacement des armatures :

Armatures //Lx: S_t = 14 cm ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

Armatures //Ly: S_t = 20 cm ≤ min (2e, 25 cm) = 25 cm

Vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.52 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 95.38 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 11.39 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 95.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{95.38 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 0.53 \text{ MPa} < 1.52 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

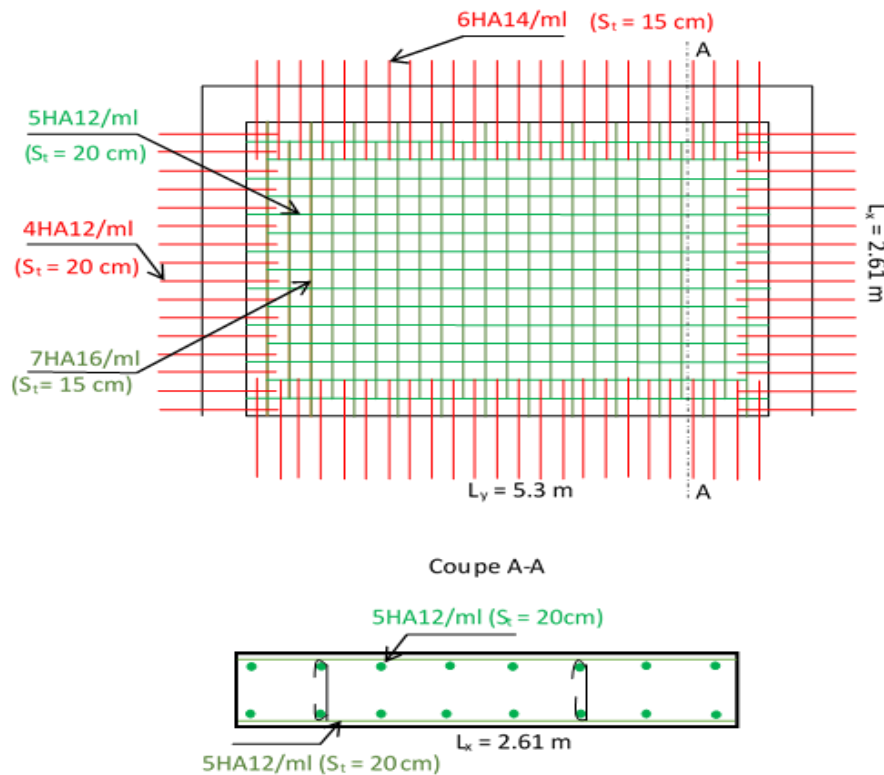


Figure VI.12: schéma de ferrailage du mur périphérique

VI.6.Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage.

Le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure, dans notre cas nous avons un type de fondation.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées puis filantes. Et enfin nous avons opté pour un radier ce qui convient le mieux à notre structure.

Conclusion générale

Conclusion :

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute la démarche à mettre en place sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à la conception d'une note de calcul en passant par la modélisation sous sap2000 V14.2.2.

D'autre part cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influence directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré (*cas de Boumerdes*). Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles correctement dimensionnés et disposés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions en portiques :

L'utilisation du système mixte peut apporter aussi des avantages économiques. La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement Sur la nature des modes de vibration, et elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeables.

Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

Les structures mixtes sont de plus en plus utilisées en construction, car elles offrent une bonne rigidité, et cela à des coûts moyens

Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avant vérifier les effets du second ordre (effet P-delta). L'effet P-Delta dépend des charges verticales et du déplacement latéral subi par la structure. Il est donc à priori évident, que les bâtiments de grande hauteur de par leur souplesse et de par la forte concentration de contraintes sous l'effet des charges verticales, sont particulièrement sensibles à cet effet.

Pour éviter la formation des rotules plastique aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistant aux niveaux des zones nodales.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Conclusion générale

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$
au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.9$

	u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ DTR B.C.2.331 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Liste des figures

