

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

Mémoire de fin d'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme Master en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+9+Sous-sol) à usage mixte (habitation et commerce) contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Présenté par :

M^r ABBASSI Fares
M^r KHELADI Nadjim

Encadré par :

M^{me} SOUIDI.F

Jurys:

M^r OUDNI.
M^{me} BEZZI.

Promotion 2013-2014

REMERCIEMENTS

Au terme de ce modeste travail, nous rendons louange à Dieu le tout puissant de nous avoir donné le courage et la volonté de l'avoir accompli.

Comme nous tenons à adresser nos vifs remerciements :

A nos familles : Qui nous ont toujours encouragés et soutenus durant toutes nos études.

A M^{me} Souidi : Notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de jury : Pour avoir accepté de juger notre travail.

A tous nos amis.

Fares & Nadjim.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de ma très chère grand-mère.

A mes très chers parents.

A mes très chers frères Brahim et Athmane.

A mes très chères sœurs Lila et Salima.

A mon très cher beau-frère Fayçal.

A ma très chère belle-sœur Suzana.

A mes adorables neveux Enzo et Tanina.

A toute la famille KHELADI.

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Fares et toute sa famille.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2013/2014.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Nadjim.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

A la mémoire de mon très cher grand-père.

A mes très chers parents.

A mes très chers frères Sofiane et Amine.

A ma très chère sœur Imane.

A mes très chers oncles Nourdine, Abed el ghani, Aziz, Mouhouet abdelRezak,

A toute la famille Abassi et Ben Halla.

A tous mes amis sans exception.

A mon binôme Nadjim et toute sa famille.

Mes dédicaces vont également à la promotion de GENIE CIVIL 2013/2014.

Et à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la concrétisation de ce travail.

Fares.

Annexes

Annexe II

$$\rho = \frac{I_x}{I_y} = 1$$

$\frac{I_x}{I_y}$ \ $\frac{h}{x}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0,0	—	0,224	0,169	0,140	0,119	0,105	0,093	0,083	0,074	0,067	0,059
0,1	0,300	0,210	0,167	0,138	0,118	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059
0,2	0,245	0,197	0,160	0,135	0,116	0,102	0,090	0,081	0,073	0,064	0,058
0,3	0,213	0,179	0,151	0,129	0,112	0,098	0,088	0,078	0,071	0,063	0,057
0,4	0,192	0,165	0,141	0,123	0,107	0,095	0,085	0,076	0,068	0,061	0,056
0,5	0,175	0,152	0,131	0,115	0,100	0,090	0,081	0,073	0,066	0,058	0,053
0,6	0,160	0,140	0,122	0,107	0,094	0,085	0,076	0,068	0,062	0,054	0,049
0,7	0,147	0,128	0,113	0,099	0,088	0,079	0,072	0,064	0,057	0,051	0,047
0,8	0,133	0,117	0,103	0,092	0,082	0,074	0,066	0,059	0,053	0,047	0,044
0,9	0,121	0,107	0,094	0,084	0,075	0,068	0,061	0,055	0,049	0,044	0,040
1,0	0,110	0,097	0,085	0,077	0,069	0,063	0,057	0,050	0,047	0,041	0,030

Valeurs de M_1 (ou M_2)

Introduction générale

Introduction générale

A l'instar des pays du bassin méditerranéen, l'Algérie est soumise à de grandes activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libre qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inerties qui agissent dans le sens opposé au mouvement du sol, plus la construction est lourde plus la résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inerties qu'elle subit. Ces forces déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges en plus, auxquelles elle doit résister.

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, il dépend de l'activité tectonique ainsi que de la nature du sol.

Lors du dernier séisme du 21 mai 2003 de Zemmouri (Boumerdes), il a été constaté que le système structural ayant le plus souffert est le portique auto-stable. Les autres systèmes tels que les systèmes en voiles, les systèmes mixtes (voiles portiques), ont montré une très bonne résistance sismique aussi bien en zone épiscopentrale qu'en zone relativement loin de l'épicentre.

Le présent travail fait l'objet d'une étude d'un bâtiment R+9+Sous-sol, contreventé par un système mixte (voiles portiques) avec interaction qui repose sur fondation superficielle. L'étude de ce bâtiment se fait tout en respectant les réglementations et recommandations en vigueur à savoir (RPA99/2003, BAEL et CBA93) et les documents techniques y afférant

(D.T.U 13.2, D.T.R.BC 2.33.2, D.T.R BC 22 ; charges et surcharges.....).

Pour procéder à une bonne étude du projet, la reconnaissance du sol est indispensable, et cela par le biais des essais de laboratoire, ainsi que des essais in situ. Une étude du sol d'implantation de notre ouvrage a donc été menée par le Laboratoire & Engineering de la

construction et ceci dans le but de connaître la qualité du sol en place ainsi que sa capacité portante. (Voir annexe)

Le présent travail est organisé comme suit :

Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier). Un pré dimensionnement des éléments structuraux a ensuite été fait au deuxième chapitre. Le troisième chapitre concerne le calcul des éléments secondaires : les poutrelles, balcons, escaliers et l'acrotère, ont été calculés et ferrailés en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre. Au quatrième chapitre nous avons fait une étude dynamique de notre structure. Cette dernière a été donc modélisée par le logiciel Sap2000 et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le RPA99/2003. En fin nous avons fait un choix de fondation qui convient aux caractéristiques du site ainsi qu'au poids de la structure.

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction

Le thème du projet traite l'étude d'une structure en béton armé implantée en zone de moyenne sismicité. La reconnaissance de ses caractéristiques géométriques ainsi que des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation sont indispensables. C'est l'objet de ce premier chapitre.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (BART), consiste en l'étude structurale d'un bâtiment constitué d'un Sous-sol ; un RDC plus 9 niveaux.

Cet ouvrage est classé dans le groupe d'usage 2, selon le **RPA 99(Article 3.2)**

I.3 Implantation de l'ouvrage

Le site d'implantation de notre ouvrage se trouve au niveau de Sidi Ali Lebhar, localité située sur la côte Est de la ville de Bejaïa. L'assiette d'assise du projet est à environ 500m à l'Ouest de la mer et à 1 Km environ au Nord de l'aéroport Abane Ramdane « Soummam ».

Une zone de sismicité IIa.

I.4 Caractéristique de l'ouvrage

I.4.1 Caractéristique géométriques

- La hauteur du bâtiment : 35.92m
- Hauteur de Sous-sol :4.30
- Hauteur de RDC : 4.08m
- Hauteur de chaque étage : 3.06m
- Longueur de l'ouvrage : 35.12m
- Largeur de l'ouvrage : 31.31m

I.5 Définition des éléments de l'ouvrage

Choix de l'ossature

Étant donné que la hauteur du bâtiment dépasse les 14m avec une zone de sismicité IIa. L'ossature de notre bâtiment est constituée d'une structure mixte formée de portique et de voiles (**RPPA99/2003 art 3.4.A.1.a**)

Les planchers

Tous les planchers des étages courants seront semi préfabriqué en corps creux ; avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les balcons, la dalle de l'ascenseur et paliers de repos d'escalier seront réalisés en dalles pleines.

Les escaliers

Notre bâtiment comprend des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place, et des préfabriqués en bois pour la buanderie.

La maçonnerie

- Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à double parois séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en brique d'épaisseur de 10cm.

La terrasse

Dans notre projet on a deux types de terrasses ; la première est accessible et l'autre est inaccessible.

L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde-corps et support pour accroché les outils d'entretien.

I.6 Règlements et normes utilisés

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA99/version2003.
- CBA93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- BAEL 91 modifié 99.

I.7 Indication générale sur les règles de BAEL**I.7.1 Définition de l'état limite**

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou d'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

On distingue deux catégories d'états limites :

➤ Etat Limite Ultime (ELU)

Son dépassement entraîne la ruine de l'ouvrage, il correspond à l'atteinte de la résistance ultime de l'ouvrage ou de l'un de ces éléments par : Perte d'équilibre statique (perte de stabilité globale). Rupture de section par déformation excessive. Instabilité de forme (flambement des poteaux). Le dimensionnement à l'état limite ultime est conduit en supposant que le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (Figure1).

- pivot A (Domaine 1) : allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_s = 10 \cdot 10^{-3}$:
- Pièces soumises à la traction simple, la flexion simple ou composée.
- pivot B (Domaine 2) : raccourcissement de la fibre la plus comprimée
- $\epsilon_b = 3,5 \cdot 10^{-3}$, Pièces soumises à la flexion simple ou composée.
- pivot C (Domaine 3) : raccourcissement de la fibre de béton à la distance $3h/7$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_b = 2 \cdot 10^{-3}$: pièces soumises à la flexion composée ou à la compression simple.

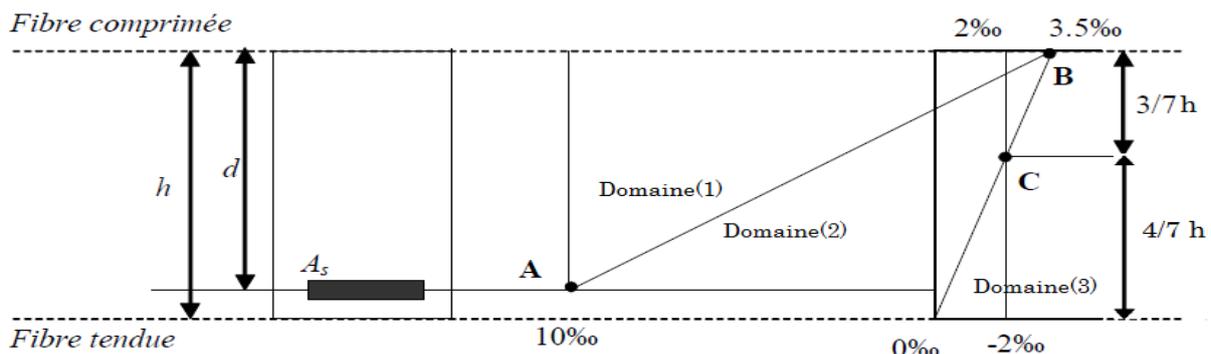


Figure I.1 : Diagramme des déformations limitées de la section

➤ Les états limites de service « ELS »

Ce sont des états dont le dépassement compromet le bon fonctionnement en service de la structure, ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité. Ils correspondent aux vérifications suivantes : Etat limite de compression du béton. Etat limite d'ouverture des fissures. Etat limite de déformation.

➤ Hypothèses de calcul aux états limites ultimes (E.L.U)

- Les sections planes avant déformation restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre le béton et les armatures.
- Le béton tendu est négligé.
- Les déformations des sections sont limitées pour l'allongement de l'acier à 10‰, et le raccourcissement de béton à 3.5‰ en flexion et de 2‰ pour la compression.

- Le diagramme contrainte déformation utilisé est le diagramme parabole rectangle lorsque la section n'est pas entièrement comprimée, il est préférable d'utiliser le diagramme rectangle simplifié
- **Hypothèses de calcul aux états limites de services (E L S)**
- Les sections planes restent droites et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques linaires et on néglige le retrait et le fluage de béton.
- Par convention le rapport du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence est pris égal à 15.

I.8 Action et sollicitations

1.8.1. Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, et...) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variation de températures, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

➤ **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.
- Le poids des poussés des terres ou les pressions des liquides.
- Les déformations imposées à la structure

➤ **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est plus ou moins constante (variation fréquente dans le temps), mais qui sont appliquées pendant un temps court par rapport aux actions permanentes, on distingue :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution. Charges climatiques (neige, vent).
- Les actions dues à la température

➤ **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application : (chocs de véhicules routiers, séisme, explosion, etc....).

I.7.2 Les Combinaisons des actions

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux) résultant des combinaisons d'action définis ci-après et avec les notations suivantes :

G^{max} : l'ensemble des actions permanentes défavorables.

G^{min} : l'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : action variable dite de base.

$Q_i (i>1)$: action variable dite d'accompagnement.

I.8.2.1 Combinaisons à considérer pour l'ELU

✓ **Situations durable** :(vis a vis des états limites de résistances et de service)

$$1.35 * G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{oi} * Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3, 21).}$$

$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{q1} = 1.5 \rightarrow \text{cas général.} \\ \gamma_{q1} = 1.35 \rightarrow \text{cas température ; charges routières, bâtiments agricoles à faible Densité d'occupation humaine.} \end{array} \right.$

ψ_{oi} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$\left\{ \begin{array}{l} \psi_0 = 0.77 \rightarrow \text{vent, neige} \quad \text{BAEL91 (Article D.1.2, 3).} \\ \psi_0 = 0.6 \rightarrow \text{variation uniforme de la température} \end{array} \right.$

✓ **Situation accidentelle** : $G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} * Q_i + \sum \psi_{2i} * Q_i$

F_A : valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1,i} * Q_i$: valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_1 = 0.2 \rightarrow \text{vent.} \\ \Psi_1 = 0.15 \rightarrow \text{neige pour altitude } < 500\text{m.} \\ \Psi_1 = 0.3 \rightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \\ \Psi_1 = 0.50 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$

 $\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude } \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \rightarrow \text{neige pour altitude } > 500\text{m.} \end{array} \right.$

I.8.2.2 Combinaison d'action à considérer à l'E.L.S

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} * Q_i \quad \text{BAEL91 (Article A.3.3.3).}$$

I.8.2.3 Combinaisons d'action donnée par le RPA 99

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

$$\text{- Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 \times G \pm E \\ G + Q \pm 1.2 \times E \text{ uniquement pour les poteaux dans les} \\ \text{constructions auto-stable.} \end{cases}$$

I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux**I.9.1 Béton**

Le béton est un matériau composite hétérogène, constitué de granulats, de sable, un liant hydraulique et de l'eau de gâchage. A ces composants s'ajoutent parfois des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau. Des éléments encore plus fins sont aussi introduits pour améliorer la compacité des bétons.

I.9.1.1 Les constituants du béton

- **Le ciment** : c'est le liant du béton. Il résulte du broyage et de l'homogénéisation de divers constituants dont le plus spécifique est le clinker. Le choix du ciment pour un ouvrage est en fonction de la résistance mécanique recherchée.
- **L'eau**: L'eau doit être saine et dépourvue d'éléments corrosifs, ainsi une attention particulière est à observer pour le dosage en eau qui doit respecter le rapport $E/C \approx 0.45$
- **Les granulats** : ils sont constitués de différents grains minéraux, naturels ou artificiels, dont les caractéristiques influencent la qualité des bétons. Ils représentent le 2/3 du volume du béton.
- **Adjuvants** : ce sont des produits dont l'incorporation à faibles doses, au moment du malaxage ou avant la mise en œuvre, modifie certaines propriétés du béton, mortier ou coulis, à l'état frais ou durci. Ils permettent de jouer sur les performances du béton en améliorant les conditions de sa mise en œuvre, sa résistance ou sa durabilité.

I.9.1.2 Résistance caractéristique du béton

- Résistance à la compression f_{cj} :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité (f_{c28}).

Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par les formules suivantes :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 + 0.83 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (} j \leq 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa (} j > 28 \text{ jours) BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j , on a :

$$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$$

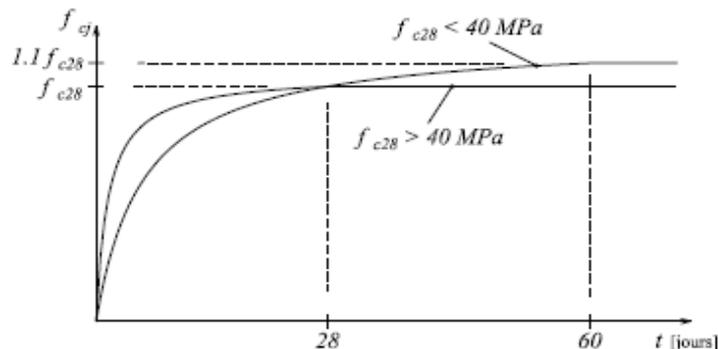


Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

- Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa). Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa.}$$

- Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton : module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

Module de déformation instantanée : **CBA93 Art (A.2.1.2 .1)**

$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$; dû aux contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures.

❖ Module de déformation différée : **CBA93 Art (A.2.1.2 .2).**

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \text{ (Mpa)}$$

f_{cj} (Mpa)	25	30	40	50	60
E_{ij} (Mpa)	3264,20	34180	37620	40524,35	43063,54
E_{vj} (Mpa)	10819	11497	12654	13631	14485

Tableau I.1 : Les valeurs d' E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj} .

- **Coefficient de Poisson:**

C'est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales.

ELU : $\nu = 0$ CBA93 (Article A.2.1.3)

ELS : $\nu = 0,2$

- **Module de déformation transversale du béton**

Le module de déformation G est donné par :

$$G = \frac{E}{2 * (\nu + 1)} \quad \text{Avec E : module de Young}$$

ν : coefficient de poisson

$$\nu = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation logitudinale}}$$

Les contraintes de calcul limites du béton

- **Contraintes limites de compression à L'ELU**

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

0,85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charges de longue durée. :

$$\text{Coefficient de sécurité pour le béton tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1.15 \longrightarrow & \text{Situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \longrightarrow & \text{Situation courant} \end{cases}$$

$$\theta: \text{Coefficient d'application de charge : } \begin{cases} \theta = 1 & \text{si } t > 24h \\ \theta = 0.9 & \text{si } 1h < t < 24h \\ \theta = 0.85 & \text{si } t < 1h \end{cases}$$

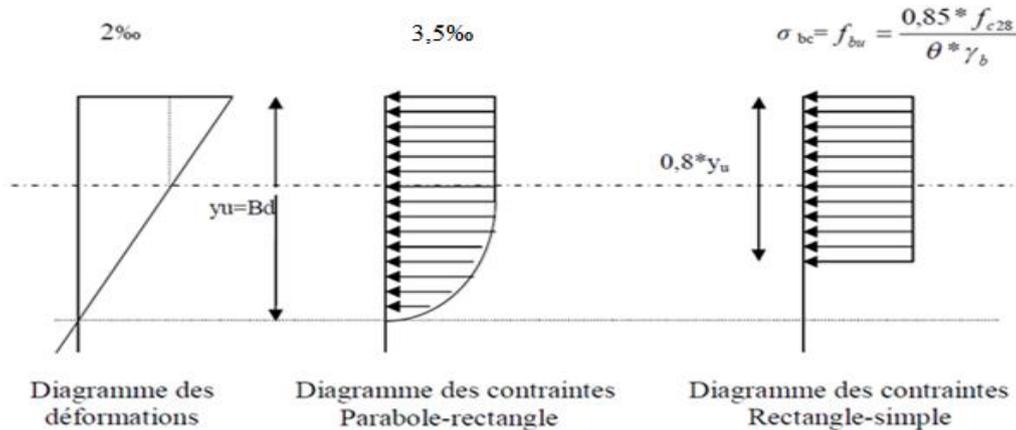


Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion)

- **La contrainte de compression à l'ELS**

Pour: $f_{c28} = 25\text{MPa}$ la contrainte admissible est donnée par l'expression suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2)}$$

- **La contrainte ultime de cisaillement du béton**

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

$$\bar{\tau} = \min (0,20 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \text{ cas normal (fissuration peu nuisible).}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,15 f_{c28} / \gamma_b, 5\text{MPa}) \text{ cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

Dans notre cas on a $f_{c28} = 25\text{MPa}$ donc :

$$\bar{\tau} = 3,3\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\tau} = 2,5\text{MPa} \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

➤ **Diagramme de contrainte de déformation**

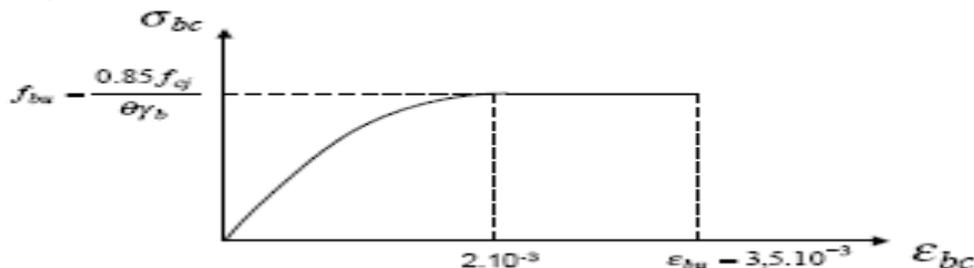


Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations du béton

Le diagramme parabole rectangle de la figure 1.4 est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

- 2‰ en compression simple ou flexion composée avec compression.
- 3,5‰ en flexion simple ou composée.

Pour : $0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰}$ $\sigma_{bc} = 0,25.f_{bc} .103. \varepsilon_{bc} (4-103.\varepsilon_{bc})$
 $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰}$ $\sigma_{bc}=f_{bu}$ tel que $\sigma_{bc} =f_{bu}=0.85 f_{c28} / \theta$

I.9.2 Acier

L’acier est un alliage minéral de fer et de carbone en faible pourcentage. Son rôle est d’absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d’aciers :

- Aciers doux ou mi-durs avec une teneur en carbone de 0.15 à 0.25 %.
- Aciers durs avec une teneur en carbone de 0.25 à 0.40 %.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e et leur module d’élasticité E .

Le tableau suivant donne quelques exemples d’aciers et leurs caractéristiques :

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement a la rupture
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Trellis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I.2: Caractéristiques des aciers utilisés

Selon le RPA99 (Article 7.2.2), les armatures longitudinales doivent être : de haute adhérence avec $f_e \sim 500\text{MPa}$. L’allongement total relatif sous charge maximale doit être supérieur ou égale à 5% Dans notre ouvrage en utilise :

- L’acier a haute adhérence (HA) : FeE400 pour les armatures longitudinales.
- L’acier rond lisse (RL) : FeE235 pour les étriers, cadres et épingles...etc.
- L’acier treilles soudé (TS) : FeE500 pour la dalle de compression.

➤ **Caractéristiques mécaniques des aciers**

• **A l’ELU**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{Pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \leq 100/00$$

$$\sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \quad \text{Pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se}$$

Avec $\epsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$

Tel que : $\begin{cases} \gamma_s = 1,15 \text{ pour situation durable} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \end{cases}$

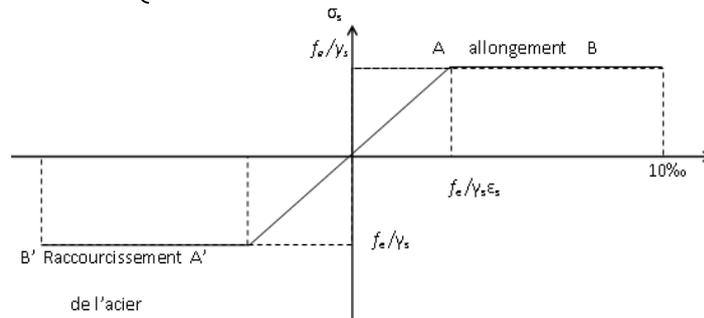


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier

• A L'ELS

La valeur de σ_s est donnée en fonction de la fissuration

- Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.
- Fissuration nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [(2/3) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta^* f_{ij}}] \quad \text{BAEL91 (article A.4.5.32).}$$

- Fissuration très nuisible :

$$\bar{\sigma}_s = \min [0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta^* f_{ij}}] \quad \text{BAEL91 (article A.4.5.32).}$$

Avec η coefficient de fissuration : $\eta = \begin{cases} 1.3 \text{ Pour les HA de } \varnothing < 6\text{mm} \\ 1 \text{ pour les ronds lisses.} \\ 1.6 \text{ Pour les HA.} \end{cases}$

I.9 Conclusion

La faible résistance du béton à la traction par rapport à sa résistance à la compression conduit tout naturellement à chaîner, c'est-à-dire à lier les éléments par des barres d'acier. Mais la présence d'armatures dans un béton ne suffit pas à en faire un béton armé. En effet, celui-ci doit présenter une organisation structurale spécifique résultant de la bonne composition et des caractéristiques du béton ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Les matériaux ainsi adoptés pour la réalisation de notre structure sont :

Un béton ayant 25MPa de résistance caractéristique à la compression à 28 jours et des aciers de nuance FeE400 ayant 400MPa de résistance à la traction.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction

Le pré dimensionnement des éléments à pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant les règlements RPA99 Version2003 et C.B.A 93.cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

II.2 Pré dimensionnement des éléments

II.2.1 Les planchers a corps creux

Le plancher à corps creux est parmi les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment. Il est composé de poutrelles, du l'hourdis et de dalle de compression.

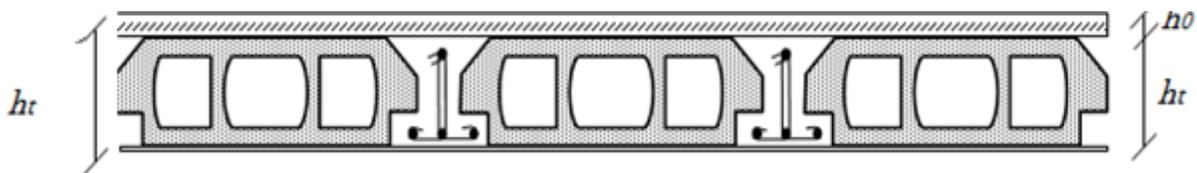


Figure II.1 : Coupe transversal sur un plancher à cors creux.

Avec : $h_t = h + h_0$: hauteur total du plancher.

h_0 : hauteur de dalle de compression.

h : hauteur de l'hourdis.

La hauteur totale du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \quad \text{CBA93 (art 6.8.4.2.4).}$$

Avec L : la distance maximal entre nue d'appuis de deux poutres (selon la disposition des poutrelles).

$$L = 490 - 30 = 460 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{460}{22.5} = 20.4 \text{ cm}$$

Donc nous adoptons l'épaisseur suivante : $h_t = 24 \text{ cm}$.

- Hauteur de corps creux : $h = 20 \text{ cm}$.
- Hauteur de dalle de compression : $h_0 = 4 \text{ cm}$.

II.2.2 Les poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité.

Dans notre cas le choix est fait selon le 2^{ème} critère (continuité).

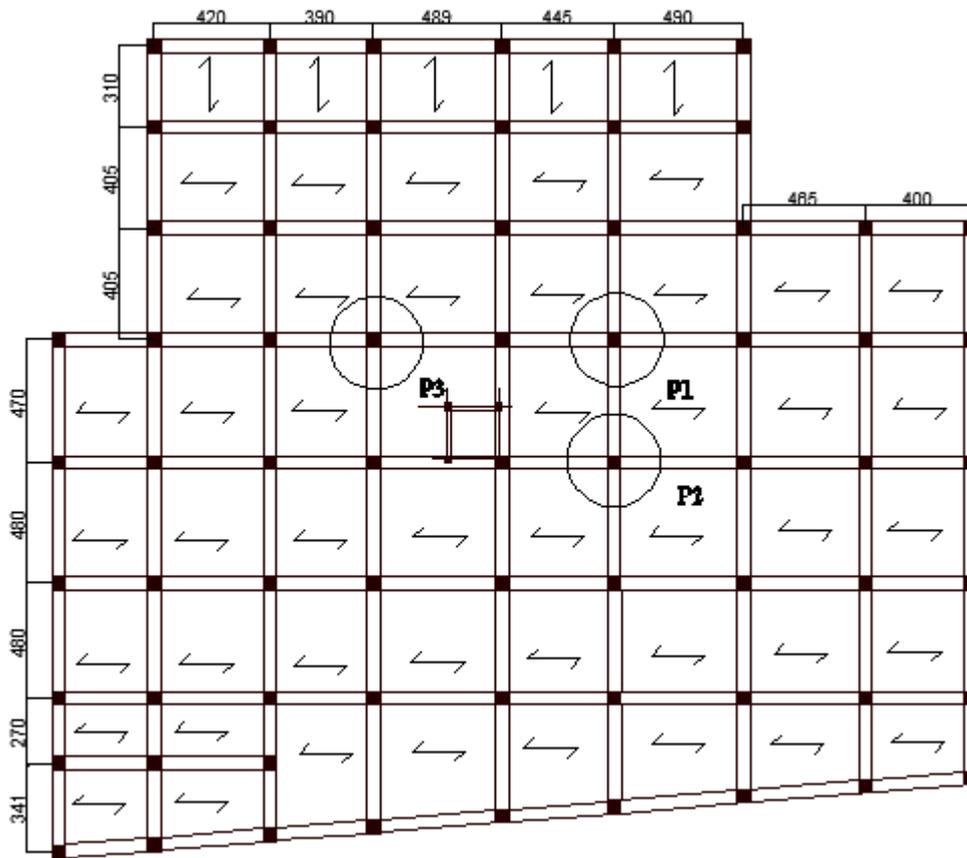


Figure II.2 : Disposition des poutrelles

Elle se calcule comme une section en T. La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right).$$

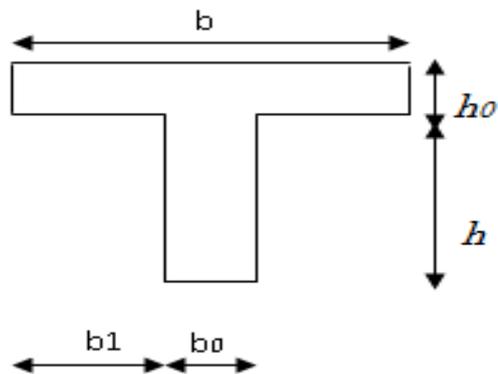


Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.

Avec : L_x : représente la distance entre poutrelles ($L_x = 55\text{cm}$).

L_y : représente la distance entre nus d'appuis des poutres secondaires ($L_y=460\text{ cm}$).

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times ht \Rightarrow b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) = 12 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) = \min(27.5; 46) = 27.5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = (2 \times 27.5) + 10 = 65 \text{ cm.}$$

II.2.3. Pré dimensionnement des dalles pleines

Une dalle est un élément horizontal, d'épaisseurs e. On désigne par lx la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

a) Critère de résistance

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \text{ Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis avec } \rho \leq 0.4.$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \text{ Pour une dalle sur un seul appui ou deux appuis parallèles.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \text{ Pour une dalle sur 2 appuis perpendiculaires ou 4 appuis et 3 appuis avec :}$$

$$\rho > 0.4 \text{ Avec : } \rho = L_x/L_y$$

b) Critère de coupe-feu

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

$$e \geq 11\text{cm} \text{ pour deux heures de coupe-feu. (CBA93)}$$

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

Avec : e= épaisseur de la dalle.

c) 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

Notre projet comporte trois types de dalle pleine :

➤ **Dalle sur un seul appui**

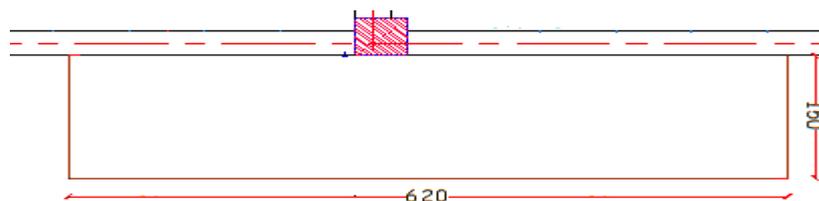


Figure II.4 : Dalle sur un seul appui

$$\rho = \frac{150}{620} = 0.241 < 0.4.$$

$$e \geq \frac{150}{20} = 7.5 \text{ cm.}$$

➤ Dalle sur deux appuis

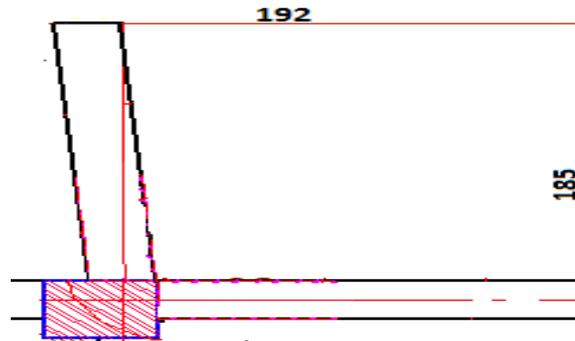


Figure II.5 : Dalle sur un deux appuis

$$\rho = \frac{185}{192} = 0.963 > 0.4.$$

$$\frac{185}{35} \leq e \leq \frac{185}{30} \Rightarrow 5.28 \leq e \leq 6.16 \text{ cm.}$$

➤ Dalle sur quatre appuis

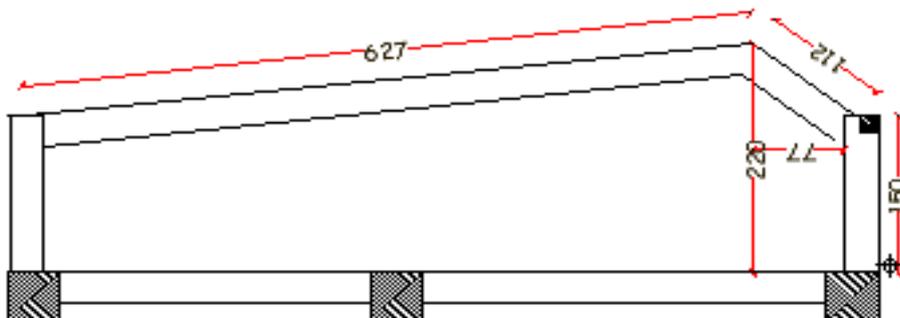


Figure II.6: Dalle sur quatre appuis.

$$\rho = \frac{220}{685} = 0.321 < 0.4.$$

$$\frac{220}{35} \leq e \leq \frac{220}{30} \Rightarrow 6.28 \leq e \leq 7.33 \text{ cm.}$$

➤ Dalle sur quatre appuis (cage ascenseur)

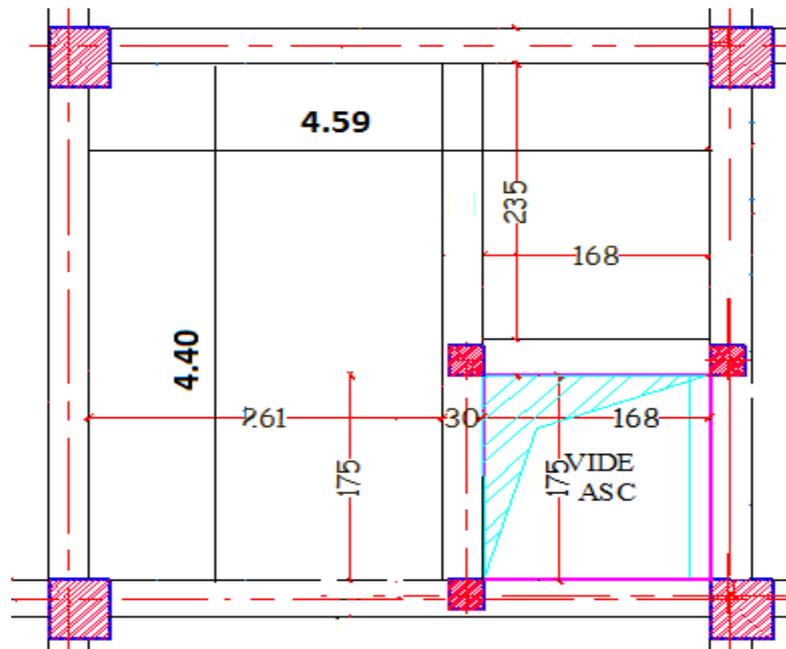


Figure II.7 : Dalle sur quatre appuis

$$\rho = \frac{440}{459} = 0.95 > 0.4.$$

$$\frac{440}{45} \leq e \leq \frac{440}{40} \Rightarrow 9.77 \leq e \leq 11 \text{ cm.}$$

D'après le CBA93 $\Rightarrow e \geq 13 \text{ cm}$ donc on opte pour $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.4 Pré dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments porteurs en béton armé à ligne moyen rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On a deux types (Poutres principales ; Poutres secondaires).

II.2.4.1. Les poutres principales

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche qui est :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \text{(BAEL91).}$$

L_{max} : Portée maximale entre nus d'appuis de deux poutres principales.

$$L_{max} = 480 - 30 = 450 \text{ cm.}$$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \Rightarrow 30 \leq h \leq 45 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h = 45 \text{ cm.}$$

Pour la largeur (b) :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{(BAEL 91)}$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}.$$

Soit : $b=30\text{ cm}$.

- Vérifications :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} \\ h / b \leq 4. \end{array} \right.$$

Sachant que :

b : largeur de la poutre. h : hauteur de la poutre.

Soit : $h = 45\text{ cm}$ et $b = 30\text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm}. \\ h = 40\text{cm} > 30\text{ cm} . \dots\dots\dots \text{Verifiée} \\ h / b = 1.5 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres principales une section rectangulaire de :

$$(b \times h) = (45 \times 30) \text{ cm}^2.$$

II.2.4.2 Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, on détermine leurs hauteurs avec la condition de flèche :

$$L_{\max} = 490 - 30 = 460 \text{ cm}.$$

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.7 \leq h \leq 46 \text{ cm} \quad \text{Soit : } h=40 \text{ cm}.$$

Pour la largeur (b) :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \quad \text{(BAEL 91)}$$

$$12\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}.$$

Soit : $b=30\text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b= 30\text{cm} > 20\text{cm}. \\ h= 35\text{cm} > 30 \text{ cm} . \dots\dots\dots \text{verifier} \\ h / b= 1.34 \leq 4 \end{array} \right.$$

Donc on adopte pour les poutres secondaires une section rectangulaire de :

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

II.2.5 Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l’ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante.

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa.

- Stabilité de forme (flambement) :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \qquad \text{CBA 93 (Art B.8.2.1).}$$

B_r : Section réduite du béton.

A_s :Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers.

N_u : l’effort normal de compression à l’ELU.

α : Coefficient en fonction de l’élancement λ .

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

On calcule l’élancement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$.

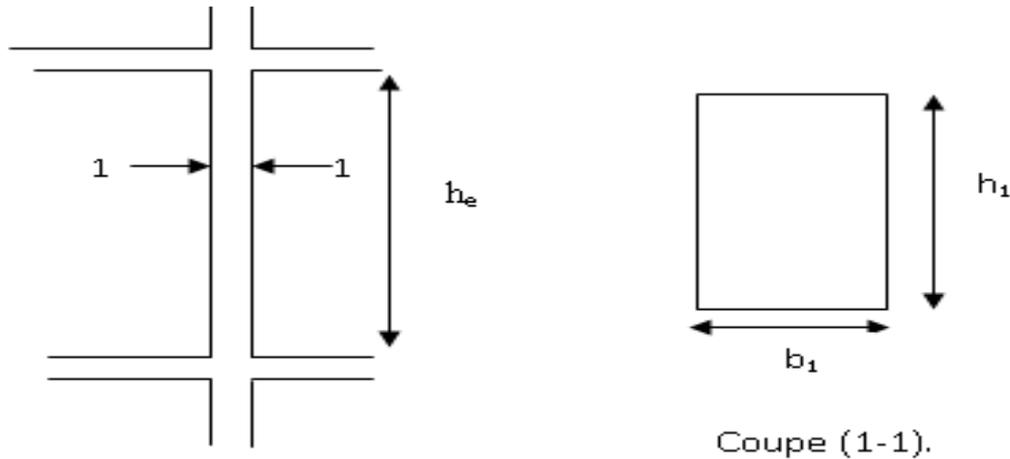


Figure II.8: Hauteur libre d'étage.

- Résistance à la compression :

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA2003 (Version2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
- $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

$h_e = 4.30 \text{ m}$ pour le sous-sol.

$h_e = 4.08 \text{ m}$ pour le RDC.

$h_e = 3.06 \text{ m}$ pour l'étage courant.

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- Sous-sol et RDC : $50 \times 50 \text{ cm}^2$.
- Etage 01,02 : $50 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Etage 03,04 : $45 \times 45 \text{ cm}^2$.
- Etage 05,06 : $45 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Etage 07,08 : $40 \times 40 \text{ cm}^2$.
- Terrasse inaccessible $40 \times 35 \text{ cm}^2$.

II.2.6 Pré dimensionnement des voiles :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2). **RPA99 (Art 7.7.1).**
- $L \geq 4 e$ (3).

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$ (m)
Sous-sol	4.10	0.20
RDC	4.08	0.193
Etage courant	3.06	0.141

Tableau II.1: Pré dimensionnement des voiles.

On opte pour une épaisseur de 20cm pour tous les niveaux. Cette épaisseur vérifie toutes les conditions précédemment énoncées.

II.2.7 Pré dimensionnement des escaliers

L'escalier est un élément d'ouvrage permettant de passer à pied d'un étage de bâtiment à un autre. L'escalier est composé d'une succession régulière de plans horizontaux, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place. Les différents éléments constituant un escalier sont :

H₀ : Hauteur d'une volée.

L₀ : Longueur totale d'escalier.

g : Le giron.

h : Hauteur de la contre marche.

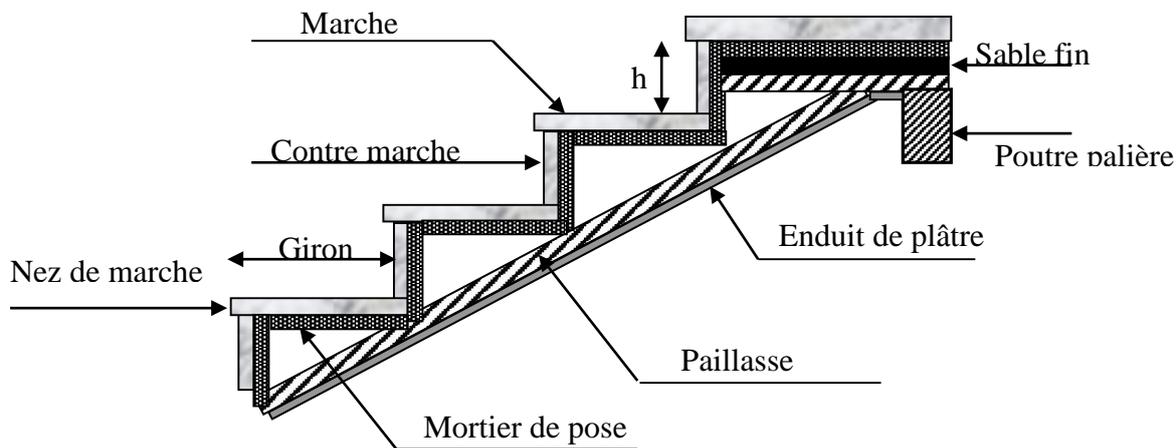


Figure II.9: Détail d'un escalier

Dans notre projet on a deux types d'escaliers :

- 1^{er} type : (tout le bâtiment), escalier à deux volées et un palier de repos.
- 2^{ème} type (RDC → 1^{er} étage), escalier à trois volées et deux paliers de repos.

❖ 1^{er} type :

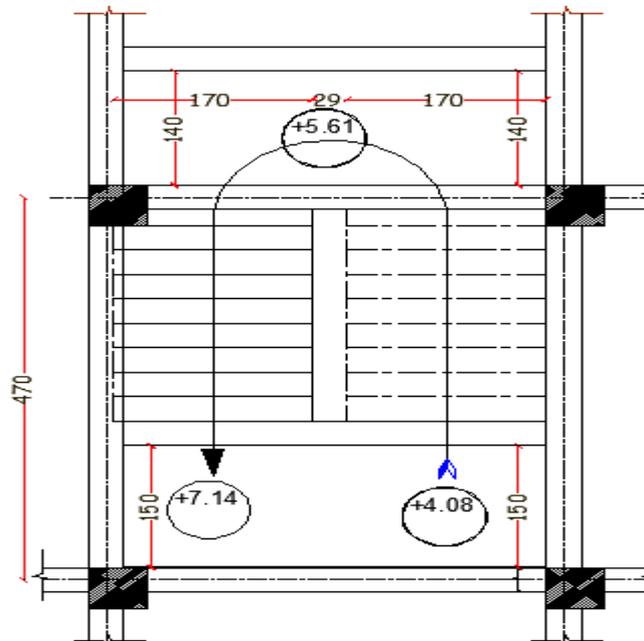


Figure II.10: Détail d'un escalier a deux volées

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

- La hauteur h des contre marches se situe entre 1 et 18 cm.
- La largeur g se situe entre 25 et 32 cm.

Pour déterminer « g et h » on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

$$60 \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm.}$$

Avec: $g = \frac{L0}{n-1}$ et $h = \frac{h0}{n}$

- n : Nombre de contre marche.
- $n-1$: Nombre de marches.

On a : $64n^2 - (64 + 2H + L0)n + 2H = 0.$

$$64n^2 - (64 + 2 \times 153 + 240)n + 2 \times 153 = 0.$$

- Nombre de contre marche : $n=9.$
- Nombre de marche : $n-1=8.$

- Calcul du giron (g) et la hauteur (h)

$$g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm.} \quad ; \quad h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \Rightarrow 60 \leq 64 \leq 65 \text{ cm.}$$

L'épaisseur de la paillasse e est donnée par :

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

$$L = L_v + L_p.$$

L_p : Longueur du palier.