Figure II.1 : la disposition des poutrelles.....	09
Figure. II.2 : Coupe du plancher à corps creux.....	12
Figure II.3 : Schéma d'une poutrelle	12
Figure II.4 : Schéma statique de l'escalier à deux volées.....	18
FigureII.5 : Schémas de l'acrotère.....	20
Figure II.6 : coupe de voile en élévation.....	21
Figure II.7 : Schéma représentant les surfaces afférentes	23
Figure II.8: lois de dégressions de charge.....	25
Figure III. 1 Evaluation des moments au niveau des appuis.....	32
Figure III. 2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	33
Figure III. 3 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.....	33
Figure III. 4 : chargement de la poutrelle du type 5.....	34
Figure III. 5 : Redimensionnement de la poutrelle.....	39
Figure III.6 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.....	45
Figure III.7 : panneau de dalle pleine.....	57
Figure III.8 : Panneau D_1	57
Figure III. 9 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois.....	60
Figure III.10 : schéma statique de la dalle sur deux appuis.....	60
Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur un seul appui.....	63
Figure III. 12 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur trois appuis.....	65
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur quatre appuis.....	68
Figure III.14 : Cage d'ascenseur.....	69
Fig. III.15 : Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur.....	73
Figure III.16 : Schéma représentant la surface d'impact.....	74
Fig. III.17.Schéma de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine.....	78
Figure.III.18 : Sollicitation sur l'acrotère.....	80

Figure III.19 : Section à ferrailler.....	81
Figure III.20 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	84
Figure III.21 : Schéma statique volée 1.....	85
Figure .III.22 : schéma statique des sollicitations dans la première volée.....	85
Figure .III.23 : schéma statique des sollicitations dans la deuxième volée.....	86
Figure .III.24 : Schémas du ferrailage de l'escalier.....	89
Figure .III.25 : Schémas du ferrailage de l'escalier.....	91
Figure III.26 : Schéma de ferrailage de la console.....	91
Figure III.27 : Schéma isostatique de la poutre palière.....	91
Figure III.28 : Schéma représentant la poutre palière.....	95
Figure III.29 : Schéma représentant la poutre brisée.....	95
Figure III.30 : Schéma du chargement de la poutre brisée.....	96
Figure III.31 : Schéma représentant la poutre brisée.....	99
Figure III.32 : Schéma isostatique de la poutre de chainage.....	99
Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	101
Figure IV.1 : Spectre de réponse (sens x-x)	108
Figure IV.2 : Spectre de réponse (sens y-y)	108
Figure IV.3 : Disposition des voiles.....	109
Figure IV.4 : 1 ^{er} Mode de vibration (T=0.98229s translation suivant X)	111
Figure IV.5 : 2 ^{er} Mode de vibration (T=0.93050s translation suivant Y)	111
Figure IV.6 : 3 ^{eme} Mode de vibration (T=0.8009s rotation autour de L'Axe Z)	112
Figure. V.1 : Zone nodale.....	120
Fig.V.2. Section d'un poteau.....	129
Figure V.3 schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	133
Figure V.4 : La zone nodale.....	139
Figure V.5 : Ferrailage d'une poutre secondaire de la soupente.....	141
Figure V.6 : Ferrailage d'une poutre principale de la soupente.....	141
Figure V.7 : Schéma d'un voile plein.	144

Figure V.8 schéma de ferrailage du voile Vx2 de l'entre sole 2.....	152
Figure VI.1 : Dimensions du radier.....	155
Figure VI.2 : Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	156
Figure VI.3 : Dalle sur quatre appuis.....	159
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de radier.....	162
Figure.VI.5 : Charges transmise aux nervures transversales.....	163
Figure VI.6 : Charges transmise aux nervures longitudinales.....	163
Figure.VI.7 : Section à ferrailer.....	164
Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la nervure.....	167
Figure VI.9 : Schéma du mur adossé.....	168
FigureVI.10 : La répartition des contraintes sur le mur.....	169
FigureVI.11 : Dalle sur quatre appuis.....	169
Figure VI.12 : Schéma du ferrailage du mur périphérique.....	173