L_v : Longueur de la volée.

$$\text{Avec : } \sin \alpha = \frac{h_0}{L_v} \Rightarrow L_v = \frac{h_0}{\sin \alpha}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{1.53}{2.40} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

$$L_v = \frac{1.53}{\sin(32.51)} = 2.92 \text{ m.}$$

$$L = 2.92 + 1.40 = 4.32 \text{ m.}$$

$$14.4 \leq e \leq 21.6 \text{ cm} \Rightarrow e = 15 \text{ cm.}$$

❖ 2^{ème} Type :

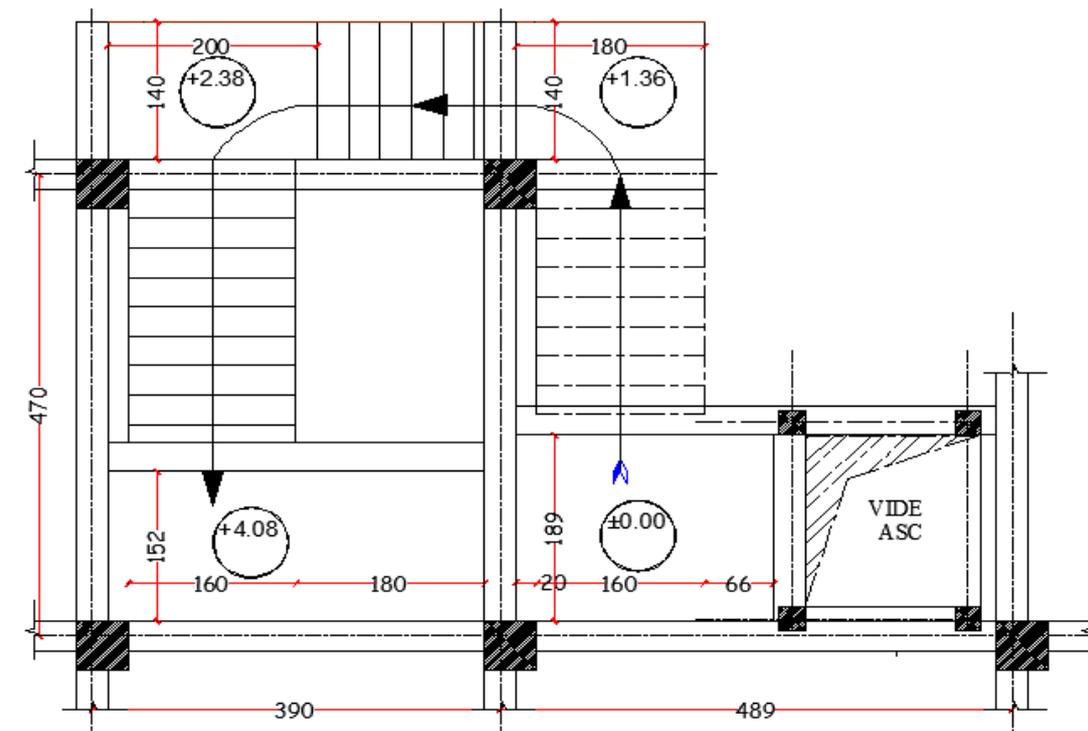


Figure II.11: Détail d'un escalier a trois volées

Volée	H(cm)	h(cm)	n	g(cm)	L_0 (cm)	L_v (cm)	L_p (cm)	L(cm)	α (°)	e(cm)
1	136	17	8	30	210	250	140	390	32.92	15
2	102	17	6	30	150	182	200	382	34.21	15
3	170	17	10	30	270	319	152	471	32.2	15

Tableau II.2 : Pré dimensionnement d’escaliers type 2

II.2.8 Pré dimensionnement de l’ascenseur

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

Elle se constitue d’une cabine, qui se déplace le long d’une glissière verticale dans l’ascenseur muni d’un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L’ascenseur qu’on étudie conçu est pour 08 personnes.

Les caractéristiques

- $V=1\text{m/s}$ → vitesse de levage.
- $P_m = 15\text{KN}$: charge due à la salle de machine.
- $D_m = 82\text{ KN}$: charge due au poids propre de là l’ascenseur.
- $F_c = 102\text{ KN}$: charge due à la rupture des câbles.
- Course maximale = 28.56 m.
- $B_s * T_s = 3.13 * 3.13$: dimensions de la gaine.
- Poids de 08 personnes = 630 kg.
- $P = 1500 + 8200 + 630 = 103,3\text{ KN}$.

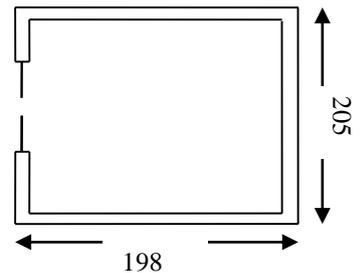


Figure II.12: Cage de l’ascenseur

On prend : $e= 15\text{ cm}$ c’est l’épaisseur minimal exigée par le RPA99/2003.

II.2.9 Pré dimensionnement de l’acrotère

L’acrotère est en béton armé. Il est schématisé dans la figure ci-contre :

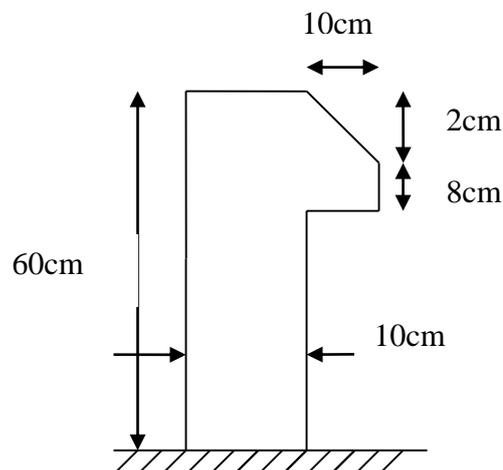


Figure II.13: L’acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G Total (KN/ml)
60	10	0.069	1.725	0.16	2

Tableau II. 3 : Charge permanente revenant à l’acrotère.

La charge totale estimée est : $G = 2 \text{ KN/ml}$.

La charge d’exploitation est : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$ DTR B.C.2.2.

II.3 Evaluations des charges et surcharges

II.3.1 Evaluations des charges sur les planchers

Terrasse inaccessible		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Protection en gravillons roulés	0.04	0.80
Étanchéité multicouches	0.02	0.12
Forme de pente	0.10	2.20
Isolation en liège	0.04	0.03
Papier Kraft	/	0.05
Pare vapeur	0.01	0.06
Film en polyane	/	0.01
Plancher en corps creux	0.24	3.10
Enduit de ciment	0.15	0.27
Enduit en plâtre	0.02	0.20
	G total	6.84
	Q terras inaccessible	1

Tableau II.4: Evaluation des Charges de la terrasse inaccessible

Terrasse accessible		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)
Revêtement de carrelage	0.02	0.40
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Étanchéité multicouche	0.02	0.12
Forme de pente	0.1	2.20
Isolation thermique	0.015	0.27
Plancher en corps creux	0.24	3.10
Enduit de ciment	0.15	0.27
Enduit en plâtre	0.02	0.20
	G total	7.05
	Q terras accessible	1.5

Tableau II.5 : Evaluation des Charges de la terrasse accessible.

Plancher étage courant		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Plancher en corps creux	0.24	3.10
Enduit en plâtre	0.02	0.20
Cloisons de séparation	0.10	1
	G total	5.68
	Q habitation	1.5
	Q commerces	5

Tableau II.6 : Evaluation des Charges de plancher corps creux (étage courant)

Balcons		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.03	0.54
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit de ciment	0.02	0.36
	G total	5.49
	Q balcon	3.5

Tableau II.7 : Evaluation des Charges des balcons

II.3.2 Evaluations des charges sur les murs

Cloisons doubles		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Enduit de ciment	0.02	0.36
Brique creuse	0.15	1.35
Lame d'air	0.10	/
Brique creuse	0.10	0.90
Enduit de plâtre	0.02	0.20
	G total	2.81

Tableau II.8 : Evaluation des Charges des cloisons doubles

II.3.3 Evaluation des charges sur les escaliers :

1) Charger sur les volées

Volées		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	0.40
Revêtement en carrelage vertical	0.02	0.22
Mortier de pose horizontal	0.02	0.40
Mortier de pose vertical	0.02	0.22
Marches	17/2	1.95
Paillasse	0.15/cos 34.21	4.53
Sable de pose	0.03	0.54
Enduit en ciment	0.02/cos 34.21	0.43
	G total	8.69
	Q escalier	2.5

Tableau II.9: Evaluation des Charges de la volée

2) Charger sur les paliers

Palier		
Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m²)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44
Mortier de pose	0.02	0.40
Lit de sable	0.02	0.36
Dalle pleine	0.15	3.75
Enduit en ciment	0.02	0.36
	G total	5.31
	Q escalier	2.5

Tableau II.10 : Evaluation des Charges de palier

II.4 Descente de charges

La descente de charges a pour objectif d'étudier le transfert des charges dans la structure. L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure depuis le haut jusqu'aux fondations.

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments porteurs voir dans certains cas, de modifier la structure. La descente de charges va se faire pour les poteaux P1, P2 et P3 car ce sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables

Dans notre cas les charges appliquées sur les différents niveaux ne sont pas identiques donc on applique la loi de dégression comme suit :

Plancher terrasse 1 : Q_0

Plancher terrasse 2 : $Q_0 + Q_1$

Etage 8 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$

Etage 7 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Etage 6 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Etage 5 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

Etage 4 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

Etage 3 : $Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Etage 2 : $Q_0 + 0.68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

Etage 1 : $Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)$

Etage RDC : $(Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9)) + Q_{\text{commerce}}$

II.4.1. Descente de charge pour le poteau de rive P1

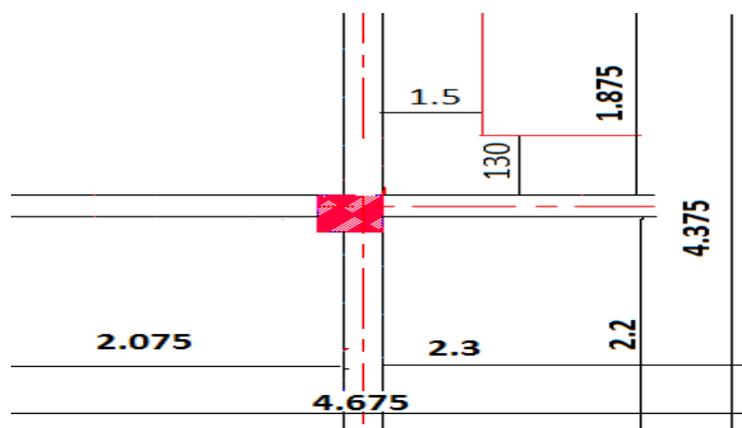


Figure II.14: Poteaux de rive P1

Surface afférentes:

$$S_1 = (0.575 \times 1.5) + (1.3 \times 2.3) = 3.852 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.2 \times 2.3 = 5.06 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 2.2 \times 2.075 = 4.565 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1.8765 \times 2.075 = 3.89 \text{ m}^2$$

$$S_T = 17.367 \text{ m}^2$$

$$S_T \text{ avec poutres} = 20.453 \text{ m}^2$$

Exemple de calcul sous 8^{ème} étage :

$$G_{\text{ poteaux}} = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutres principales}} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 3.975 = 13.415 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutres secondaires}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.275 = 12.825 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ planchers}} = (4.565 \times 5.68) + (12.802 \times 7.05) = 116.183 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ total}} = 12.24 + 13.415 + 12.825 + 116.183 = 154.663 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ planchers}} = (13.515 \times 1.5) + (3.852 \times 3.5) = 33.754 \text{ KN}$$

Niveaux	Q cumulée [KN]	G [KN]	Nu= (1.35G+1.5Q) [KN]	1.1 Nu [KN]
Sous la terrasse	20,453	176,999	269,62815	296,590965
Sous le 8 ^{ème} étage	54,2075	154,663	529,05495	581,960445
Sous le 7 ^{ème} étage	84,58655	136,392	758,752725	834,6279975
Sous le 6 ^{ème} étage	111,59015	137,753	985,224675	1083,747143
Sous le 5 ^{ème} étage	135,2183	137,753	1206,63345	1327,296795
Sous le 4 ^{ème} étage	155,471	139,325	1425,10125	1567,611375
Sous le 3 ^{ème} étage	172,348	139,325	1638,505875	1802,356463
Sous le 2 ^{ème} étage	188,212	140,877	1852,486748	2037,735422
Sous le 1 ^{er} étage	204,077	140,877	2066,46762	2273,114382
Sous le RDC	220,954	149,015	2292,953745	2522,24912
Sous-sol	320,181	153,738	2649,340688	2914,274756

Tableau II.11 : Descente de charge pour le poteau P1

II.4.2 Descente de charger pour le poteau central P2

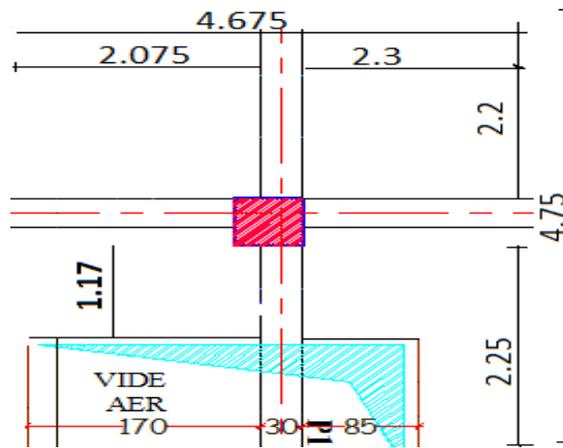


Figure II.15 : Poteaux central P2

- Surface afférentes:

$$S1 = 2.2 \times 2.3 = 5.06 \text{ m}^2$$

$$S2 = 2.2 \times 2.075 = 4.565 \text{ m}^2$$

$$S3 = (0.375 \times 2.25) + (1.989) = 2.932 \text{ m}^2$$

$$S4 = 0.994 + 3.262 = 4.256 \text{ m}^2$$

$$S_T = 16.713 \text{ m}^2$$

$$S_T \text{ avec poutres} = 19.122 \text{ m}^2$$

Exemple de calcul sous 8^{eme} étage :

$$G_{\text{ poteaux}} = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = \mathbf{12.24 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{ poutres principales}} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 4.35 = \mathbf{14.681 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{ poutres secondaires}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 4.275 = \mathbf{12.825 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{ planchers}} = (7.397 \times 5.68) + (9.316 \times 7.05) = \mathbf{107.691 \text{ KN}}$$

$$G_{\text{ total}} = 12.24 + 14.681 + 12.825 + 107.691 = \mathbf{147.437 \text{ KN}}$$

$$Q_{\text{ planchers}} = (13.515 \times 1.5) + (3.852 \times 3.5) = \mathbf{33.754 \text{ KN}}$$

Niveaux	Q cumulée [KN]	G [KN]	Nu= (1.35G+1.5Q) [KN]	1.1 Nu [KN]
Sous la terrasse	19,128	114,316	183,0186	201,32046
Sous le 8 ^{ème} étage	44,1975	147,437	419,6628	461,62908
Sous le 7 ^{ème} étage	66,76005	134,675	635,317875	698,8496625
Sous le 6 ^{ème} étage	86,81565	136,036	849,049875	933,9548625
Sous le 5 ^{ème} étage	104,3643	136,036	1059,02145	1164,923595
Sous le 4 ^{ème} étage	119,406	137,607	1267,35345	1394,088795
Sous le 3 ^{ème} étage	131,94075	137,607	1471,925025	1619,117528
Sous le 2 ^{ème} étage	143,723415	139,16	1677,465023	1845,211525
Sous le 1 ^{er} étage	155,50608	139,16	1883,00502	2071,305522
Sous le RDC	168,04083	147,297	2100,658095	2310,723905
Sous-sol	249,349575	148,672	2423,328413	2665,661254

Tableau II.12 : Descente de charge pour le poteau P2

II4.3.Descente de charger pour le poteau P3

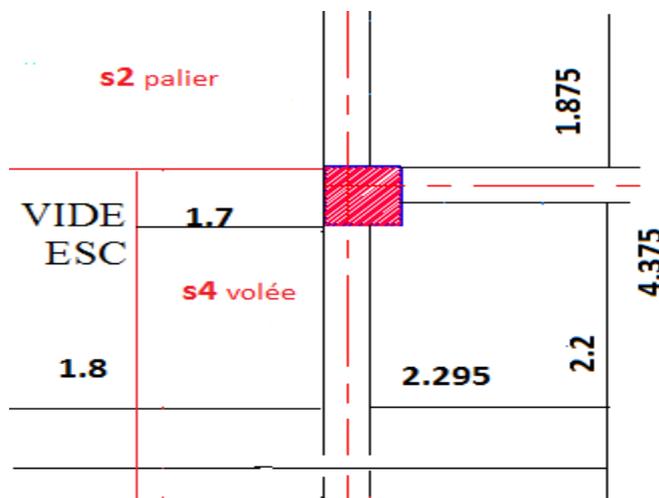


Figure II.16: Poteaux escaliers P3

- Surface afférentes:

$$S1 = 1.875 \times 2.295 = 4.303 \text{ m}^2$$

$$S2 = 1.8 \times 1.875 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$S3 = 2.2 \times 2.195 = 4.829 \text{ m}^2$$

$$S4 = 1.8 \times 2.2 = 3.96 \text{ m}^2$$

$$S_T = 16.467 \text{ m}^2$$

$$S_T \text{ avec poutres} = 19.228 \text{ m}^2$$

Exemple de calcul sous 8^{ème} étage :

$$G_{\text{ poteaux}} = 0.4 \times 0.4 \times 25 \times 3.06 = 12.24 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutres principales}} = 0.30 \times 0.45 \times 25 \times 3.975 = 13.415 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ poutres secondaires}} = 0.3 \times 0.4 \times 25 \times 3.995 = 11.985 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ palier}} = (1.4 \times 1.8) \times 5.31 = 13.381 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ volée}} = (1.7 \times 2.2) \times 8.69 = 32.50 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ cloison-double}} = (2.295 \times 0.25) \times 2.81 = 2.876 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ plancher}} = (9.352 + 0.855) \times 5.68 = 57.975 \text{ KN}$$

$$G_{\text{ total}} = 12.24 + 13.415 + 11.985 + 13.381 + 32.5 + 57.975 + 2.876 = 144.306 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{ planchers}} = (10.207 \times 1.5) + (6.25 \times 2.5) = 30.935 \text{ KN}$$

Niveaux	Q cumulée [KN]	G [KN]	Nu= (1.35G+1.5Q) [KN]	1.1 Nu [KN]
Sous la terrasse 2	19,228	167,78	255,345	280,8795
Sous le 8 ^{ème} étage	50,1885	144,306	496,59885	546,258735
Sous le 7 ^{ème} étage	78,05295	144,306	733,208625	806,5294875
Sous le 6 ^{ème} étage	102,82135	145,667	967,011675	1063,712843
Sous le 5 ^{ème} étage	124,4937	145,667	1196,17065	1315,787715
Sous le 4 ^{ème} étage	143,07	147,239	1422,80775	1565,088525
Sous le 3 ^{ème} étage	158,55025	147,239	1644,800775	1809,280853
Sous le 2 ^{ème} étage	173,101685	148,791	1867,495778	2054,245355
Sous le 1 ^{er} étage	187,65312	148,791	2090,19078	2299,209858
Sous le RDC	207,29137	156,791	2331,316005	2564,447606
Sous-sol	300,581925	147,98	2671,024838	2938,127321

Tableau II.13 : descente de charge pour le poteau P3

II.5 Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau P3) :

II.5.1 Vérification de la résistance :

$$Nu = 2671.024 \text{ KN.}$$

Le CBA 93 préconise de majorer Nu de 10 % (*art B 8.1.1*) donc on aura :

$$P_u = 1.1 \times N_u = 2938.127 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{P_u}{b \times h} = \frac{2938.127 \times 10^3}{0.5 \times 0.5} = 11.752 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ MPA}$$

Avec : $\theta = 1$ pour une durée d'application de la charge supérieur à 24h, c'est le cas courant.

Et : $\gamma = 1,5$ pour la situation courante.

$\sigma \leq \sigma_{adm}$: D'où la résistants est vérifiée.

Le tableau suivant résume la vérification de la résistance pour les poteaux de tous les niveaux :

Etage	Effort majeure 10 ⁻³ (MPA)	Section (cm ²)	σ (MPA)	σ_{adm} (MPA)	vérification
Terrasse	0,2808795	40 x 35	2,006282143	14,2	Vérifiée
8	0,546258735	40 x 40	3,414117094	14,2	Vérifiée
7	0,806529488	40 x 40	5,040809297	14,2	Vérifiée
6	1,063712843	45 x 40	5,909515792	14,2	Vérifiée
5	1,315787715	45 x 40	7,30993175	14,2	Vérifiée
4	1,565088525	45x 45	7,728832222	14,2	Vérifiée
3	1,809280853	45 x 45	8,934720259	14,2	Vérifiée
2	2,054245355	50 x 45	9,129979357	14,2	Vérifiée
1	2,299209858	50 x 45	10,21871048	14,2	Vérifiée
RDC	2,564447606	50 x 50	10,25779042	14,2	Vérifiée
Sous-sol	2,938127321	50 x 50	11,75250929	14,2	Vérifiée

Tableaux II.14 : Efforts normaux sur le poteau choisis à différents niveaux

II.5.2 Vérification du flambement :

D'après le (CBA 93), on doit faire vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Br : section réduit du béton

As : section des armatures

γ_b : coefficient de sécurité de béton

γ_s : coefficient de sécurité des acier

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50. \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

α : coefficient en fonction de l'élanement λ .

On calcule l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : Moment d'inertie : $I = \frac{b_1 \times h_1^3}{12}$

➤ **Vérification de poteaux de Sous-sol :**

$$L_f = 0.7 \times L_0 = 0.7 \times 4.06 = \mathbf{2.842 \text{ m}}$$

$$B = b_1 \times h_1 = 0.50 \times 0.50 = \mathbf{0.250 \text{ m}^2}$$

$$I = b_1 \times h_1^3 / 12 = 0.5 \times 0.5^3 / 12 = \mathbf{5.208 \times 10^{-3} \text{ m}^4}$$

$$i = \sqrt{I / B} = \sqrt{3.03 \times 10^{-3} / 0.18} = \mathbf{0,1443 \text{ m}}$$

$$\lambda = L_f / i = 2.124 / 0.129 = \mathbf{19,689 < 50}$$

$$\alpha = 0.85 / 1 + 0.2 \times (19,689 / 35)^2 = \mathbf{0,7994}$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{2938.127 \times 10^{-3}}{0.787 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.1673 \text{ m}^2 \text{ Or nous avons :}$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.2304 \text{ m}^2$$

$0,2304 \text{ m}^2 > 0.1673 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc le poteau ne risque pas de flamber

Le tableau suivant résume la vérification du flambement pour les poteaux de tous les niveaux

Etage	Pu (KN)	i (m)	λ	α	Br cal (m2)	Br(m2)	vérification
terrasse	280,8795	0,115470054	18,55026415	0,804785844	0,015888714	0,1254	vérifiée
8	546,258735	0,115470054	18,55026415	0,804785844	0,030900612	0,1444	Vérifiée
7	806,5294875	0,115470054	18,55026415	0,804785844	0,045623536	0,1444	Vérifiée
6	1063,712843	0,129903811	16,48912369	0,813871901	0,059500055	0,1634	Vérifiée
5	1315,787715	0,129903811	16,48912369	0,813871901	0,073600166	0,1634	Vérifiée
4	1565,088525	0,129903811	16,48912369	0,813871901	0,087545106	0,1849	Vérifiée
3	1809,280853	0,129903811	16,48912369	0,813871901	0,101204297	0,1849	Vérifiée
2	2054,245355	0,144337567	14,84021132	0,82049799	0,11397873	0,2064	Vérifiée
1	2299,209858	0,144337567	14,84021132	0,82049799	0,127570457	0,2064	Vérifiée
RDC	2564,447606	0,144337567	19,78694843	0,798930617	0,146128117	0,2304	Vérifiée
Sous-sol	2938,127321	0,144337567	19,68995358	0,799400338	0,16732287	0,2304	Vérifiée

Tableau II.15 : Résultats des vérifications au flambement

II.6 Conclusion

Après avoir fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et fait tous les vérifications nécessaires nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Poutres principales : 30 x45 cm
- Poutres secondaires : 30 40 cm
- Poteaux sous-sol et RDC : 50 x50 cm
- Poteaux étages 1 et 2 : 50 x 45 cm
- Poteaux étages 3 et 4 : 45 x 45 cm
- Poteaux étages 5 et 6 : 45 x 40 cm
- Poteaux étages 7 et 8 : 40 x 40 cm
- Poteaux terrasse: 40 x 35 cm

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction

Dans ce chapitre, on étudiera tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère et enfin l'ascenseur.

III.2 Etude des planchers a corps creux

- Méthodes de calcul des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour cela, nous disposons des deux méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

- Méthode forfaitaire

Pour déterminer les moments sur appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées :

- ✓ Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN/m}^2)$).
- ✓ Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$
- ✓ Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.
- ✓ Fissuration peu nuisible (F.P.N).
- **Exposition de la méthode :**

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis a des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment M_0 dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

➤ Principe de la méthode forfaitaire (B.A.E.L.91)

- Les moments fléchissant

$\alpha = \frac{q}{q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations sur la somme des charges d'exploitations et permanentes en valeur pondérée.

M_0 : Moment isostatique.

M_d : Moment sur l'appui de droite.

M_g : Moment sur l'appui de gauche.

M_t : Moment en travée.

– Les conditions à vérifier

$$Mt + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max[(1 + .03x\alpha); 1.05] \times Mo$$

$$Mt \geq \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} \times Mo \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

$$Mt \geq \frac{1+0.3 \times \alpha}{2} \times Mo \quad \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

– les moments sur appuis sont donnés comme suit

0.5×M₀ : Pour les appuis voisins des appuis de rive d’une poutre à plus de deux travées.

0.4×M₀ : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

0.6×M₀ : Pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.

0.15×M₀ : Pour les appuis de rive

– Évaluation des efforts tranchants Vu

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas, les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques, sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ; l’effort tranchant isostatique doit être majoré de :

15% s’il s’agit d’une poutre à deux travées.

10% s’il s’agit d’une poutre à plusieurs travées.

A. Méthode de CAQUOT

Cette méthode s’applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s’appliquée pour les planchers à surcharge modérée lorsque l’une des conditions de la méthode forfaitaire n’est pas satisfaite.

➤ Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot à simplifier et corriger 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

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Tel que : $\begin{cases} q_g \text{ et } q_d : \text{chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \\ L'_g \text{ et } L'_d : \text{longueurs fictives.} \end{cases}$

$L' = 0.8 \times L$: travée intermédiaire.

$L' = L$: travée de rive.

- **Moment en travée**

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}.$$

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x), \text{ Avec : } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}.$$

- **L'effort tranchant**

$$V = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}.$$

Si la 2eme ou 3eme ou bien 4eme n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot minorée avec $(2/3 \times G)$ juste pour calculer les moments aux appuis on prend la totalité de **G** pour les moments en travées.

- **Etude des poutrelles**

- **Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles**

A l'ELU : $qu = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $Pu = 0.65 \times qu$.

A l'ELS : $qs = G + Q$ et $Ps = 0.65 \times qs$.

Désignation	Les charges		ELU		ELS	
	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	qu [KN/m ²]	Pu [KN/m ²]	qs [KN/m ²]	Ps [KN/m ²]
Terrasse inaccessible	6.84	1	10.73	6.98	7.84	5.1
Terrasse accessible	7.05	1.5	11.77	7.65	8.55	5.56
Etages courants	5.68	1.5	9.92	6.45	7.2	4.67
Etages commercial	5.68	5	15.17	9.86	10.68	6.95

Tableau.III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

III.2.1 Type de poutrelles :

<p>Type 1</p>
<p>Type 2</p>
<p>Type 3</p>
<p>Type 4</p>
<p>Type 5</p>
<p>Type 6</p>
<p>Type 7</p>
<p>Type 8</p>
<p>Type 9</p>
<p>Type 10</p>
<p>Type 11</p>
<p>Type 12</p>

Tableau III.2 : Différents types de poutrelles.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées pour tous les types de poutrelles ; seule cette méthode sera appliquée dans ce qui suit.

– Calcul des sollicitations

1) Exemple illustratif

Pour le calcul des sollicitations on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire (le type 3 de la terrasse inaccessible).

Les résultats des autres types seront résumés dans des tableaux.

➤ Etude de la poutrelle type 3

❖ Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire

- Plancher à surcharge modéré : $Q=1\text{KN/m}^2 < 5\text{KN/m}^2$vérifiée
- $L_i / l_{i+1} = 4.20/3.90 = 1.076 \in [0.8 ; 1.25]$vérifiée
- Le moment d'inertie est constant sur toutes les travées.vérifiée
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).vérifiée

❖ Calcul des moments isostatique :

• À l'LEU

M_0 : Moment isostatique.

$$M_0 = \frac{p_u l^2}{8}$$

Travée A-B : $M_0 = \frac{6.98 \times (4.2)^2}{8} = 15.38 \text{KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{6.98 \times (3.90)^2}{8} = 13.27 \text{KN.m}$

• A l'ELS

Travée A-B : $M_0 = \frac{5.1 \times (4.20)^2}{8} = 11.25 \text{KN.m}$

Travée B-C : $M_0 = \frac{5.1 \times (3.90)^2}{8} = 9.7 \text{KN.m}$

Travée	M_0 (ELU) (KN.m)	M_0 (ELS)(KN.m)
A-B	15.38	11.25
B-C	13.27	9.70

Tableau.III.3 : Les moments isostatiques max en travées.

– Moments aux appuis

$M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$.

• À l'LEU

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(15.38; 13.27) = -9.23 \text{KNm}$.

• À l'ELS

$M_B = -0.6 \times \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times \max(11.25; 9.70) = -6.75 \text{KNm}$.

– Les moments en travées

$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.84} = 0.128$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 1+0.3 \alpha = 1+0.3 \times 0.128 = 1.0384 \\ \frac{1.2+0.3 \times \alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.128}{2} = 0.62 \end{array} \right.$$

- Travée AB

• À l'ELU

$$M_t + \frac{0+9.23}{2} \geq 1.05 \times 15.38 \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq \frac{1.2+0.3 \times 0.128}{2} \times 15.38 \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t \geq 11.53 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (1)$$

$$M_t \geq 9.52 \text{ KN.m} \dots\dots\dots (2)$$

$$M_t = \max(M_t(1), M_t(2)) = \max(11.53, 9.52) \text{ KN.m}$$

$$M_t = 11.53 \text{ KN.m}$$

• À l'ELS

$$M_t = 8.44 \text{ KN.m}$$

- Calcul des efforts tranchants

$$V_0 = \frac{P \times l}{2}$$

$$V_A = \frac{P_u \times l}{2} = \frac{6.98 \times 4.20}{2} = 14.66 \text{ KN}$$

$$V_B = -1.15 \frac{P_u \times l}{2} = -16.85 \text{ KN}$$

- Travée BC

• À l'ELU

$$M_t = 9.32 \text{ KN.m}$$

$$V_B = 1.15 \frac{P_u \times l}{2} = 15.65 \text{ KN}$$

$$V_C = -\frac{P_u \times l}{2} = -\frac{6.98 \times 3.90}{2} = -13.61 \text{ KN}$$

• À l'ELS

$$M_t = 6.81 \text{ KN.m}$$

Les résultats des calculs à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux suivants :

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 3	AB	4.20	6.98	15.38	-2.31	-9.23	11.53	14.66	16.85
	BC	3.90	6.98	13.27	-9.23	-1.99	9.32	15.65	13.61

Tab.III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 3	AB	4.20	5.1	11.25	-1.69	-6.75	8.44
	BC	3.90	5.1	9.70	-6.75	-1.45	6.81

Tab.III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 2	AB	4.89	6.98	20.85	-3.13	-3.13	20.85	17.06	17.06

Tab.III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 2	AB	4.89	5.1	15.23	-2.28	-2.28	15.23

Tab.III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 4	AB	4.45	6.98	17.27	-2.59	-12.56	11.85	15.52	17.85
	BC	4.90	6.98	20.94	-12.56	-3.14	15.71	19.66	17.09

Tab.III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 4	AB	4.20	5.1	12.61	-1.89	-9.17	8.66
	BC	4.90	5.1	15.29	-9.17	-2.29	11.47

Tab.III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.10	7.65	9.19	-1.38	-1.38	9.19	11.86	11.86

Tab.III.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.10	5.56	6.68	-1.00	-1.00	6.68

Tab.III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3.90	7.65	14.54	-2.18	-11.43	9.59	14.92	16.41
	BC	4.89	7.65	22.86	-11.43	-11.43	12.63	20.57	20.57
	CD	4.45	7.65	18.93	-11.43	-2.84	14.21	18.72	17.02

Tab.III.12 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3.90	5.56	10.57	-1.59	-8.31	6.97
	BC	4.89	5.56	16.61	-8.31	-8.31	9.17
	CD	4.45	5.56	13.76	-8.31	-2.06	10.33

Tab.III.13 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 7	AB	4.45	7.65	18.93	-2.84	-11.48	14.18	17.02	18.72
	BC	4.90	7.65	22.96	-11.48	-11.48	12.69	20.61	20.61
	CD	4.65	7.65	20.67	-11.48	-3.10	16.02	19.56	17.78

Tab.III.14 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 7).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	4.45	5.56	13.76	-2.06	-8.34	10.31
	BC	4.90	5.56	16.68	-8.34	-8.34	9.22
	CD	4.65	5.56	15.02	-8.34	-2.25	11.64

Tab.III.15 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 7).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 10	AB	3.83	7.65	14.03	-2.10	-8.44	10.55	14.65	16.11
	BC	4.20	7.65	16.87	-8.44	-6.75	10.16	17.67	17.67
	CD	3.90	7.65	14.54	-6.75	-9.14	7.65	14.92	14.92
	DE	4.89	7.65	22.86	-9.14	-9.14	14.92	18.70	18.70
	EF	4.45	7.65	18.93	-9.14	-9.18	10.76	17.02	17.02
	FG	4.90	7.65	22.96	-9.18	-11.48	13.84	18.74	20.61
	GH	4.65	7.65	20.67	-11.48	-3.10	16.02	19.56	17.78

Tab.III.16 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 10)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 10	AB	3.83	5.56	10.19	-1.53	-6.13	7.66
	BC	4.20	5.56	12.25	-6.13	-4.90	7.38
	CD	3.90	5.56	10.57	-4.90	-6.64	5.56
	DE	4.89	5.56	16.61	-6.64	-6.64	10.84
	EF	4.45	5.56	13.76	-6.64	-6.67	7.83
	FG	4.90	5.56	16.68	-6.67	-8.34	10.05
	GH	4.65	5.56	15.02	-8.34	-2.25	11.64

Tab.III.17 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 10).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.10	6.45	7.74	-1.16	-1.16	9.77	10	10

Tab.III.18 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.10	4.67	5.61	-0.84	-0.84	7.08

Tab.III.19 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 6	AB	3.90	6.45	12.26	-1.84	-9.64	8.21	12.57	13.83
	BC	4.89	6.45	19.27	-9.64	-9.64	10.84	17.34	17.34
	CD	4.45	6.45	15.96	-9.64	-2.39	12.14	15.78	14.34

Tab.III.20 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 6	AB	3.90	4.67	8.87	-1.33	-6.98	5.94
	BC	4.89	4.67	13.95	-6.98	-6.98	7.84
	CD	4.45	4.67	11.55	-6.98	-1.73	8.78

Tab.III.21 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 10	AB	3.83	6.45	11.82	-1.77	-7.11	9.01	12.35	13.58
	BC	4.20	6.45	14.21	-7.11	-5.68	8.71	14.89	14.89
	CD	3.90	6.45	12.26	-5.68	-7.71	6.51	12.57	12.57
	DE	4.89	6.45	19.27	-7.71	-7.71	12.77	15.76	15.76
	EF	4.45	6.45	15.96	-7.71	-7.74	9.24	14.34	14.34
	FG	4.90	6.45	19.35	-7.74	-9.68	11.85	15.79	17.37
	GH	4.65	6.45	17.42	-9.68	-2.61	13.67	16.49	14.99

Tab.III.22 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 10).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 10	AB	3.83	4.67	8.56	-1.28	-5.15	6.52
	BC	4.20	4.67	10.29	-5.15	-4.12	6.30
	CD	3.90	4.67	8.87	-4.12	-5.58	4.71
	DE	4.89	4.67	13.95	-5.58	-5.58	9.24
	EF	4.45	4.67	11.55	-5.58	-5.60	6.68
	FG	4.90	4.67	14.01	-5.60	-7.01	8.58
	GH	4.65	4.67	12.61	-7.01	-1.89	9.90

Tab.III.23 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 10).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 1	AB	3.10	9.86	11.84	-1.78	-1.78	11.84	15.28	15.28

Tab.III.24 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 1	AB	3.10	6.96	8.34	-1.25	-1.25	8.34

Tab.III.25: Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 1).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 5	AB	3.83	9.86	18.08	-2.71	-10.87	15.18	18.88	20.77
	BC	4.20	9.86	21.74	-10.87	-10.87	13.92	22.77	22.77
	CD	3.90	9.86	18.74	-10.87	-2.81	15.94	15.94	19.23

Tab.III.26 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 5	AB	3.83	6.96	12.73	-1.91	-7.66	10.69
	BC	4.20	6.96	15.31	-7.66	-7.66	9.80
	CD	3.90	6.96	13.20	-7.66	-1.98	11.22

Tab.III.27 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 5).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 8	AB	4.45	9.86	24.40	-3.60	-14.80	20.43	21.94	24.13
	BC	4.90	9.86	29.59	-14.80	-11.84	20.42	26.57	26.57
	CD	4.65	9.86	26.65	-11.80	-13.33	17.81	22.92	25.21
	DE	4.00	9.86	19.72	-13.33	-2.95	15.82	21.69	19.72

Tab.III.28 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 8).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/ m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 8	AB	4.45	6.96	17.18	-2.58	-10.42	14.38
	BC	4.90	6.96	20.83	-10.42	-8.33	14.38
	CD	4.65	6.96	18.76	-8.33	-9.38	12.54
	DE	4.00	6.96	13.88	-9.38	-2.08	11.14

Tab.III.29 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 8).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 9	AB	4.20	9.86	21.74	-3.26	-10.87	19.36	20.70	22.77
	BC	3.90	9.86	18.74	-10.87	-11.79	10.69	21.15	21.15
	CD	4.89	9.86	29.47	-11.79	-11.79	21.82	24.11	24.11
	DE	4.45	9.86	24.40	-11.79	-14.80	14.53	21.94	24.13
	EF	4.90	9.86	29.59	-14.80	-4.43	26.34	26.57	24.16

Tab.III.30 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 9).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 9	AB	4.20	6.96	15.31	-2.30	-7.66	13.63
	BC	3.90	6.96	13.20	-7.66	-8.30	7.53
	CD	4.89	6.96	20.57	-8.30	-8.30	15.36
	DE	4.45	6.96	17.18	-8.30	-10.42	10.23
	EF	4.90	6.96	20.83	-10.42	-3.12	18.54

Tab.III.31 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 9)

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 11	AB	4.20	9.86	21.74	-3.26	-10.87	19.36	20.70	22.77
	BC	3.90	9.86	18.74	-10.87	-11.79	10.69	21.15	21.15
	CD	4.89	9.86	29.74	-11.79	-11.79	21.82	24.11	24.11
	DE	4.45	9.86	24.40	-11.79	-11.84	16.01	21.94	21.94
	EF	4.90	9.86	29.59	-11.84	-11.84	21.90	24.16	24.16
	FG	4.65	9.86	26.65	-11.84	-13.33	17.81	22.92	25.21
	GH	4.00	9.86	19.72	-13.33	-2.95	15.82	21.69	19.72

Tab.III.32 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 11).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 11	AB	4.20	6.96	15.31	-2.30	-7.66	13.63
	BC	3.90	6.96	13.20	-7.66	-8.30	7.53
	CD	4.89	6.96	20.75	-8.30	-8.30	15.36
	DE	4.45	6.96	17.18	-8.30	-8.33	11.28
	EF	4.90	6.96	20.83	-8.33	-8.33	15.42
	FG	4.65	6.96	18.76	-8.33	-9.38	12.54
	GH	4.00	6.96	13.88	-9.38	-2.08	11.14

Tab.III.33 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 11).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _u (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _g (KN)	V _d (KN)
Type 12	AB	3.83	9.86	18.08	-2.71	-10.87	15.18	18.88	20.77
	BC	4.20	9.86	21.74	-10.87	-8.70	15.01	22.77	22.77
	CD	3.90	9.86	18.74	-8.70	-11.79	11.13	19.23	19.23
	DE	4.89	9.86	29.47	-11.79	-11.79	21.82	24.11	24.11
	EF	4.45	9.86	24.40	-11.79	-11.84	16.01	21.94	21.94
	FG	4.90	9.86	29.59	-11.84	-11.84	21.90	24.16	24.16
	GH	4.65	9.86	26.65	-11.84	-13.33	17.81	22.92	25.21
	HI	4.00	9.86	19.72	-13.33	-2.95	15.82	21.69	19.72

Tab.III.34 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 12).

Type de poutrelle	Travée	L (m)	P _s (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)
Type 12	AB	3.83	6.96	12.73	-1.99	-7.66	10.69
	BC	4.20	6.96	15.31	-7.66	-6.12	10.57
	CD	3.90	6.96	13.20	-6.12	-8.30	7.84
	DE	4.89	6.96	20.75	-8.30	-8.30	15.36
	EF	4.45	6.96	17.18	-8.30	-8.33	11.28
	FG	4.90	6.96	20.83	-8.33	-8.33	15.42
	GH	4.65	6.96	18.76	-8.33	-9.38	12.54
	HI	4.00	6.96	13.88	-9.38	-2.08	11.14

Tab.III.35 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 12).

III.2.2 Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul du plancher étage commercial

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 26.34 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{int}} = -14.80 \text{ KN.m} \\ M_a^{\text{r}} = -4.43 \text{ KN.m} \\ V = 26.57 \text{ KN} \end{array} \right.$$

– En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

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

✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).

✓ Si $M_u > M_{tu}$, on calcule une section en T.

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,22 - 0,02)$$

$$M_{tu} = 73.84 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \Rightarrow$ Le calcul sera mené pour une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

$$\mu_{bu} = \frac{26.43 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.0760$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.076) = 0.213 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{26.34 \times 10^{-3}}{0.213 \times 348} = 3.55 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = (0.23 \times b \times d \times f_{t28}) / f_e \leq A_{\text{calculer. (ArtA.4.2.1 [1])}.}$$

$$A_{\min} = 0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1 / 400 = 1.72 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{\min}$Condition vérifiée.

On opte pour 3HA14 avec $A = 4.62 \text{ cm}^2$.

- Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires

La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$M_u = 14.80 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14.80 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.18$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.25$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - 0.4 \times 0.25) = 0.198 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14.80 \times 10^{-3}}{0.198 \times 348} = 2.14 \text{ cm}^2.$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_a$Condition vérifiée.

On opte pour 2HA12 avec $A = 2.26 \text{ cm}^2$

- Calcul de l'armature aux appuis de rive

$$M_u = 4.43 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.0538$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.840$$

$$z = 0.22 \times (1 - 0.4 \times 0.84) = 0.146 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{M_u}{Z \times f_{st}} = \frac{4.43 \times 10^{-3}}{0.146 \times 348} = 0.87 \text{ cm}^2$$

- Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times \frac{2.1}{400} = 0.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.32 \text{ cm}^2 < A_a \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

On opte pour 1HA12 avec $A = 1.13 \text{ cm}^2$.

✓ Vérifications à L'ELU

- Vérification au cisaillement

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (Art A.5.1.2.1.1 [1]).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPA.}$$

$$V^{\max} = 26.57 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{26.57 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 1.00 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée (Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).}$$

- Ferrailage transversal

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donne par :

$$\Phi_t \leq \min \{ h_t / 35, b_0 / 10, \Phi_L \}$$

Φ_L : diamètre minimal des armatures longitudinales ($\Phi_L = 8 \text{ mm}$).

$$\Phi_t \leq \min \{ 240 / 35, 120 / 10, 8 \} = 6.85 \text{ mm}$$

On adopte à un étrier $\Phi 6$.

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

- **Espacement S_t :**

L'espace des cours successifs d'armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1) $S_t \leq \min (0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \leq 19.8cm$

2) $S_t \leq A_t \frac{0.8f_e(\sin\alpha + \cos\alpha)}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})K}$ (III-9) (Art A.5.1.2.2) [4]

- Flexion simple
- Fissuration peut nuisible $\Rightarrow K=1$
- Pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90^\circ$ (Armatures droites)

$S_t \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t = 0.57 \times \frac{0.8 \times 400}{12 \times (1 - 0.3 \times 2.1)} = 41.08cm$

$S_t \leq 41.08cm$

3). $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_t \leq \frac{0.57 \times 10^{-4} \times 400}{0.12 \times 0.4} = 0.47m = 47cm$

$S_t = \min (1; 2; 3)$

Soit $S_t = 15cm$.

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

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u$ (ArtA.5.3.2 [1])

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) MPa$

$\tau_u = \frac{0.265 \times 26.57 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.22 \times 0.65 \times 0.04} = 1.36 \leq \bar{\tau}_u = 3.33Mpa$ Condition vérifiée

(Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement).

- **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis**

• **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_s \geq 1.15 \times V_u / f_e$ (Art A.5.1.3.1.2 [1]).

$A_s = 4.62 + 1.13 = 5.75cm^2$.

$1.15 \times 26.57 \times 10^{-3} / 400 = 0.76cm^2$

$A_s > 1.15 \times V_u / f_e$Condition vérifiée.

• **Appuis intermédiaire**

On doit vérifier que :

$$A_S \geq 1.15/f_c (V_u + M_u/0.9d) \text{ (Art A.5.1.3.2.1 [1])}.$$

$$A_S = 4.62 + 2.26 = 6.68 \text{ cm}^2.$$

$$1.15/400(26.57 - 14.80 \times 10^{-3}/0.9 \times 0.22) = 0.385 \text{ cm}^2$$

$$A_S \geq 1.15/f_c (V_u + M_u/0.9d) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

– **Vérification de l'effort tranchant dans le béton**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.6.1.3 [1]).

Avec : $a_{\max} = 0.9 \times d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm}$

$$V_u = 0.02657 \text{ MN} < 0.267 \times 0.198 \times 0.12 \times 25 = 0.158 \text{ MN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à l'ELS les vérifications à faire sont :

- ✓ état limite d'ouverture des fissures.
- ✓ état limite de déformation.
- ✓ **Etat limite d'ouverture des fissures**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \text{ (Art A.4.5.2 [1])}.$$

- **En travée**

Position de l'axe neutre

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0)$$

$$A' = 0$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 4.62 \times (22 - 4) = -727.4 \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure, le}$$

calcul se fera en section en T.

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0$$

$$6 y^2 + 281.3 y - 1630.6 = 0$$

y = 5.21 cm.

Le moment d'inertie I :

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

$$I = 22569 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{18.54 \times 10^{-3}}{22569 \times 10^{-8}} \times 0.0521 = 4.93 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **En appuis intermédiaires**

$M_{ser} = -10.42 \text{ KNm} < 0 \Rightarrow$ Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

Position de l'axe neutre :

$$\text{Calcul de } y : \frac{b_0}{2} y^2 - 15A_{st}(d - y) = 0.$$

$$6y^2 + 33.9y - 745.8 = 0$$

y = 8.67 cm

Calcul de I

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 20144.13 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.42 \times 10^{-3}}{20144.13 \times 10^{-8}} \times 0.0867 = 4.48 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de déformation**

Tout élément fléchi doit être vérifié à la déformation. Néanmoins l'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

✓ $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0}$.