Liste des tableaux

Tableau I. 1.Caractéristiques du béton	05
Tableau I. 2. Les types d'acier utilisé et leurs nuances	05
Tableau II.1. Evaluation des charges et surcharges des planchers.....	16
Tableau II.2 : Le tableau suivant résume le calcul des autres escaliers	19
Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharge de l'escalier.....	19
Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharge du palier.....	19
Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère.....	20
Tableau II.6 : Evaluation des charges des murs extérieurs.....	20
Tableau II.7 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.	21
Tableau II.8 : Evaluation des charges des voiles	21
Tableau II.9 : sections préalables des poteaux.....	23
Tableau II.10 : Poids des poteaux.....	24
Tableau II.11 : Les surfaces afférentes pour les charges d'exploitation.....	24
Tableau II.12 : Les résultats de la descente de charge	26
Tableau II.13 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	28
Tableau II.14 : Vérification des poteaux au flambement.....	29
Tableau II.15 : Dimensions des éléments structuraux.....	29
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.....	30
Tableau III.2 : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles.....	31
Tableau III.3 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage commerciale.	37
Tableau III.4 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher étage courant.	38
Tableau III.5 : Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour le plancher terrasse accessible.	39
Tableau III.6 : Ferrailage des poutrelles de différent plancher.....	42
Tableau III-7 : Schéma de ferrailage des poutrelles.....	44
Tableau III.8 : Vérification des contraintes dans le béton.	48
Tableau III.9 : Réévaluation de la flèche pour l'étage commercial type 1.....	52
Tableau III.10 : Vérification des contraintes dans le béton.	53
Tableau III.11 : Évaluation de la flèche pour l'étage courant type 1.....	54
Tableau III.12 : Réévaluation de la flèche pour l'étage courant type 1	54
Tableau III.13 : Vérification des contraintes dans le béton	55
Tableau III.14 : Evaluation de la flèche.....	56
Tableau III.15 : Ferrailage de la dalle sur trois appuis	58
Tableau III.16 : Les contrainte dans le béton de la dalle sur trois appuis	59

Tableau III.17 : ferrailage de la dalle sur 4 appuis	66
Tableau III.18 : Résultat de la vérification de la flèche suivant X-X.....	68
Tableau III.19 : Résultat de la vérification de la flèche suivant X-X.....	68
Tableau III.20 : ferrailage de la dalle d'ascenseur	70
Tableau III.21 : La section d'acier.	75
Tableau III.22 : Vérification de la section d'acier.	76
Tableau III.23 : Charges et surcharges.	79
Tableau III.24 : Différentes combinaisons à utiliser.	80
Tableau III.26 : Ferrailages de l'escalier type 2.....	88
Tableau III.27 : ferrailage de la volée 2.....	90
Tableau III.28 : Vérification de la contrainte dans le béton.	90
Tableau III.29 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	92
Tableau III.30 : Calcul des armatures principales.....	93
Tableau III.31 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	94
Tableau III.32 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.....	97
Tableau III.33 : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis.....	97
Tableau III.34 : Ferrailage de la poutre brisée à la torsion	97
Tableau III.35 : Résultats de calcul des contraintes de béton.....	98
Tableau III.36 : Ferrailage de la poutre de chaînage.	100
Tableau III.357: Vérification de la contrainte dans le béton.	101
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	106
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.	110
Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	112
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges verticale.	113
Tableau IV.5 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant X-X.	114
Tableau IV.6 : Vérification de l'interaction sous charges horizontale suivant Y-Y.....	114
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit.	115
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements dans le sens X-X.....	116
Tableau IV.9 : Vérification des déplacements dans le sens Y-Y.....	116
Tableau IV.10 : Vérification à L'effet $P-\Delta$ selon X-X.....	117
Tableau IV.11 : Vérification à L'effet $P-\Delta$ selon Y-Y.....	118
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	120
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	122
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.	125
Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.	126
Tableau V.5 : Vérification du flambement des poteaux.....	128

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	130
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.	131
Tableau V.8 : Zones nodales dans les poteaux.....	131
Tableau V.9 : Armatures longitudinales des poutres.....	135
Tableau V.10 : Vérification de la section minimale.	137
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.	137
Tableau V.12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	138
Tableau V.13 : Vérification de l'état limite de compression.....	138
Tableau V.14 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	139
Tableau V.15 : Moments résistant dans les poteaux.....	140
Tableau V.16 : Moments résistant dans les poutres.....	140
Tableau V.17 : Vérification des zones nodales.....	142
Tableau V.18. Ferrailage des voiles V_{x2} et V_{x2}'	148
Tableau V.19. Ferrailage des voiles V_{x3} et V_{x3}'	148
Tableau V.20. Ferrailage des voiles V_{x4} et V_{x4}'	149
Tableau V.21. Ferrailage des voiles V_{y1} et V_{y1}'	149
Tableau V.22. Ferrailage des voiles V_{y2}	150
Tableau V.23. Ferrailage des voiles V_{y3}	150
Tableau V.24. Ferrailage des voiles V_{y4}	151
Tableau V.25. Ferrailage des voiles V_{x1}	152
Tableau VI. 1 : Ferrailage du radier.....	160
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes.....	161
Tableau VI.3 : Revérification des contraintes.....	162
Tableau VI.4 : Charges transmises aux nervures longitudinales (X-X)	164
Tableau VI.5 : Charges transmises aux nervures transversales (Y-Y)	164
Tableau VI.6 : ferrailage des nervures.	165
Tableau VI.7 : Vérification des contraintes dans les nervures.	166
Tableau VI.8 : Revérification des contraintes.....	166