✓ $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.5}{f_e}$

✓ h : Hauteur de la poutrelle

✓ L : Longueur de la travée

✓ M_t : Moment en travée

✓ M_0 : Moment isostatique de cette travée

✓ A : Section des armatures choisies

On a : $\frac{h}{L} = \frac{24}{490} = 0.049 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow$ non vérifié donc on doit faire une vérification de

la flèche.

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5m est de :

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{490}{500} = 0.98cm$$

f_{gv} et f_{gi} : Flèches dues aux charges permanentes totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : Flèche due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G + Q).

- Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.65 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

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

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

- Propriété de la section

Position de l'axe neutre

$A_s = 4.62 \text{ cm}^2$; $y = 5.21\text{cm}$; $I = 19564.42\text{cm}^4$.

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda\mu} \quad ; \quad \text{avec : } \lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} \quad : \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i \quad : \text{Déformation différée}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 * d}$$

Calcul de I_0

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A_s \times \left(\frac{h}{2} - d''\right)^2 = 81810\text{cm}^4$$

➤ Calcul des déformations E_i et E_v

$E_i = 11000 \times (f_{c28})^{1/3}$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

$E_i = 32164.2\text{MPa}$.

$E_v = 1/3 \times E_i$ Module de déformation longitudinale différée du béton.

$E_v = 10721.40\text{MPa}$.

- **Contraintes**

σ_s : contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

• **Inerties fictives (I_f)**

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} ; \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} ; \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

• **Evaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 3.10 = 2.015 \text{KN} / m$$

$$q_{gser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.68 = 3.70 \text{KN} / m$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) = 0.65 \times (5.68 + 5) = 6.94 \text{KN} / m$$

$$M_{jser} = 6.04 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{gser} = 11.04 \text{KN} \cdot m$$

$$M_{pser} = 20.82 \text{KN} \cdot m$$

$$y = 5.21 \text{cm}$$

$$I_0 = 81810 \text{cm}^4$$

$$I = 22569 \text{cm}^4$$

$$A_s = 4.62 \text{cm}^2$$

$$\rho = 0.0175$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{6.04 \times (0.22 - 0.0521) \times 10^5}{22569} \Rightarrow \sigma_{js} = 67.48 \text{MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{11.04 \times (0.22 - 0.0521) \times 10^5}{22569} \Rightarrow \sigma_{gs} = 123.91 \text{MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{20.82 \times (0.22 - 0.0521) \times 10^5}{22569} \Rightarrow \sigma_{ps} = 268.01 \text{MPa}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.0175} = 2.35$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.35 = 0.94$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65}) \times 0.0175} = 2.35$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 2.35 = 0.94$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 67.48 + 2.1} = 0.46$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 123.91 + 2.1} = 0.65$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0175 \times 232.43 + 2.1} = 0.79$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 81810}{1 + 2.35 \times 0.46} = 43179 \text{cm}^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 81810}{1 + 2.35 \times 0.65} = 35318 \text{cm}^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 81810}{1 + 2.35 \times 0.79} = 31253 \text{cm}^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 81810}{1 + 0.94 \times 0.7} = 55577 \text{cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{6.04 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 43179 \times 10^{-8}} = 0.00103 \text{m}$$

$$f_{gi} = \frac{11.04 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 35318 \times 10^{-8}} = 0.00232 \text{m}$$

$$f_{pi} = \frac{20.82 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 32164.2 \times 31253 \times 10^{-8}} = 0.00493m$$

$$f_{vg} = \frac{11.04 \times 10^{-3} \times 4.90^2}{10 \times 10721.4 \times 55577 \times 10^{-8}} = 0.00443m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.00443 - 0.00103 + 0.00493 - 0.00232 = 0.006m$$

$$\Delta f = 0.6cm < f_{adm} = 0.98cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	26.57	0.059	0.076	0.213	3.55	1.72	3HA14 4.62
En appui intermédiaire	14.8	0.18	0.25	0.198	2.14	0.32	2HA12 2.26
En appui de rive	4.43	0.053	0.84	0.146	0.87	0.32	1HA12 1.13

Tab.III.36 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher commerce

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jsr} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4.9	4.62	6.04	11.10	20.82	22569	81810
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.21	43179	35318	31253	55577	0.6	0,98

Tab.III.37 : Evaluation de la flèche dans le plancher commerce.

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	13.67	0.030	0.033	0.216	1.81	1.72	3HA12 3.39
En appui intermédiaire	9.68	0.11	0.15	0.2	1.34	0.32	2HA10 1.57
En appui de rive	2.61	0.031	0.04	0.21	0.34	0.32	1HA10 0.79

Tab.III.38 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.

L (m)	A _s (cm ²)	M _{jsr} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I _o (cm ⁴)
4.90	3.39	6.04	11.10	14.00	17690	79965
Y (cm)	I _{fji} (cm ⁴)	I _{fgi} (cm ⁴)	I _{fpi} (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
4.24	36456	30100	28630	49726	0.463	0,98

Tab.III.39 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$
En travée	16.02	0.035	0.045	0.215	2.13	1.72	3HA12 3.39
En appui intermédiaire	11.48	0.13	0.18	0.2	1.62	0.32	1HA12+ 1HA10 1.92
En appui de rive	3.10	0.037	0.04	0.21	0.41	0.32	1HA10 0.79

Tab.III.40 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse accessible.

L (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	I (cm ⁴)	$I_0(\text{cm}^4)$
4.90	3.39	5.46	12.43	15.00	17690	79965
Y (cm)	$I_{fji}(\text{cm}^4)$	$I_{fgi}(\text{cm}^4)$	$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	$I_{fgv}(\text{cm}^4)$	$\Delta f(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$
4.24	35913	28526	27583	47976	0.601	0,93

Tab.III.41 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible.

	$M_t(\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A_{\text{choisit}}(\text{cm}^2)$
En travée	20.85	0.046	0.059	0.214	2.79	1.72	3HA12 3.39
En appui intermédiaire	12.56	0.15	0.2	0.2	1.79	0.32	1HA12+ 1HA10 1.92
En appui de rive	3.14	0.038	0.048	0.21	0.41	0.32	1HA10 0.79

Tab.III.42 : le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse inaccessible.

L (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	I (cm ⁴)	$I_0(\text{cm}^4)$
4.90	3.39	5.54	11.89	13.78	17690	79965
Y (cm)	$I_{fji}(\text{cm}^4)$	$I_{fgi}(\text{cm}^4)$	$I_{fpi}(\text{cm}^4)$	$I_{fgv}(\text{cm}^4)$	$\Delta f(\text{cm})$	$f_{adm}(\text{cm})$
4.24	35913	28672	27672	48142	0.551	0,98

Tab.III.43 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher commerce			
Plancher étage courant			
Plancher Terrasse accessible			

Tab.III.44 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.

III.2.3 Ferrailage de la dalle de compression :

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{235} = 1.1 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

5TS6/ml=1.41cm perpendiculaires aux poutrelles → $St=20\text{cm} \leq 20\text{cm}$ condition vérifiée.

On choisit :

3TS6/ml=0.85cm² parallèles aux poutrelles → $St=30\text{cm}$condition vérifiée.

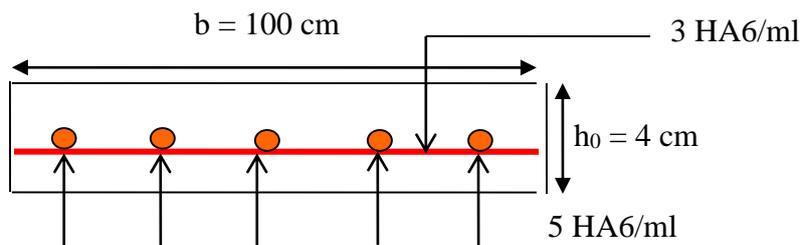


Figure.III.1 : Schéma du ferrailage de la dalle de compression.

III.3) 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.

On appelle :

L_x : la plus petite dimension du panneau.

L_y : la plus grande dimension du panneau.

A).1^{er} Type de Balcon

C'est un balcon de type console (dalle sur un seul appui),

On a : $L_x = 1.50\text{m}$,

$L_y = 6.20\text{ m}$.

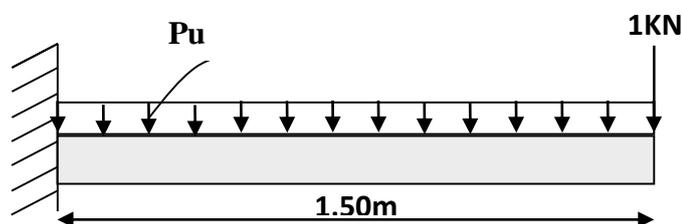


Figure III.2 : Schéma statique.

$$G = 5.49 \text{ KN/m}^2$$

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

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

q : poids du garde de corps

➤ **Calcul des sollicitations**

- **A l'ELU**

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

$$P_u = (1,35 \times 5,49 + 1,5 \times 3,5) = 12,66 \text{ KN/m}$$

$$M_u = [(12,66 \times 1,50^2)/2] + 1,35 \times 1 \times 1,50 = 16,26 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (12,66 \times 1,50) + 1 \times 1,35 = 20,34 \text{ KN}$$

Le calcul se fait à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{16,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 14,2} = 0,08, \quad \mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,104; \quad Z = 11,5 \text{ cm}$$

$$A_s = (16,26 \times 10^{-3} / 0,0115 \times 348) = 4,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_c = 1,45 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

$$A_{\min} < A_s$$

Donc on adopte: $A_t = 4,06 \text{ cm}^2/\text{ml.}$

On choisit : 4HA12/ml = 4,52 cm²/ml.

• **Les armatures de répartition**

$$A_y = (A_t / 3) = (4,52 / 3) = 1,50 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

On choisit 3HA8/ml = 1,51 cm²/ml.

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_u(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{calculée}(cm²)	A_{min}(cm²)	A adoptée (cm²)
16,26	0,08	0,104	0,115	4,06	1,45	4HA12/ml = 4,52

Tab.III.45 : Résultats de ferrailage du 1^{er} type de dalle.

• **Vérification de l'espacement**

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

$$S_t \leq \min (2,5 \times 15, 25 \text{ cm})$$

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

On a choisi 4HA12, soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée.

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,170 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,16 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **A l'ELS**

$$P_s = (G+Q)$$

$$P_s = (5.49+3.5) = 8.99 \text{ KN/m}$$

$$M_s = [(8.99 \times 1.50^2)/2] + 1 \times 1.50 = 11.61 \text{ KN. m}$$

• **Vérification de σ_{bc}**

Calcul de y : $\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 A_s d = 0$

$$50y^2 + 67,8y - 813,6 = 0$$

$$y = 3,41 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = 5115.16 \text{ cm}^4$$

Calcul de σ_{bc}

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

$\sigma_{bc} = (11.61 \times 10^{-3} \times 0.0341) / (5115.16 \times 10^{-8}) = 7.73 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots$ pas de risque
fissuration du béton.

• **Vérification de σ_{st}**

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

$$\sigma_{st} = [15 \times 11.61 \times 10^{-3} \times (0.12 - 0.0341)] / 5115.16 \times 10^{-8} = 292.45 \text{ MPa}$$

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

nuisible

Avec : $\eta = 1.6$

$\sigma_{st} > \bar{\sigma}_{st} \dots \dots \dots$ Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \sigma_{st}}$$

$$\beta = \frac{11,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12^2 \times 201,63} = 3,99 \times 10^{-3}$$

$$\alpha = 0,304$$

$$A_{st} = 5,33 \text{ cm}^2$$

Donc le choix de ferrailage est : $A_{tx} = 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

$$A_y = (A_t / 3) = (5,65/3) = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

$$\text{Soit } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm}.$$

On choisit $4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$\text{Soit } S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}.$$

- **La flèche**

$$1. \frac{h_t}{l} = \frac{0,15}{1,50} = 0,1 > \frac{1}{16}$$

$$2. \frac{h_t}{l} = 0,1 > \frac{M_t}{10 * M_0}$$

$$3. \frac{A_s}{b * d} = 0,0047 \leq \frac{2,4}{f_e} = 0,006$$

Les trois conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

- Le schéma de ferrailage

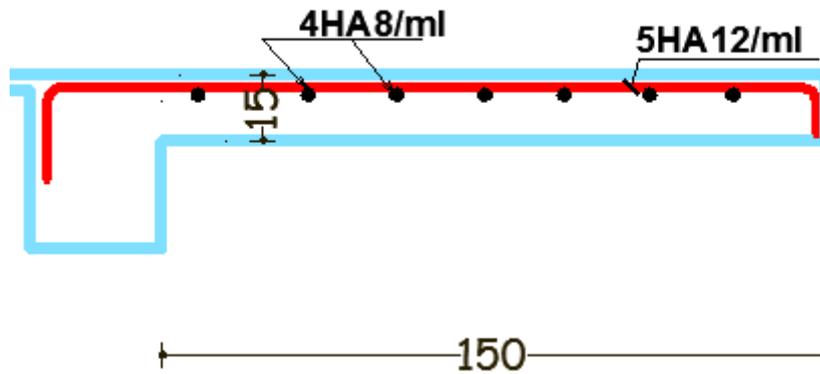


Figure III.3 : Schéma de ferrailage du balcon type N°1

B).2^{ème} Type de Balcon :

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 02 appuis

$$l_x = 2.00 \text{ m} \quad l_y = 1.90 \text{ m}$$

$$\varphi = \frac{1.90}{2.00} = 0.95 > 0.4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Calcul du chargement :

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5 = 12.66 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.49 + 3.5 = 8.99 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- Calcul de Mx_0 et My_0 :

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0410 \times 12.66 \times 1.90^2 = 1.87 \text{ KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.8875 \times 1.87 = 1.66 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0483 \times 8.99 \times 1.9^2 = 1.56 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.9336 \times 1.56 = 1.46 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 1.326 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 1.25 \text{ KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 1.59 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 1.41 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u} = -0.935KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser} = -0.78KN.m \end{cases}$$

- Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau III.44 résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	0.3824	1.23	4HA8 = 2.01cm ²	25
Sens y	0.3701	1.20	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.2245	1.23	4HA8 = 2.01cm ²	25

Tab.III.46 : Ferrailage de la dalle du balcon type2.

Avec : $A_{x\min} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$$A_{y\min} = 0.0008 \times b \times e$$

- Vérification diverse
- Vérification de l'effort tranchant

$$V_u^y = \frac{P \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 8.21KN$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.068MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

- Vérification des espacements

$$\begin{cases} S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

- Vérification des A_l vis-à-vis de l'effort tranchant

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : A_l=2.01 et V_{max}= 8.21 KN. ⇒ 2.01 > 0.23cm²

- Vérification des contraintes

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st} (MPa)	Observation
Travée	x-x	1.326	2.01	2.4	3239.42	0.911	54.67	Vérifier
	y-y	1.26	2.01	2.29	2887.75	0.911	52.02	Vérifier
Appui		0.78	2.01	2.4	3239.42	0.53	32.22	Vérifier

Tab.III.47 : Vérification des contraintes dalle de balcon Type 2.

- Etat limite de déformation

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.15 \geq \max(0.037; 0.042) \times 1.90 = 0.08 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.15 \geq \max(0.037; 0.045) \times 2 = 0.09 \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Le schéma de ferrailage

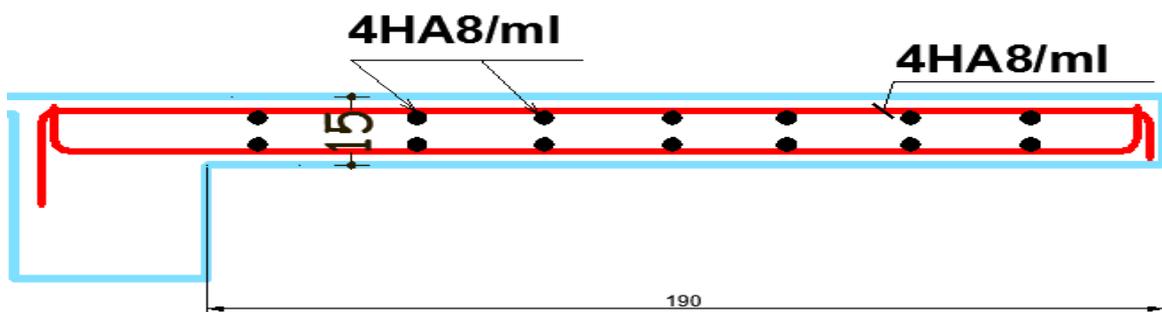


Figure III.4 : Schéma de ferrailage dalle de balcon type 2.

C).3^{ème} Type de Balcon

Il s'agit de panneaux de dalle qui repose sur 04 appuis

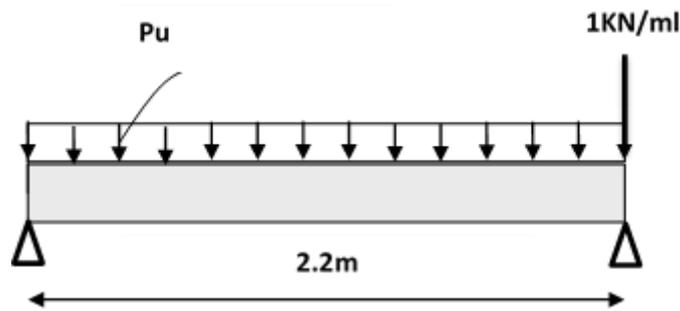


Figure III.5 : Schéma statique d'une dalle sur 4 appuis.

$l_x=2.20\text{ m}$ $l_y = 6.85\text{ m}$.

$\phi = 0.32 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

Le calcul se fait comme une poutre simplement appuyée.

1. Calcul à l'ÉLU

$q = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 3.5 = 12.66\text{ KN/m}$

$P_u = 1.35 \times P = 1.35\text{KN}$

$P=1\text{KN}$ qui est le poids du garde-corps.

$M = \frac{q \times L^2}{8} + P_u \times L = 10.62\text{KN.m.}$

$V_u = 15.27\text{KN}$

Le tableau III.46 illustre le calcul des aciers et ceux adoptés.

Sens principal					
μ	α	$z(\text{m})$	A calculé (cm ²)/ml	Aopt(cm2/ml)	St(cm)
0.0521	0.0669	0.1168	2.61	4HA 10= 3.14	25
Sens secondaire					
A calculé (cm ²)		Aopt(cm2/ml)		St(cm)	
1.04		4HA8= 2.01		25	

TAB III.48 : Ferrailage du balcon Type 3

– Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.127\text{MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16\text{MPa}.$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

2-Vérification à l'ELS

$$q_s = 8.99\text{KN/ml} ; P_s = 1\text{KN/ml}$$

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs
5.43	0.029	4713.31	3.34	15	Vérifier	157.25	201.63	Vérifier

Tab.III.49 : résumé la vérification des contraintes.

• la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{220} = 0.0681 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{3.14}{100 \times 12} = 0.0026 < \frac{2.4}{400} = 0.006$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

– Le schéma de ferrailage

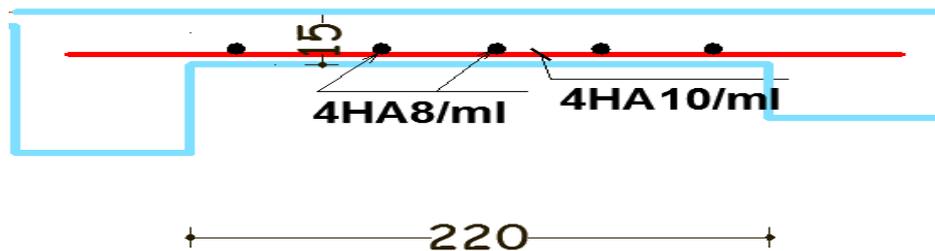


Figure III.6 : Schéma de ferrailage dalle de balcon Type 3.

D) 4ème Type : (Panneau entourant la cage d'ascenseur) :

On fait les calculs sur tout le panneau puis on retranche les dimensions de la trémie.

On appelle :

Lx : la plus petite dimension du panneau

$$\Rightarrow Lx = 4.70 - 0.30 = 4.40\text{m}$$

Ly : la plus grande dimension du panneau

$$\Rightarrow Ly = 4.89 - 0,30 = 4.59\text{m}$$

$$\varphi = \frac{4.40}{4.59} = 0.96 > 0.4$$

\Rightarrow La dalle travaille suivant les deux sens.

- Calcul du chargement

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.49 + 1.5 \times 1.5 = 9.66 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.49 + 1.5 = 6.99 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0401 \times 9.66 \times 4.40^2 = 7.50 \text{ KN / ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9092 \times 7.50 = 6.82 \text{ KN / ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0474 \times 6.99 \times 4.40^2 = 6.41 \text{ KN / ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_0^x = 0.9385 \times 6.41 = 6.015 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement

- En travée

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.85 M_{0ser}^x = 5.44 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.85 M_{0ser}^y = 5.11 \text{ KN.m} \\ M_u^x = 0.85 M_{0u}^x = 6.37 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.85 M_{0u}^y = 5.8 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appuis

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5 M_{0u} = -4.83 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5 M_{0ser} = -3.50 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En travée							
sens x	μ	α	Z (m)	Acal (cm ² /ml)	Amin (cm ²)	Aopt (cm ² /ml)	St (cm)
	0.0312	0.0397	0.1181	1.55	1.45	4HA8=2.01	25
sens y	0.0285	0.0361	0.1183	1.41	1.45	4HA8=2.01	25
En appuis							
sens x = sens y	0.0237	0.0300	0.1186	1.17	1.45	4HA8=2.01	25

Tab.III.50 : Calcul du ferrailage de la dalle Type 4.

- Vérification des armatures secondaires

$$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 \text{ vérifiée.}$$

- Vérification de l'effort tranchant

L'effort tranchant max est dans le sens x :

$$V_x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 21.79 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.181 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa}.$$

Pas d'armatures transversales dans la dalle.

2-Vérification à l'ELS

$$q_s = 6.08 \text{ KN/ml}.$$

Comme notre panneau se situe à l'intérieure de la structure (FPN) ⇒ on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton. Le tableau 3.10 illustre la vérification des contraintes.

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	5.44	2.01	2.4	3239.42	4.03	Vérifier
	y-y	5.11	2.01	2.29	2887.75	4.05	Vérifier
Appui		3.50	2.01	2.4	3239.42	2.59	Vérifier

Tab.III.51 : Vérification des contraintes.

– **Le schéma de ferrailage**

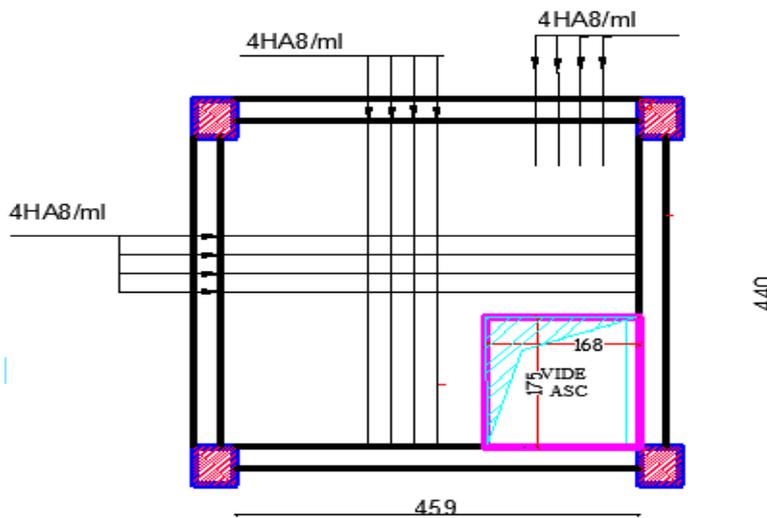


Figure.III.7 : Schéma de ferrailage dalle cage d'ascenseur.

III.4) Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural entourant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection contre l'infiltration des eaux pluviales et il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments. Il est considéré comme une console encastrée dans le plancher terrasse, soumis à son Poids propre (G), à une force latérale Fp due à l'effet sismique et une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

– **Hypothèse de calcul**

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

– **Evaluation des Charges verticales**

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$

La charge due à la main courante : $Q=1KN$

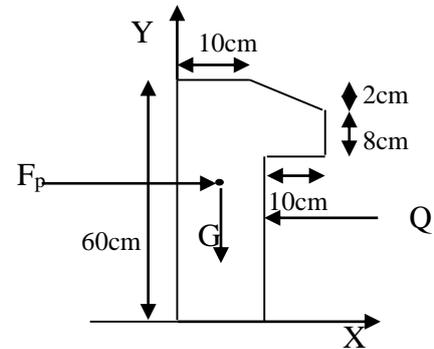


Figure.III.8 : Coupe transversale de l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W _p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0.27	2	1,00

Tab.III.52 : Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

– **Charges horizontales**

D'après le *RPA99 Article 6.2.31* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6.1) du *RPA99(2003)*.

W_p : Poids de l'acrotère.

$$\text{On a : } \left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2 = 0.96KN$

a) Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$x_G = \frac{\sum A_i x_i}{\sum A} = 0.0646m.$$

$$y_G = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A} = 0.339m.$$

➤ L'acrotère est soumise à :

$$N_G = W_p = 2\text{KN.}$$

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6\text{KN.m}$$

$$M_{Fp} = F_p \times y_G = 0.96 \times 0.332 \Rightarrow M_{Fp} = 0.32\text{KN.m}$$

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
Nu (KN)	2	2.7	2

Tab.III.53 : Combinaison d'action de l'acrotère.

Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

La combinaison à considérer est : 1.35G + 1.5Q.

$$N_u = 2.7\text{KN.}$$

$$M_u = 0.9\text{KN.m}$$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

On a :

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.33m \\ \frac{h}{6} = 0.1m \end{array} \right.$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement) conformément à l'article A.4.4 du BAEL91.

On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M_u}{N_u}$) par une excentricité totale de calcul.

$$e = e_1 + e_2 + e_a$$

e_1 : Excentricité (dite de premier ordre) de la résultante des contraintes normales, avant l'application des excentricités additionnelles définis ci-après.

e_a : Excentricités additionnelles traduisant les imperfections géométriques initiales.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; H/250) \quad \text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

$$H : \text{hauteur de l'acrotère} = 60\text{cm} \Rightarrow e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

e_2 : Excentricité due aux effets de deuxième ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h_0 : Hauteur de la section qui est égale à 10cm ;

l_f : Longueur de flambement. $\Rightarrow l_f = 2 \times l_0 = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.10} = 0.864\text{cm}$$

D'où : $e = 33 + 0.864 + 2 = 35.86\text{cm}$

➤ Ferrailage de l'acrotère

$$N_u = 2.7\text{KN.m.} ; \quad M_u = N_u \cdot e = 2.7 \cdot 0.3586 = 0.968\text{KN.m}$$

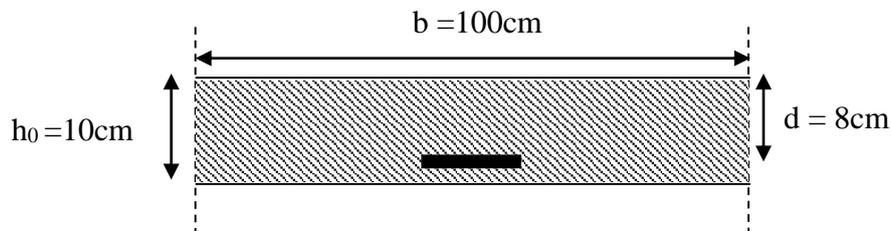


Figure.III.9 : Schéma illustratif de calcul de section.

➤ Calcul à l'ELU

$h = 10\text{ cm.}$

$d = 8\text{ cm.}$

$b = 100\text{ cm.}$

Le ferrailage est calculé à l'ELU, Puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$\frac{h}{6} < e_1 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 1.05 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = 14.20 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 1.15 \times 10^{-2}.$$

$$\mu_{bu} < \mu_1 = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0144$$

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

$$f_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 0.38 \text{ cm}^2$$

Calcul à flexion composée :

N_u : effort de compression

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.3 \text{ cm}^2.$$

➤ **Vérification à l'ELU**

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

➤ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\Phi 6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Espacement**

$$\text{Armatures principale : } S_t \leq \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{60}{3} = 20 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } S_t = 20 \text{ cm}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u < \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5MPa.$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 0.96 + 1 \Rightarrow V_u = 1.96 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.025MPa$$

$$\tau_u = 0.025MPa < \bar{\tau}_u = 2.5MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

$$\tau_u = 0.025MPa < 0.07f_{c28} / \gamma_b = 1.17MPa. \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de la contrainte d'adhérence

$$\tau_s = \frac{V_u}{(0.9 \times d \times \sum U_i)} \leq \bar{\tau}_{ser} \qquad V_u = F_p + Q \qquad \text{CBA93 (Article. A.6.1, 3)}$$

Avec : $\sum U_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\tau_u = \frac{1.96 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.271MPa$$

$\Psi = 1.5$ pour acier HA

$$\bar{\tau}_{ser} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835MPa$$

$$\tau < \bar{\tau}_{ser} \dots\dots\dots C'est vérifié$$

➤ **Vérification à l'ELS**

d = 0.08 m ;

N_{ser} = 2KN;

M_{ser} = 0.6 KN.m;

$\eta = 1.6$ pour (les hautes adhérences)

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

➤ Vérification des contraintes

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y_{ser}. \quad \text{Avec: } \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{MPa.}$$

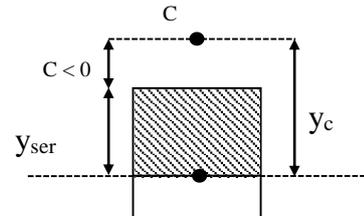
$$\sigma_s = 15 \times \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y_{ser}). \quad \text{Avec: } \overline{\sigma_s} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{ij}}\right) = 201.63 \text{MPa.}$$

$$\text{Avec: } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 + 15 \times A' \times (y_{ser} - d') - 15 \times A \times (d - y_{ser}).$$

Calcul de l'excentricité

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.3 \text{m}; \frac{h}{2} = 0.05 \text{m.}$$

$$e_G = 0.3 \text{m} > \frac{H}{2} = 0.05 \text{m}$$



Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

Position du centre de poussée

D'après la convention de signe illustrée par le schéma précédent on a : $y_{ser} = y_c - c$

$$c = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} - \frac{h}{2} \Rightarrow 0.3 - 0.05 = 0.25 \text{m} \Rightarrow c < 0 \Leftrightarrow c = -0.25 \text{m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$\text{Avec: } \begin{cases} p = -3 \times c^2 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')}{b} + 90 \times A \times \frac{(d - c)}{b} \\ q = -2 \times c^3 - 90 \times A' \times \frac{(c - d')^2}{b} - 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b} \end{cases}$$

On a : $A' = 0$, $A = 2.01 \times 10^{-4} \text{m}^2$, $b = 1 \text{m}$ et $c = -0.25 \text{m}$.

On trouve :

$$P = -0.191 \text{m}^2.$$

$$q = -0.029 \text{m}^3.$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \quad y_c - 0.191 y_c + 0.029 = 0$$

$$\Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = 3.748 \times 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ l'équation admet trois solutions

$$y_1 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3}\right); y_2 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 120\right); y_3 = a \cos\left(\frac{\varnothing}{3} + 240\right).$$

$$\cos \varnothing = \frac{3q}{2p} \left(\sqrt{\frac{-3}{p}} \right); a = 2 \times \sqrt{\frac{(-p)}{3}}$$

$$\varnothing = 168.0790; a = 0.491; y_1 = 0.274\text{m}; y_2 = 0.489\text{m}; y_3 = 0.215\text{m}$$

On choisit la solution qui vérifiée la condition suivante :

$$0 < Y_{ser} = (Y_c + C) < H = 10\text{cm}.$$

$$Y_1 = 0.274\text{m} \Rightarrow Y_1 + C = 0.024\text{m} \dots\dots\dots \text{c'est vérifiée}$$

$$Y_2 = -0.489\text{m} \Rightarrow Y_2 + C = - 0.739\text{m} \dots\dots\dots \text{ce n'est pas vérifié}$$

$$Y_3 = 0.215\text{m} \Rightarrow Y_3 + C = 0.035\text{m} \dots\dots\dots \text{ce n'est pas vérifié}$$

Donc on choisit $Y_c = Y_1 = 0.274\text{m} \Rightarrow Y_{ser} = 0.024\text{m}$.

$$\text{D'où: } \mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - 15 \times A \times (d - y_{ser}) \Rightarrow \mu_t = 1.19 \times 10^4 \text{ m}.$$

$$\varphi = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.251 \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0,920. \\ K1 = 0,021 \end{array} \right. \quad \text{Annexe II}$$

$$\left[\begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0.403\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.} \\ \sigma_{st} = 14.11\text{MPa} < \overline{\sigma}_s = 201.63\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée} \end{array} \right.$$

– schéma de ferrailage

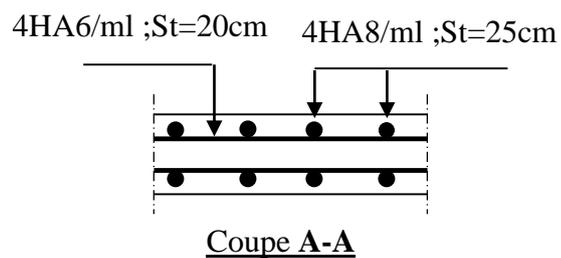
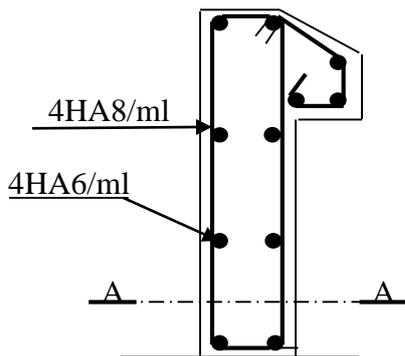


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.5) Étude de l'ascenseur :

Dans notre bâtiment on adopte pour un ascenseur de 8 personnes ayant les caractéristiques suivantes :

DM : La charge due à l'ascenseur = 51 KN

PM : La charge due à la machine = 15 KN

FC : Poids de la cuvette = 145 KN

La vitesse minimale = 1.6 m/s

Les dimensions de la cabine BK × TK × HK = (110 × 140 × 220) cm³

Les dimensions de la gaine : BS = 205cm, TS = 198 cm.

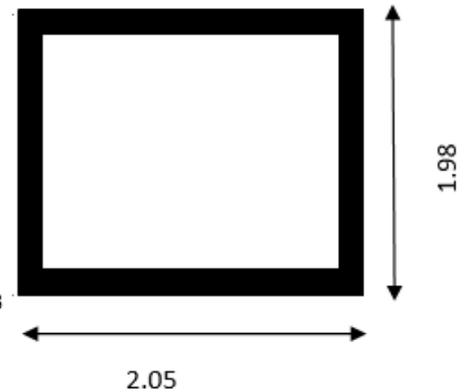


Figure.III.11 : Dimensions de l'ascenseur.

– **Étude de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur**

➤ **Évaluation des charges et surcharge**

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur h = 15 cm.

La charge nominale = 6.3 KN

$$P = PM + DM + \text{charge nominale} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements

On a un revêtement en béton d'épaisseur (e = 5cm)

$$G = 25 \times 0.15 + 22 \times 0.05 = 4.85 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1 = 8.04 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

a) Charges uniformément répartis

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{198}{205} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

- **Les sollicitations**

À l'ELU : (ν = 0)

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0401 \times 8.04 \times 1.98^2 = 1.26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9092 \times 1.26 = 1.14 \text{ KN.m}$$

Puisqu'il s'agit d'une travée intermédiaire et d'appuis intermédiaires la correction des moments se fait par les coefficients 0.75 et 0.5

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.75 \times M_x = 0.945 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.75 \times M_y = 0.855 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = 0.5 M_x = 0.5 \times 1.26 = 0.63 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

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	0.945	0.63	0.204	0.13	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens yy	0.855	0.63	0.19	0.13	4HA8=2.01	4HA8=2.01

Tab.III.54 : Calcul du ferraillage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.96}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.22 \text{ cm}^2.$$

Sens yy : $A_y \geq \rho_0 b h \Rightarrow A_y = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$

$$\Rightarrow A_x = 2.01 \text{ cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.96}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.22 \text{ cm}^2$$

- **Vérification au cisaillement:**

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2 \times \left(1 + \frac{\rho}{2} \right)} = \frac{8.04 \times 1.98}{2 \times \left(1 + \frac{0.96}{2} \right)} = 5.37 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{5.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.041 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

- Vérification à l'ELS :

➤ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$q_s = G + Q = 5.85 \text{ KN/m}$$

À l'ELS ($\nu = 0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_x = 0.0474 \times 5.85 \times 1.98^2 = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.9385 \times 1.08 = 1.01 \text{ KN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_t^x = M_t^y = 0.75 M_x = 0.75 \times 1.08 = 0.81 \text{ KN.m}$$

- Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 M_x = 0.5 \times 1.08 = 0.54 \text{ KN.m}$$

Localisation	Sens	M _{ser} (kN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	1.08	2.01	2.51	3844.81	0.705
	yy	1.01	2.01	2.4	3239.42	0.748
Appui	/	0.54	2.01	2.51	3844.81	0.352

Tab.III.55 : Vérification des contraintes.

- Schéma de ferrailage

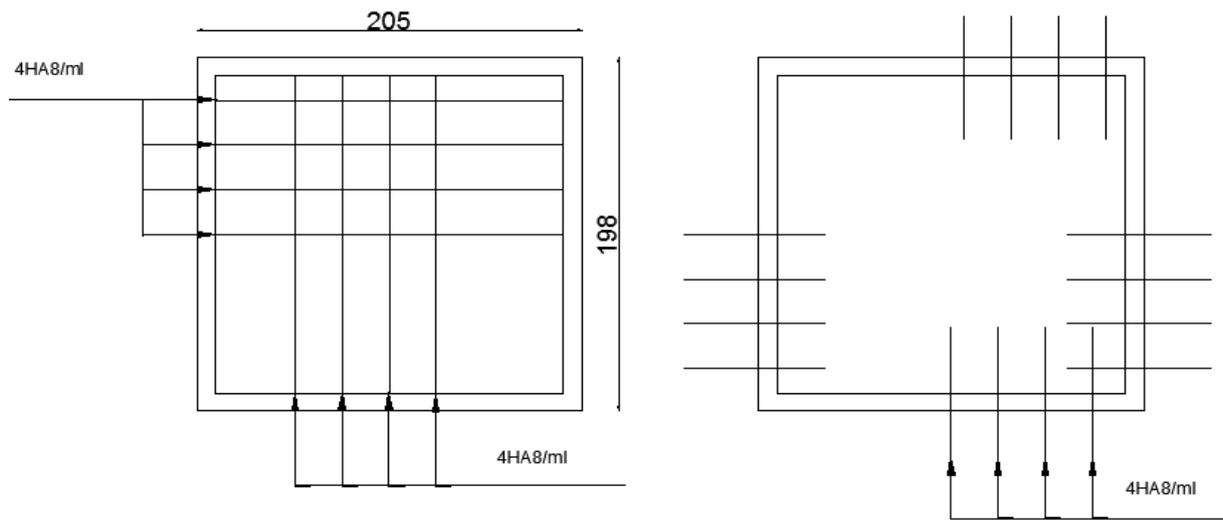


Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

b) Cas de charges concentrées

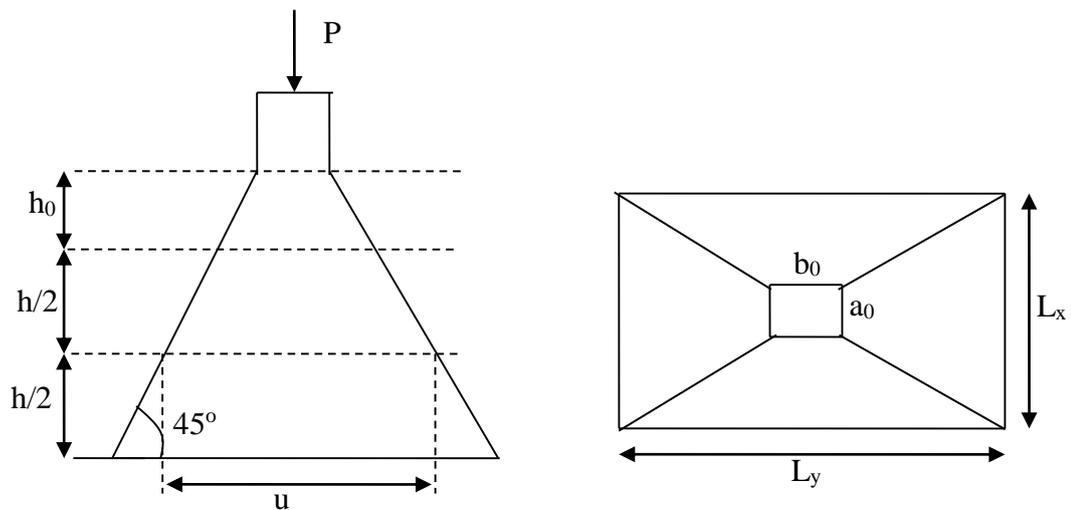


Figure.III.13 : Schéma de la charge concentrée.

On calcule le rectangle d'impact (u.v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h$$

Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v dimension // à L_y

$(a_0 \times b_0)$ surface du chargement de la charge concentrée.

h : Epaisseur du revêtement.

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi=1$). $(a_0 \times b_0) = (90 \times 100) \text{ cm}^2$

$$u = 90 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 120 \text{ cm}$$

$$v = 100 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 130 \text{ cm}$$

Calcul les moments :

$$M_x = (M_1 + \nu M_2)q \quad \text{BAEL 91(article IV.3)}$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1)q$$

ν : coefficient de poisson

$$\begin{cases} \nu = 0 \text{ à l' ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

– **ELU** :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{198}{205} = 0.96 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.076 \\ M_2 = 0.076 \end{cases}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{120}{198} = 0.6$$

$$\frac{v}{L_y} = \frac{130}{205} = 0.63$$

$$G = 72.3 \text{ KN}$$

$$q_u = 1.35G = 97.6 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = 0.076 \times 97.6 = 7.41 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = 0.076 \times 97.6 = 7.41 \text{ KNm}$$

- **Moment dû aux poids propre de la dalle :**

$$M_{x2} = 1.26KN.m$$

$$M_{y2} = 1.14KNm.$$

- **La superposition des moments :**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.41 + 1.26 = 8.67KNm.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.41 + 1.14 = 8.55KNm.$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20\text{ cm}$

- **Moment en travées :**

$$M_t^x = 0.75 \times 8.67 = 6.50KNm.$$

$$M_t^y = 0.75 \times 8.55 = 6.41KNm.$$

- **Moment en appuis :**

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 8.67 = 4.33KNm.$$

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm^2)	A_a calculé (cm^2)	A_t adopté (cm^2)	A_a adopté (cm^2)
Sens xx	6.50	4.33	1.45	0.97	4HA8=2.01	4HA8=2.01
Sens yy	6.41	4.33	1.43	0.97	4HA8=2.01	4HA8=2.01

Tab.III.56 : Calcul du ferrailage de la dalle sous charges concentrées.

- **Vérification de la condition de non fragilité**

Pour $h > 12\text{cm}$ et $\rho \geq 0.4$:

En travée : Sens xx : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.96}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.22\text{cm}^2.$$

$$\text{Sens yy : } A_y \geq \rho_0 bh \Rightarrow A_y = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 bh = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2\text{cm}^2$$

En appui : $A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh$

$$\Rightarrow A_x = 2.01\text{cm}^2 \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) bh = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.96}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1.22\text{cm}^2$$

- **Vérification au non poinçonnement :**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

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

BAEL91 (article V.3.c)

Q_u : Charge de calcul à l'ELU .

h : L'épaisseur totale de la dalle

$$U_c = 2(u + v) = 500 \text{ cm.}$$

$$Q_u = 97,6 \text{ KN} \leq \frac{0.045 \times 5 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 750 \text{ KN} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte tangentielle :**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{Au milieu de } u : V_u = \frac{q_u}{2u + v} = \frac{97.6}{2.4 \times 1.3} = 26.37 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{q_u}{2v + u} = \frac{97.6}{2.6 \times 1.2} = 25.68 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{26.37 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.2 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPa.}$$

- **Espacement des armatures :**

Sens xx : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

Sens yy : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$; Soit : $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **l'ELS :** ($\nu = 0.2$)

1. Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = G = 72.3 \text{ KN}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) q_{ser} = (0.076 + 0.2 \times 0.076) \times 72.3 = 6.6 \text{ KNm}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) q_{ser} = 6.6 \text{ KNm.}$$

2) Les moments dus aux poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = G + Q = 4.85 + 1 = 5.85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0474 \times 5.85 \times 1.98^2 = 1.08 \text{KNm.}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.9385 \times 1.08 = 1.01 \text{KN.m}$$

3) La superposition des moments :

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 6.6 + 1.08 = 7.68 \text{KNm.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.6 + 1.01 = 7.61 \text{KNm.}$$

-Vérifications des contraintes :

-Moment en travées :

$$M_t^x = 0.75 \times 7.68 = 5.76 \text{KNm.}$$

$$M_t^y = 0.75 \times 7.61 = 5.70 \text{KNm}$$

-Moment en appuis :

$$M_a^x = M_a^y = 0.5 \times 7.68 = 3.84 \text{KNm.}$$

Localisation	Sens	M _{ser} (KN.m)	A(cm ²)	Y (cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)
Travée	xx	5.76	2.01	2.51	3844.81	3.76
	yy	5.70	2.01	2.4	3239.42	4.22
Appui	/	3.84	2.01	2.51	3844.81	2.50

Tab.III.57 : Vérification des contraintes.