Tableau VI.9 : Tableau de ferrailage de mur adossé.....	170
Tableau VI.10 : Vérification des contraintes.....	171
TableauVI.11 : Revérification des contraintes.....	172

Chapitre I : Généralités

I .1.Description de l'ouvrage	03
I. 2. Caractéristiques de l'ouvrage.....	03
I. 2.1. Caractéristiques géométriques.....	03
I. 2.2. Caractéristiques du site	03
I. 2.3. Caractéristiques structurales	03
I. 2. 3. 1. Ossature :	03
I. 2. 3. 2. Les planchers	04
I. 2. 3. 3. L'acrotère	04
I. 2. 3. 4. Les escaliers	04
I. 2. 3. 5. L'ascenseur	04
I. 2. 3. 6. La maçonnerie	04
I. 2. 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux	04
I.2. 4. 1. Le béton	04
I. 2. 4. 2. L'acier	05
I. 3. Les états Limites	06
I. 3. 1. Définition.....	06
I. 3. 2. Etat limite ultime (ELU)	06
I. 3. 3. Etats limite de service (ELS)	06
I. 4. Actions et sollicitations	06
I. 4. 1. Les actions	06
I. 4. 1. 1. Définitions	06
I. 4. 1. 2.Les actions permanentes (G)	07
I. 4. 1. 3. Les actions variables (Q)	07
I. 4. 1. 4. Les actions accidentelles (E)	07
I. 4. 2. Les sollicitations	07
I. 4. 2. 1. Les différentes combinaisons d'action données par le RPA	07

I. 5. Règlements et normes utilisés	08
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments	
II.1. Pré dimensionnement des éléments	09
II.1.1. Les poutres	10
II.1.1.1. Les poutres principales	10
II.1.1.2. Poutres secondaires	10
II.1.2. Plancher	11
II.1.2.1. Plancher à corps creux	11
II.1.2.2. Dalle pleine	13
II.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers	16
II.1.3. Les escaliers	16
II.1.3.1. Epaisseur de la paillasse	18
II.1.3. Poids de la paillasse	18
II.1.4. Acrotère.....	20
II.1.5. Les voile	20
II.1.6. Les poteaux	21
II.2. Descente des charges.....	23
II.2.1. Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge	23
II.2.2. La loi de dégression	25
II.3. Vérifications.....	28
II.3.1. Vérification des poteaux à la compression simple	28
II.3.2. Vérification du critère de stabilité de forme	28
II.3. Conclusion	29
Chapitre III : étude des éléments secondaire	
III.1. Calcul des planchers	30
III.1.1. Plancher à corps creux	30
III.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles	30

III.1.1.2.Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles	31
III.1.1.3. calcul des sollicitations dans les poutrelles	34
III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles.....	39
III.1.1.5. Les vérifications	45
III.1.1.5.1.Type 1 (étage commerciale)	45
III.1.1.5.2.Type 1 (étage courant)	52
III.1.1.5.3.Type 3 (terrasse accessible)	55
III.1.2. Etude des dalles pleines	57
III.1.2.1. Dalle sur trois appuis	57
III.1.2.2. Dalle sur 2 appuis	60
III.1.2.3. Dalle sur 3 appuis	63
III.1.2.4. Dalle sur 4 Appuis avec ouverture pour ascenseur.....	65
III.1.3.Etude de l'ascenseur	68
III.1.3.1. Etude de la dalle de l'ascenseur	69
III.1.3.2.Evaluation des charges et surcharges	69
III.1.3.3.Cas d'une charge répartie	69
III.1.3.3.1.Calcul des sollicitations	69
III.1.3.3.2.Calcul du moment réel	70
III.1.3.3.3.Calcul du ferrailage	70
III.1.3.4.Cas d'une charge concentrée	73
III.1.3.4.1.Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage	74
III.2. Calcul de l'acrotère.....	79
III.2.1.Hypothèse de calcul	79
III.2.2. Evaluation des charges et surcharges	79
III.2.3. Calcul des sollicitations	79
III.2.4. Ferrailage de l'acrotère	81
III.3. Calcul des escaliers.....	85
III.3.1. Type 1(étages courants) Escalier à 2 volées.....	85