- **Vérification de la flèche :** D'après le B A E L 91 et CBA 93 la vérification de la flèche est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{e}{L_x} \geq \max \left[\frac{3}{80}; \frac{M_t}{20M_0} \right] \Rightarrow 0.075 > 0.0375 \quad \text{Condition vérifié.}$$

$$As \leq \frac{2bd}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} m^2 \leq 6.5 \times 10^{-4} m^2 \quad \text{Condition vérifié.}$$

– Le schéma de ferrailage

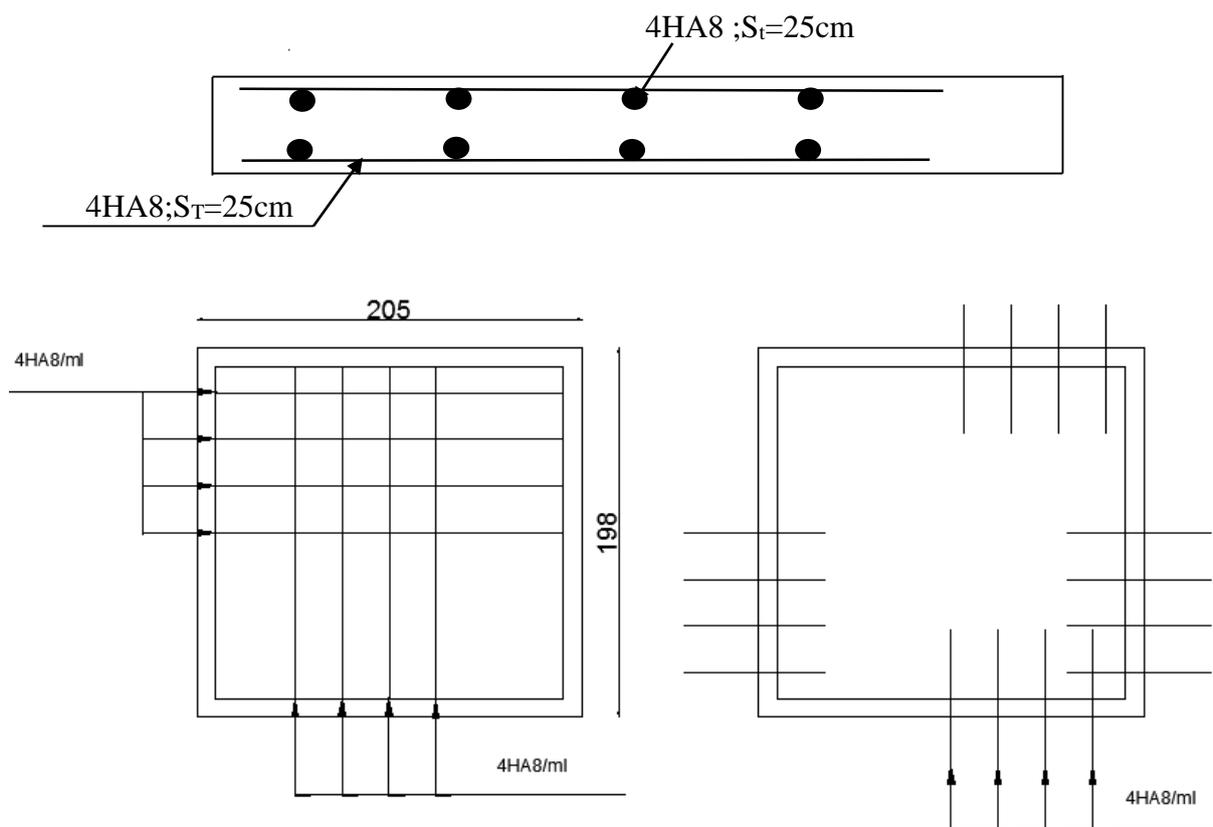


Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sous les charges concentrées.

III.6) Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailier comme une section rectangulaire de largeur 100 cm et de hauteur h. le dimensionnement et le poids de l'escalier est calculé dans le chapitre II.

III.5.1 Etude des escaliers

– Le premier type

Le premier type d'escalier est un escalier a trois volées relie le RDC aux étages d'habitation

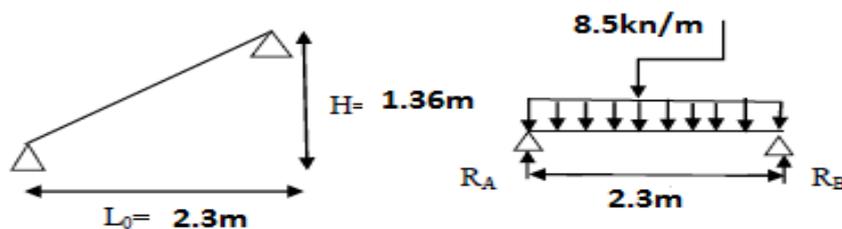


Figure.III.15 : Schéma statique de la 1^{ère} volée.

• Etude de la volée I :

– Les chargements :

G_v : poids propre de la volée.

On a : $G_v=8.50 \text{ kn/m}^2$, $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

– Combinaison de charges :

$$ELU: q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 15.225 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS: q_v^s = G_v + Q = 11 \text{ KN/m}^2$$

– Les sollicitations :

– A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u^v \times l^2}{8} = \frac{15.225 \times 2.3^2}{8} = 10.067 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 7.550 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.033 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.225 \times 2.3}{2} = 17.508 \text{ KN}$$

– A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s^v \times l^2}{8} = \frac{11}{8} \times 2.3^2 = 7.273 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 5.454 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -3.636 \text{ KN.m}$$

– Ferrailage :

D'après le BAEL 91, on calcule le ferrailage d'une section rectangulaire

$(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion :

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	0.13	14,17	348	400

Tab.III.58: Caractéristiques géométriques et mécaniques.

D'où : $\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu} / 0.8$, $z = d(1 - 0.4\alpha)$, $A_s = M_u / Z \sigma_s$

Choix des barres :

En travée :

Mmax (kn)	μ	α	Z(m)	ϵ_s	σ_s (MPa)	As(cm ²)
7.55	0.0315	0.0401	0.127	0.01	348	1.696

Tab.III.59: Calcul de ferrailage à la flexion.

$A_{cal} = 1.696 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA10** : A = 3.14cm² / ml.

En appuis :

Mmax (kn)	μ	α	Z(m)	ϵ_s	σ_s (MPa)	As(cm ²)
5.033	0.0210	0.0266	0.128	0.01	348	1.124

Tab.III.60 : Calcul de ferrailage à la flexion.

$A_{cal} = 1.124 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{min} = 1.569 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition non vérifier}$

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA8** : A = 2.01 cm² / ml.

– **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

En appuis : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.525 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

– **Espacement des barres :**

– **Armatures principales :**

En travée (St = 25cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier

En appuis (St = 25 cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier.

– **Armatures secondaire :**

St = 25cm ≤ min (4e, 45 cm) ⇒ St ≤ 45cm.....c'est vérifier

	M(KN.m)	Ascal cm ²	Asmincm ²	Nbre barres	Ar cm ²	St (cm)
En travée	7.55	1.685	1.569	4HA10 = 3.14cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis	5.033	1.125	1.569	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	25

Tab.III.61: Ferrailage de la volée 1.

– Vérification à l'ELU :

–Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{17.508 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.134 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{c'est vérifié.}$$

–Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(17.508 - \frac{5.033}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.73 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée.

– Vérification à l'ELS :

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

–Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{17.503 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.191 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les Aciers est inutile.

– Vérification de l'état de compression du béton :

Dans ce cas il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

Travées :

$$1/2 b y^2 + \eta As' (y-c') - \eta As(d-y)=0$$

$$As' = 0, As = 3.14 \text{ cm}^2, \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta As (d-y)=0$$

$$50 y^2 + 47.1 y - 612.3 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 353.098$$

$$Y = 3.059 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + 15As (d - y)^2$$

$$I = 5608.7371 \text{ cm}^4$$

$$M_t = 5.454 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t}{I} Y = 2.975 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < 15$: Condition vérifiée.

Appuis :

$$1/2 b y^2 + \eta As' (y-c') - \eta As (d-y)=0$$

$$As' = 0, As = 2.01 \text{ cm}^2, \eta = 15$$

$$1/2 b y^2 - \eta As (d-y)=0$$

$$50 y^2 + 30.15 y - 391.95 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 281.600$$

$$Y = 2.514 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = 1/3 b y^3 + 15As (d - y)^2$$

$$I = 3844.811 \text{ cm}^4$$

$$M_a = 3.636 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_a}{I} Y = 2.377 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} < 15$: Condition vérifiée.

	$M_{ser} \text{ (kn x m)}$	Y cm	I cm^4	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$
En travées	5.454	3.059	5608.7371	2.975	15
En appuis	-3.636	3.059	3844.811	2.377	15

Tab.III.62 : Vérification des contraintes à l'ELS.

– Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{0.15}{2.3} = 0.0652 < \frac{1}{10} \times \frac{5.454}{7.273} = 0.075 \dots\dots\dots \text{Non vérifiée.}$$

La relation (I) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche ; dans ce cas la flèche totale doit être comparée aux valeurs admissibles suivantes :

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau

$$\rho = 0.00241 \quad , \quad y = 3.059 \text{ cm}, \quad I = 5608.7371 \text{ cm}^4, \quad \lambda_i = 8.694, \quad \lambda_v = 3.477,$$

$$I_0 = 29549,775 \text{ cm}^4$$

q _j (KN/m)	M _{jser} (KN.m)	σ _j (MPa)	μ _j	I _{fj} (cm ⁴)	f _{ji} (cm)
2,83	1,87	49,771	0	32504,7525	0,0094
Q _g (KN/m)	M _{gser} (KN.m)	σ _g (MPa)	μ _g	I _{fg} (cm ⁴)	f _{gi} (cm)
5.525	3.65	97,120	0	32504,7525	0,0184
q _p (KN/m)	M _{pser} (KN.m)	σ _p (MPa)	μ _p	I _{fp} (cm ⁴)	f _{pi} (cm)
7.15	4.72	125,685	0	32504,7525	0,0239
q _g (KN/m)	M _{gser} (KN.m)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	I _{gv} (cm ⁴)	f _{gv} (cm)
5.525	3.52	125.20	0	32504,7525	0,0554

Tab.III.63 : Calcul de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.051 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.46 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \text{vérifier}$$

– Schéma de ferrailage :

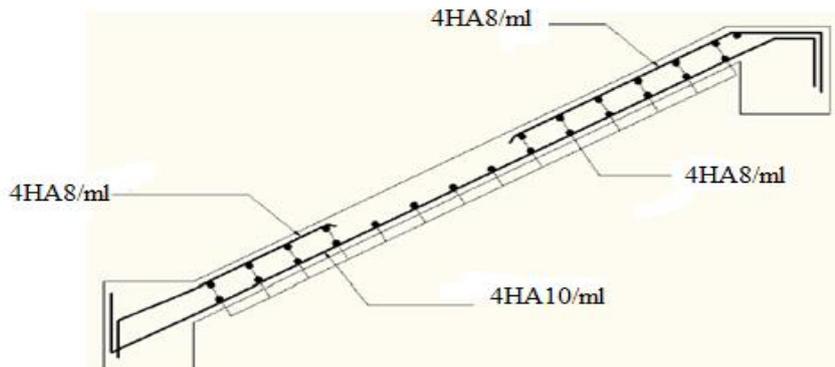


Figure.III.16 : Schéma de ferrailage de la 1^{ère} volée.

➤ Etude de la volée II

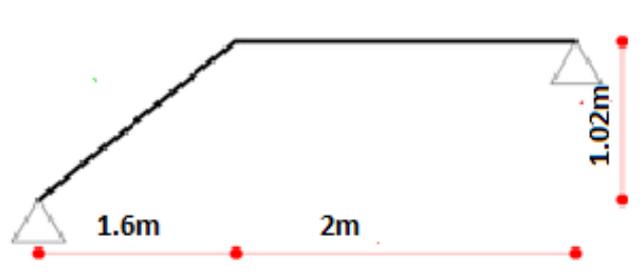


Figure.III.17: Schéma statique de la 2^{ème} volée.

– Les chargements :

On a : $G_v=8.5 \text{ KN/m}^2$, $G_p=5.31 \text{ KN/m}^2$, $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

– Combinaison de charges :

$$ELU: q_v^u = 15.225 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p^u = 10.91 \text{ KN/m}^2$$

$$ELS: q_v^s = 11 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p^s = 7.81 \text{ KN/m}^2$$

- **Charge équivalente :**

$$q_u^{eqv} = 12.827 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s^{eqv} = 9.227 \text{ KN/m}^2$$

- **Les sollicitations :**

A l'ELU :

$$M_0 = 20.779 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 15.584 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -10.389 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = 23.088 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_0 = \frac{q_s^{eqv} \times l^2}{8} = 14.947 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 11.210 \text{ KN.m}$$

$$-0.5 \times M_0 = -7.473 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

En travée :

$$M = 15.584 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0651$$

$$\alpha = 0.0842$$

$$Z = 12.56 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 3.5666 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA12** : A = 4.52 cm² / ml.

En appuis :

$$M = 10.389 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0580$$

$$\alpha = 0.0748$$

$$Z = 12.61 \text{ cm}$$

$$A_{cal} = 3.166 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferrailage suivant : **5HA10** : A = 3.93 cm² / ml.

– **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA10 = 3.14 cm²/ ml

En appuis : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

– **Espacement des barres :**

– **Armatures principales :**

En travée $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \text{c'est vérifier.}$

En appuis $St \leq \min(3e, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots \dots \text{c'est vérifier.}$

– **Armatures secondaire :**

$St \leq \min(4e, 45 \text{ cm}) \Rightarrow St = 25 \text{ cm} \leq 45 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$

	M (KN.m)	Ascal cm ² / ml	As cm ² / ml	N ^{bre} barres cm ² / ml	Ar cm ² / ml	St (cm)
En travée	15.58	3.566	1.5698	4HA12 = 4.52	4HA10 = 3.14	25
En appuis	10.38	3.166	1.5698	5HA10 = 3.93	4HA8 = 2.01	20

Tab.III.64 : Ferrailage de la volée.

– **Vérification à l'ELU :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0.177 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{c'est vérifier.}$

– **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(23.088 - \frac{10.389}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.88 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifié.}$$

- **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

- Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{sev}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1.2 = 15.072 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{23.088 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 15.072 \times 10^{-2}} = 1.30 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{ser}} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

- Vérification de l'état de compression du béton :

	M.ser (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
En travée	11.21	0.0357	7.55x 10 ⁻⁵	5.31	15	Condition vérifié
En appui	7.473	0.0336	6.74 x 10 ⁻⁵	3.73	15	

Tab.III.65 : Vérification des contraintes à l'ELS

- Vérification de l'état limite de déformation :

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

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

15 / 360 = 0.0416 < 1 / 16 = 0.0625 condition non vérifier.

La première condition n'est pas vérifiée, alors il faut calculer la flèche.

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau

$\rho = 0,00347, y = 3.57 \text{ cm, I} = 2.14 \times 10^{-4} \text{ m}^4, \lambda_i = 6,03, \lambda_v = 2,41, I_0 = 30175,95\text{cm}^4.$

q _j (KN/m)	M _{jser} (KN.m)	σ _j (MPa)	μ _j	I _{fj} (cm ⁴)	f _{ji} (cm)
2,8314	4,586	85,938	0	33193,54	0,055
q _g (KN/m)	M _{gser} (KN.m)	σ _g (MPa)	μ _g	I _{fg} (cm ⁴)	f _{gi} (cm)
5,525	8,950	167,694	0,170	16336,19	0,220
q _p (KN/m)	M _{pser} (KN.m)	σ _p (MPa)	μ _p	I _{fp} (cm ⁴)	f _{pi} (cm)
7,15	11,583	217,016	0,281	12279,90	0,380
q _g (KN/m)	M _{gser} (KN.m)	σ _{gv} (MPa)	μ _g	I _{fgv} (cm ⁴)	f _{gv} (cm)
5,525	8,950	167,694	0,170	23495,51	0,460

Tab.III.66 : Calcul de la flèche

$$\begin{cases} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.564 \text{ cm} \\ f_{adm} = 0.720 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \text{vérifier}$$

➤ Schéma de ferrailage

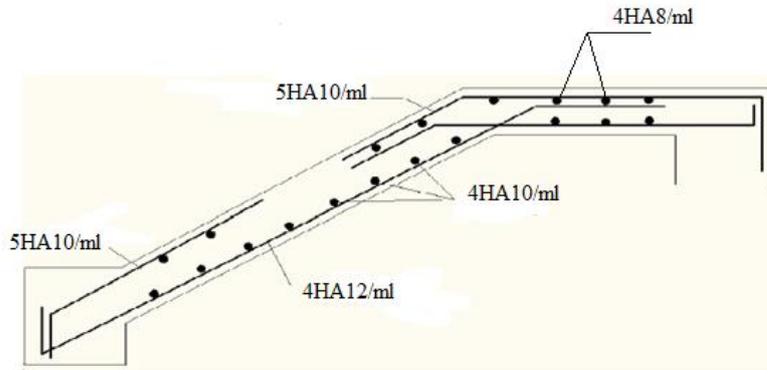


Figure.III.18 : Schéma de ferrailage de la 2^{ème} volée.

➤ Etude de la volée III :

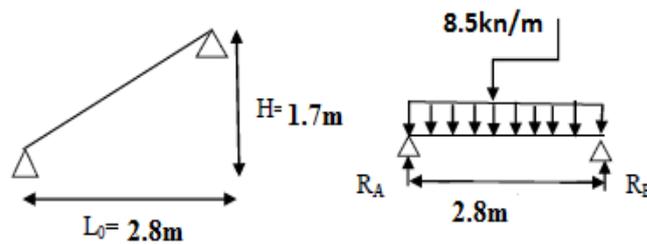


Figure.III.19: Schéma statique de la 3^{ème} volée.

- Les chargements :

G_v : poids propre de la volée.

On a : $G_v = 8.50 \text{ kn/m}^2$, $Q = 2.5 \text{ kn/m}^2$

- Combinaison de charges :

$$ELU: q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 15.225 \text{ Kn/m}^2$$

$$ELS: q_v^s = G_v + Q = 11 \text{ Kn/m}^2$$

- Les sollicitations :

A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_v^u \times l^2}{8} = \frac{15.225 \times 2.8^2}{8} = 14.920 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 11.19 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -7.46 \text{KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.225 \times 2.3}{2} = 21.315 \text{KN}$$

A l'ELS:

$$M_0 = \frac{q_s^v \times l^2}{8} = \frac{11}{8} \times 2.8^2 = 10.78 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 8.08 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.39 \text{KN.m}$$

– **Ferraillage :**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire

(bxh) = (100x15) cm² soumise à la flexion :

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	0.13	14,17	348	400

Tab.III.67: Caractéristiques géométriques et mécaniques

D'où : $\mu = M_u / b d^2 f_{bu} = 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0.8}$, $z = d(1 - 0.4\alpha)$, $A_s = M_U / Z \sigma_s$

Choix des barres :

En travée :

M_{max} (kn)	μ	α	$Z(m)$	ϵ_s	σ_s (MPa)	$A_s(cm^2)$
11.19	0.0467	0.0599	0.1269	0.01	348	2.5354

Tab.III.68 : Calcul de ferraillage à la flexion

$$A_{cal} = 2.5354 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/ml \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA10**: A = 3.14cm² / ml.

En appuis :

M_{max} (kn)	μ	α	$Z(m)$	ϵ_s	σ_s (MPa)	$A_s(cm^2)$
7.46	0.0312	0.0396	0.1279	0.01	348	1.676

Tab.III.69 : Calcul de ferraillage à la flexion

$$A_{cal} = 1.6763 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{condition vérifier}$$

On opte pour le ferrailage suivant : **4HA8** : A = 2.01 cm² / ml.

– **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = A_{sl}/4 = 3.14/4 = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

En appuis : $A_t = A_{sl}/4 = 2.01/4 = 0.525 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm² / ml

– **Espacement des barres :**

– **Armatures principales :**

En travée (St = 25cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier

En appuis (St = 25 cm) ≤ min (3e, 33 cm) ⇒ St ≤ 33cm....c'est vérifier

– **Armatures secondaire :**

St = 25cm ≤ min (4e, 45 cm) ⇒ St ≤ 45cm.....c'est vérifier.

	M(KN.m)	Ascal cm ²	Asmincm ²	N ^{bre} barres	Arcm ²	St (cm)
En travée	11.19	2.53cm ²	1.569	4HA10 = 3.14cm ²	4HA8= 2.01cm ²	25
En appuis	7.46	1.67cm ²	1.569	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8= 2.01cm ²	25

Tab.III.70 : Tableau de ferrailage vis-à-vis de la flexion simple.

➤ **Vérification à l'ELU :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{21.315 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.163 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{c'est vérifier.}$$

–**Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(21.315 - \frac{7.46}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -1.22 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

– **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

– Vérification de la contrainte d'adhérence :

$$\tau_{sev} \leq \overline{\tau_{srv}}$$

$$\overline{\tau_{srv}} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{21.315 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.450 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \overline{\tau_{srv}} \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Etat limite d'ouverture des fissures

Etant donné que la fissuration est peu nuisible, donc la vérification des contraintes dans les

Les aciers est inutile.

– Vérification de l'état de compression du béton :

Dans ce cas il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

	M_{ser} (kn x m)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$
En travées	8.08	3.059	5608.7371	4.075	15
En appuis	-5.39	2.514	3844.811	4.885	15

Tab.III.71 : Vérification des contraintes à l'ELS.

$\sigma_{bc} < 15$: Condition vérifiée.

– Vérification de l'état limite de déformation :

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

I) $\frac{0.15}{2.8} = 0.0535 < \frac{1}{16} = 0.062$ Non vérifiée.

La relation (I) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche ; dans ce cas la flèche totale doit être comparée aux valeurs admissibles suivantes :

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau :

$\rho = 0.00241$, $y = 3.059$ cm, $I = 5608.7371$ cm⁴, $\lambda_i = 8.694$, $\lambda_v = 3.477$, $I_0 = 29549,775$ cm⁴.

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_{f_j} (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
2,83	2,774	73,763	0	32504,7525	0,020
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_{f_g} (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
5.525	5,414	143,936	0	32504,7525	0,040
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_{f_p} (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.15	7,007	186,271	0,057	21656,998	0,078
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
5.525	5,414	143,936	0	32504,7525	0,121

Tab.III.72 : Calcul de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,13cm \\ f_{adm} = 0,56cm \end{array} \right. \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \text{vérifier}$$

– Schéma de ferrailage :

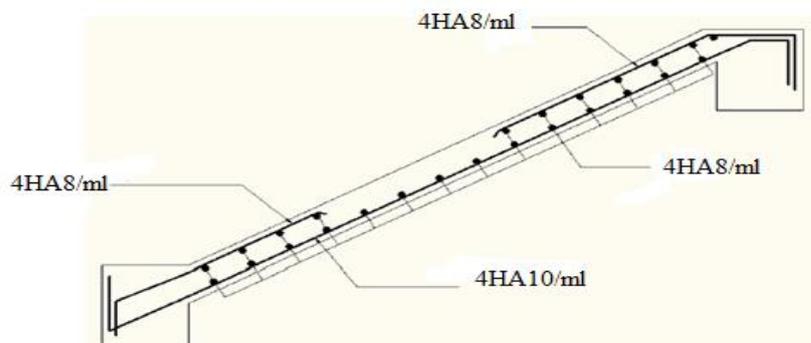


Figure.III.20 : Schéma de ferrailage de la 3^{ème} volée.

– **Le deuxième type :**

Le deuxième type d'escalier est un escalier a deux volées relie les étages d'habitation

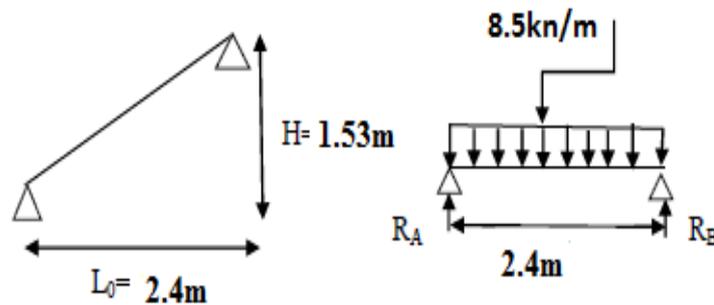


Figure.III.21:Schéma statique la volée.