III.3.1 .1calcul des sollicitations	85
III.3.1.2.Le ferrailage.....	86
III.3.1.3Vérification à l'ELU.....	86
III.3.2.Type 2(étages commerciale) Escalier à 3 volées	87
III.3.2.1. Calcul des sollicitations.....	87
III.3.2.2 Le ferrailage.....	88
III.3.2.3Vérification à l'ELU.....	88
III.3.2.2.La deuxième volée	89
III.3.3. Calcul de la poutre palière	91
III.3.3.1Dimensionnement	91
III.3.4.2. Calcul à la flexion simple	92
III.3.3.4.Calcul de la section d'armature a la flexion simple	92
III.3.3.5Vérification à l'ELU	93
III.3.3.6.Calcul de la section d'armature a la torsion	93
III.3.3.7Vérification à l'E.L.S	94
III.3.4.Calcul de la poutre brisée	95
III.3.4.1. Dimensionnement	95
III.3.4.2. Calcul à la flexion simple	96
III.3.4.3. Ferrailage de la poutre brisée à la flexion simple	97
III.3.4.4. Calcul à la torsion	97
III.3.4.5. Vérification à l'E.L.S	98
III.5. Etude des Poutres de chainages	99
III.5.1.Pré dimensionnement	99
III.5.2.Calcul des sollicitations	99
III.5.3.Le ferrailage	100
III.8. CONCLUSION.....	102

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Méthodes de calcul	103
IV.1.1. La méthode statique équivalente	103
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale	107
IV.2. Disposition des voiles	108
IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique	109
IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	109
IV.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques	112
IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques.....	112
IV.3.4. Vérification de l'effort normal réduit	115
IV.3.5. Vérification vis-à-vis des déplacements	115
IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	117
IV.4. Conclusion	118
Chapitre V : Etude des éléments structuraux	
V.1. Etude des poteaux	119
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003	119
V.1.1.1. Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)	119
V.1.1.2. Armatures transversales (Article 7.4.2.2)	120
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux	121
V.1.3. Calcul du ferrailage	122
V.1.3.1. Ferrailage longitudinal	122
V.1.3.2. Ferrailage transversal	125
V.1.4. Vérifications	127
V.1.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime) :.....	127
V.1.4.2. Vérification des contraintes de compression	129
V.1.4.3. Vérification aux sollicitations tangentes	130
V.1.5. Disposition constructive des poteaux	131
V.2. Etude des poutres	133

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	134
V.2.1.1.Les armatures longitudinales	134
V.2.1.2. Les armatures transversales	134
V.2.2.Ferraillage des poutres	135
V.2.2.1.Les armatures longitudinales	135
V.2.2.2. Les armatures transversales	136
V.2.2.3. Vérification des sections d'armatures transversales	137
V.2.3. Vérification à l'ELU	137
V.2.3.1. Condition de non fragilité	137
V.2.3.4.1 Etat limite de compression du béton	138
V.2.3.5.Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)	138
V.2.3.6.Vérification des zones nodales	139
V.3. Etude des voiles	142
V.3.1.Recommandation du RPA	143
V.3.2.ferraillage des voiles.....	145
V.4.Conclusion	153
Chapitre VI : Etude des infrastructures	
VI.1 Choix du type de fondation.....	154
VI.2. Etude des fondations.....	154
VI. 2.1 Calcul de la surface de la fondation	154
VI. 3. Radier général.....	155
VI. 3. 1. Définition	155
VI. 3. 2. Pré dimensionnement	155
VI.3.3. les Vérifications nécessaires	156
VI.4. Ferraillage du radier	159
VI.4.1. La dalle du radier	159

VI.4.2. Calcul des nervures	163
VI.4.2.1. Les sollicitations sur les nervures	163
VI.4.2.2. Ferrailage	164
VI.5. Etude du mur adossé	168
VI.5.1. Caractéristiques géotechniques du sol	168
VI.5.2. Combinaison de calcul	168
VI.5.3. Calcul des contraintes	168
VI.5.4. Le ferrailage du mur	169
VI.6. Conclusion	173
Conclusion générale	