– **Les chargements :**

G_v : poids propre de la volée.

On a: $G_v=8.50 \text{ kn/m}^2$, $Q=2.5 \text{ kn/m}^2$

– **Combinaison de charges :**

$$ELU: q_v^u = 1.35 \times G_v + 1.5 \times Q = 15.225 \text{ Kn/m}^2$$

$$ELS: q_v^s = G_v + Q = 11 \text{ Kn/m}^2$$

– **Les sollicitations :**

A l'ELU :

$$M_0 = \frac{q_u^v \times l^2}{8} = \frac{15.225 \times 2.4^2}{8} = 10.926 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 8.221 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -5.481 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{15.225 \times 2.4}{2} = 18.27 \text{ KN}$$

A l'ELS:

$$M_0 = \frac{q_s^v \times l^2}{8} = \frac{11}{8} \times 2.4^2 = 7.92 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times M_0 = 5.94 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times M_0 = -3.96 \text{ KN.m}$$

– **Ferraillage :**

D'après le BAEL 91, on calcule le ferraillage d'une section rectangulaire

$(bxh) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$ soumise à la flexion :

f_{c28} (MPa)	f_{t28} (MPa)	γ_b	γ_s	d (m)	f_{bu} (MPa)	σ_s (MPa)	f_e (MPa)
25	2,1	1,5	1,15	0.13	14,17	348	400

Tab.III.73 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

D'où : $\mu = M_u / bd^2 f_{bu}$, $= 1 - \sqrt{1 - 2\mu / 0.8}$, $z = d(1 - 0.4\alpha)$, $A_s = M_U / Z \sigma_s$

Choix des barres :

En travée :

M_{max} (kn)	μ	α	$Z(m)$	ϵ_s	σ_s (MPa)	$A_s(\text{cm}^2)$
8.221	0.0343	0.0437	0.1277	0.01	348	1.8504

Tab.III.74 : Calcul de ferraillage à la flexion.

$A_{cal} = 1.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$ > $A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \Rightarrow condition vérifier

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA10**: $A = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

En appuis :

M_{max} (kn)	μ	α	$Z(m)$	ϵ_s	σ_s (MPa)	$A_s(\text{cm}^2)$
5.481	0.0229	0.029	0.1285	0.01	348	1.2263

Tab.III.75 : Calcul de ferraillage à la flexion.

$A_{cal} = 1.2263 \text{ cm}^2/\text{ml}$ < $A_{min} = 1.5698 \text{ cm}^2/\text{ml}$ \Rightarrow condition non vérifier

On opte pour le ferraillage suivant : **4HA8** : $A = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

– **Calcul de la section des armatures de répartition :**

En travée : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml

En appuis : $A_t = \frac{A_{sl}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.525 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01 cm^2 / ml

– **Espacement des barres :**

– **Armatures principales :**

En travée ($St = 25\text{cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots$ c'est vérifier

En appuis ($St = 25\text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 33\text{cm} \dots$ c'est vérifier.

– **Armatures secondaire :**

$St = 25\text{cm} \leq \min(4e, 45\text{ cm}) \Rightarrow St \leq 45\text{cm} \dots$ c'est vérifier

	M(KN.m)	Ascal cm ²	Asmin cm ²	N ^{bre} barres	Ar cm ²	St (cm)
En travée	11.19	2.53cm ²	1.569	4HA10 = 3.14cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis	7.46	1.67cm ²	1.569	4HA8 = 2.01cm ²	4HA8 = 2.01cm ²	25

Tab.III.76 : Ferrailage vis-à-vis de la flexion simple

– **Vérification à l'ELU :**

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{18.27 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.140 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u \dots$$
 c'est vérifier.

– **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(18.27 - \frac{5.481}{0.9 \times 0.13} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -0.821 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

– **Vérification a l'ELS :**

La fissuration est peu nuisible car les escaliers sont à l'abri des intempéries, donc les vérifications à faire sont :

– **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{sev} \leq \bar{\tau}_{srv}$$

$$\bar{\tau}_{sev} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa. Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi$: Somme des périmètres des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 1 = 12.56 \text{ cm.}$$

$$\tau_{ser} = \frac{18.27 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.13 \times 12.56 \times 10^{-2}} = 1.243 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_{ser} < \bar{\tau}_{ser} \dots$$
 condition vérifiée

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures**

Etant donné que la fissuration est peu nuisible donc la vérification des contraintes dans les aciers est inutile.

– **Vérification de l'état de compression du béton :**

Dans ce cas il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} Y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 M_{pa}$$

	M_{ser} (kn x m)	Y cm	I cm ⁴	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$
En travées	5.94	3.059	5608.7371	4.075	15
En appuis	-3.96	2.514	3844.811	4.885	15

Tab.III.77 : Vérification des contraintes à l'ELS.

$\sigma_{bc} < 15$: Condition vérifiée.

– **Vérification de l'état limite de déformation :**

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0}$$

1) $\frac{0.15}{2.4} = 0.0625 < 0.075 \dots\dots\dots$ Non vérifiée.

La relation (I) n'est pas vérifiée d'où l'obligation de vérifier la flèche ; dans ce cas la flèche totale doit être comparée aux valeurs admissibles suivantes :

Le calcul se fait de la même manière que pour les poutrelles. Les résultats sont présentés dans le tableau.

$\rho = 0.00241$, $y = 3.059$ cm, $I = 5608.7371$ cm⁴, $\lambda_i = 8.694$, $\lambda_v = 3.477$, $I_0 = 29549,775$ cm

q_j (KN/m)	M_{jser} (KN.m)	σ_j (MPa)	μ_j	I_f^j (cm ⁴)	f_{ji} (cm)
2,83	2,038	54,193	0	32504,7525	0,011
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_g (MPa)	μ_g	I_f^g (cm ⁴)	f_{gi} (cm)
5.525	3,978	105,7494	0	32504,7525	0,021
q_p (KN/m)	M_{pser} (KN.m)	σ_p (MPa)	μ_p	I_f^p (cm ⁴)	f_{pi} (cm)
7.15	5,148	136,852	0	32504,7525	0,0287
q_g (KN/m)	M_{gser} (KN.m)	σ_{gv} (MPa)	μ_g	I_f^{gv} (cm ⁴)	f_{gv} (cm)
5.525	3,978	105,7494	0	32504,7525	0,065

Tab.III.78 : Calcul de la flèche.

$$\begin{cases} \Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,06cm \\ f_{adm} = 0,56cm \end{cases} \Rightarrow \Delta f_t < f_{adm} \dots \text{vérifier}$$

➤ Schéma de ferrailage :

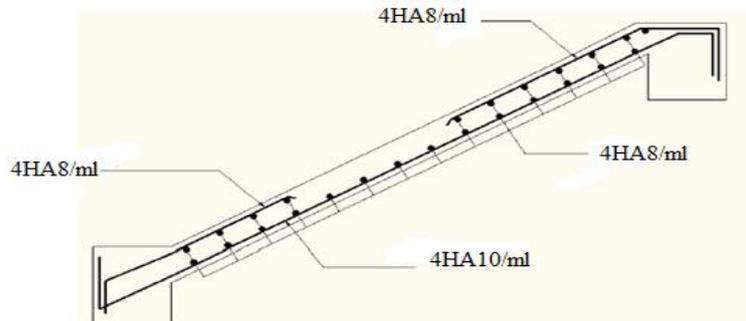


Figure.III.22 : Schéma de ferrailage de la volée.

III.5.2 Calcul des paliers

Calcul palier type I :

Le calcul s'effectue comme une dalle pleine.

$$\varphi = \frac{140}{180} = 0.77 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Calcul du chargement

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 5.31 + 1.5 \times 2.5 = 10.91 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 5.31 + 2.5 = 7.81 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

- Calcul de M_{0u} et M_{0y} :

$$\begin{cases} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0596 \times 10.91 \times 1.40^2 = 1.27 \text{ KN/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.5440 \times 1.27 = 0.7 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0661 \times 7.81 \times 1.4^2 = 1.01 \text{ KN/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.6710 \times 1.01 = 0.67 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée :

$$\begin{cases} M_{ser}^x = 0.75 M_{0ser}^x = 0.757 \text{ KN.m} \\ M_{ser}^y = 0.75 M_{0ser}^y = 0.50 \text{ KN.m} \\ M_u^x = 0.75 M_{0u}^x = 0.9525 \text{ KN.m} \\ M_u^y = 0.75 M_{0u}^y = 0.525 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} M_u^x = M_u^y = -0.5M_{0u} = -0.635KN.m \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.5M_{0ser} = -0.505KN.m \end{cases}$$

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Le tableau résume le calcul des armatures en travées et en appuis

En travée				
Sens x	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	S _t (cm)
	0.2111	1.33	4HA8 = 2.01cm ²	25
Sens y	0.1162	1.2	4HA8 = 2.01cm ²	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.1118	1.33	4HA8 = 2.01cm ²	25

Tab.III.79 : Ferraillage vis-à-vis de la flexion simple.

Avec : $A_{x_{min}} = 0.0008 \times \frac{(3-\rho)}{2} b \times e$

$A_{y_{min}} = 0.0008 \times b \times e$

- **Vérification diverse :**

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

$$V_u^y = \frac{P \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 7.08KN$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.054MPa \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25MPa \Rightarrow \text{pas d'armature transversale}$$

Vérification des espacements :

$$\begin{cases} S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm \text{ vérifiée (sens principale)} \\ S_t = 25cm \leq \min(4e, 45cm) = 45cm \text{ vérifiée (sens secondaire)} \end{cases}$$

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

On doit vérifier que : $A_l \geq \frac{\gamma_s \times V}{f_e}$

Et on a : $A_l = 2.01$ et $V_{max} = 7.08 KN \Rightarrow 2.01 > 0.23cm^2$

- Vérification des contraintes :

		M (KN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	x-x	0.757	2.01	2.4	3239.42	0.56	Vérifier
	y-y	0.50	2.01	2.29	2887.75	0.39	Vérifier
Appui		0.505	2.01	2.4	3239.42	0.37	Vérifier

Tab.III.80 : Vérification des contraintes de dalle.

- Etat limite de déformation :

On doit vérifier les deux conditions suivantes :

Sens x-x :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.15 \geq \max(0.037; 0.037) \times 1.40 = 0.0518 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y :

$$e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{Mt}{20 \times M_0}\right) \times l \Rightarrow 0.15 \geq \max(0.037; 0.037) \times 1.80 = 0.067 \dots \text{vérifier}$$

$$A_s \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Rightarrow 2.01 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.12}{400} = 6 \times 10^{-4} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

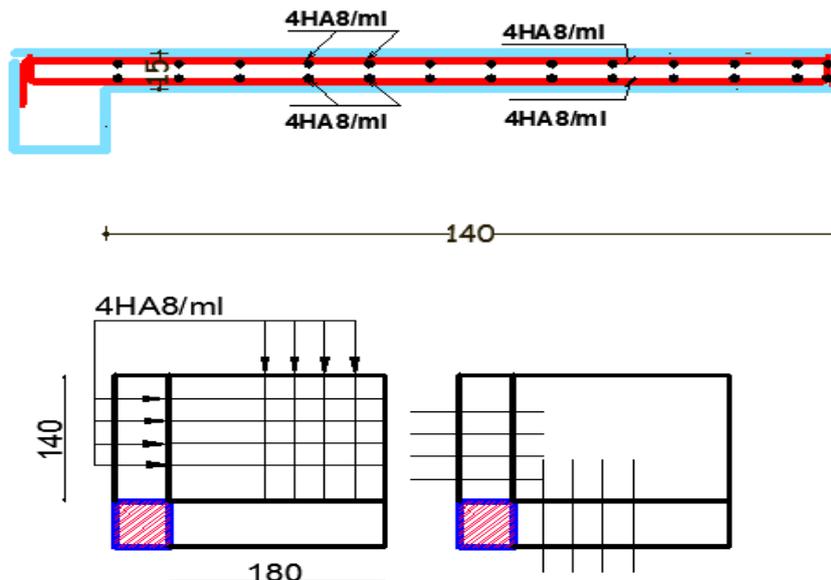


Figure.III.23 : Schéma de ferrailage palier Type I.

- Palier Type 2 :

$$\varphi = \frac{140}{369} = 0.38 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail dans un seul sens.}$$

Le calcul s'effectue comme une poutre simplement appuyée.

$$q_u = 10.91 \text{ KN/m.}$$

$$q_s = 7.81 \text{ KN/m.}$$

$$M_u = \frac{10.91 \times 140^2}{8} = 2.67 \text{ KN.m}$$

Sens principal					
μ	α	$z(\text{m})$	A calculé (cm^2)/ml	$A_{\text{opt}}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
0.0112	0.0140	0.1293	0.539	4HA8= 2.01	25
Sens secondaire					
A calculé (cm^2)		$A_{\text{opt}}(\text{cm}^2/\text{ml})$		$S_t(\text{cm})$	
0.67		4HA8= 2.01		25	

Tab.III.81 : Ferrailage vis-à-vis de la flexion simple.

- Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 7.63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.63 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.063 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28} = 1.16 \text{ MPa.}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

2-Vérification à l'ELS :

$$q_s = 7.81 \text{ KN/ml}$$

Le balcon se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

M (KN.m)	Y (m)	I (m^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
1.91	0.029	4713.31	1.17	15	Vérifier

Tab.III.82 : Résumé la vérification des contraintes.

• La flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{140} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.01}{100 \times 13} = 0.0015 < \frac{2.4}{400} = 0.006$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

- Le schéma de ferrailage

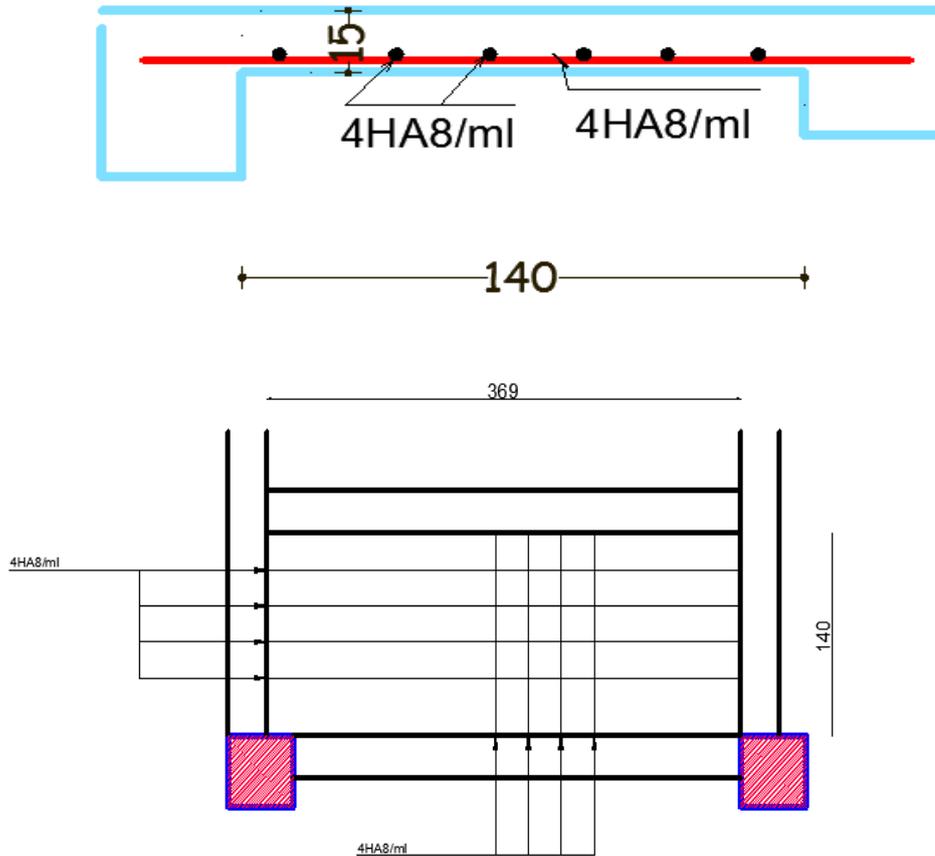


Figure.III.24 : Schéma de ferrailage palier Type II.

III.6. Etude des poutres palières :

La poutre palière constitue un appui pour l'escalier principal, elle est soumise à la flexion simple et à la torsion.

Nous avons deux types de poutres palières

Une poutre palière droite qui d'appui au palier de repos du 2^{ème} type d'escalier et une poutre brisée qui retient la 2^{ème} volée du 1^{er} type d'escalier

- Dimensionnement

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 3.90 \text{ m}$$

$$\frac{3.90}{15} < h < \frac{3.90}{10} \rightarrow 26 < h < 39 \text{ cm on opte pour } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

- **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre $g_0 = 0.35 \times 0.30 \times 25 \times 1 = 2.625 \text{ KN/ml}$.
- La charge transmise par l'escalier $R_d = 38.013 \text{ KN/ml}$.

a) Calcul des sollicitations :

$$p_u = 1.35 \times (g_0) + R_d = (1.35 \times 2.625) + 38.013$$

$$p_u = 41.556 \text{ KN/ml}$$

▪ **En travée :**

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{41.556 \times 3.9^2}{24} = 26.336 \text{ KN.m}$$

▪ **En appuis :**

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{41.556 \times 3.9^2}{12} = -52.672 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{41.556 \times 3.9}{2} = 81.034 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	41.556	26.336	-52.672	81.034
ELS	29.948	18.979	-37.959	

Tab.III.83 : Les sollicitations dans la poutre.

Le tableau résume le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	26.336	0.0569	0.0733	2.363	1.1954
En appuis	-52.672	0.1138	0.1514	4.884	1.1954

Tab.III.84 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

- **Vérification à l'ELU**

a) L'effort tranchant

$$V_u = 81.034 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{81.034 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.33} = 0.818 \text{ MPa} \\ \overline{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau}_u \text{ Condition vérifié.}$$

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(81.034 - \frac{52.672}{0.9 \times 0.33} \right) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A > -2.768 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifié.}$$

c) Calcul de l'espacement St

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm}$. On opte pour : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis.

- Calcul a la torsion :

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{43.848 \times 3.90}{2} = 85.50 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.833 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.833) \times (35 - 5.833) = 4933.813 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.668 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{85.50 \times 10^{-3} \times 1.06}{2 \times 0.4933 \times 348} \times 10^4 = 2.639 \text{ cm}^2$$

- Calcul des armatures transversales à la torsion

Soit $St = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 30 \Rightarrow A_t^{min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_{t'} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{85.50 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.4933 \times 348} \times 10^4 = 0.373 \text{ cm}^2$$

$$D'où $A_t = A_t^{min} + A_{t'} = 0.9 + 0.37 = 1.27 \text{ cm}^2$$$

Soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- Section d'armature finale
- En travée (dans la nappe inférieure)

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.363 + \frac{2.639}{2} \Rightarrow A^t = 3.6825 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 3HA14 = 4.62cm²

- En appuis (dans la nappe supérieure)

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 4.884 + \frac{2.639}{2} \Rightarrow A^a = 6.204 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 6HA12 = 6.79cm²

- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$

On na $V_{max} = 81.034\text{KN}$, $\tau_{flexion} = 0.818\text{MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{85.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0.4933 \times 0.085} = 1.019\text{MPa}$$

$\tau_u = 1.019 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

- Vérification a l'ELS
 - Etat limite de compression de béton

En travées : $M_t = 18.979\text{KN.m}$, $y = 0.0933 \text{ m}$, $I = 3.91 \times 10^{-4}$

$\sigma_{bc} = 4.53\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

Aux appuis : $M_a = 37.959\text{KN.m}$, $y = 0.115\text{m}$, $I = 5.82 \times 10^{-4}$

$\sigma_{bc} = 7.522\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

- Evaluation de la flèche

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{3.6825}{30 \times 33} = 0.0037 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Le schéma de ferrailage :**

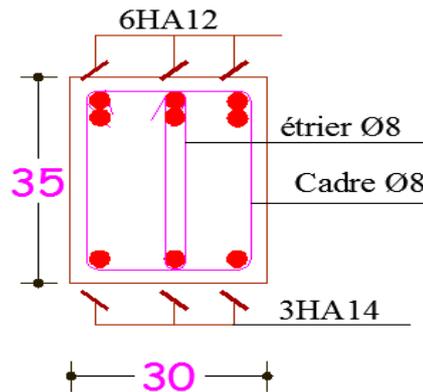


Figure.III.25 : Schéma de ferrailage poutre palière.

- **Etude de la poutre brisée :**

Notre poutre palière est une poutre brisée. Elle est soumise à son poids propre, aux charges transmises par les escaliers sous forme de réactions d'appuis ainsi qu'aux moments de torsions.

- **Dimensionnement :**

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 3.9 \text{ m}$$

$$\frac{3.9}{15} < h < \frac{3.9}{10} \rightarrow 26 < h < 39 \text{ cm on opte pour } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

- **Calcul à la flexion simple :**

La poutre est soumise aux charger suivantes :

- Son poids propre $g_p = \frac{0.35 \times 0.30 \times 25}{\cos 40} = 4.80 \text{ KN/m}$
- Poids de mur : $P_m = 1.7 \times 2.81 = 4.777 \text{ KN/m}$
- Poids total : $P_t = 9.577 \text{ KN/m}$
- La charge transmise par la volée $V = 12.827 \text{ KN/ml}$

a) **Calcul des sollicitations :**

$$p_u = (1.35 \times P_t) + V = 1.35 \times 9.577 + 12.827 = 25.809 \text{ KN/m}$$

- En travée :

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{35.809 \times 3.9^2}{24} = 22.693 \text{ KN.m}$$

- En appuis :

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{35.809 \times 3.9^2}{12} = -45.387 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{35.809 \times 3.9}{2} = 69.827 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	25.809	22.693	-45.387	69.827
ELS	18.804	11.917	-23.834	

Tabl III.85 : Les sollicitations dans la poutre.

Le tableau résume le ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	22.693	0.049	0.0629	2.028	1.19
En appuis	-45.387	0.0981	0.1292	4.169	1.19

Tab III.86 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

b) Vérification à l'ELU

- L'effort tranchant

$$V_u = 69.827 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{69.827 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.705 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifié.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(69.827 - \frac{45.387}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 \Rightarrow A > -2.38 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

- **Calcul de l'espacement S_t**

$S_t \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 25.2 \text{ cm}$. On opte pour : $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appuis.

- **Calcul a la torsion :**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{10.657 \times 3.9}{2} = 20.782 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.83) \times (35 - 5.83) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.782 \times 10^{-3} \times 1.0668}{2 \times 0.070504 \times 348} \times 10^4 = 4.518 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 \Rightarrow A_t^{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{t'} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{20.782 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.07504 \times 348} \times 10^4 = 0.6 \text{ cm}^2$$

$$D'où $A_t = A_t^{min} + A_{t'} = 1.05 + 0.6 = 1.65 \text{ cm}^2$$$

Soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Section d'armature finale**

- **En travée (dans la nappe inférieure)**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.028 + \frac{4.518}{2} \Rightarrow A^t = 4.287 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit $3\text{HA}14 = 4.62 \text{ cm}^2$

- Schéma de ferrailage :

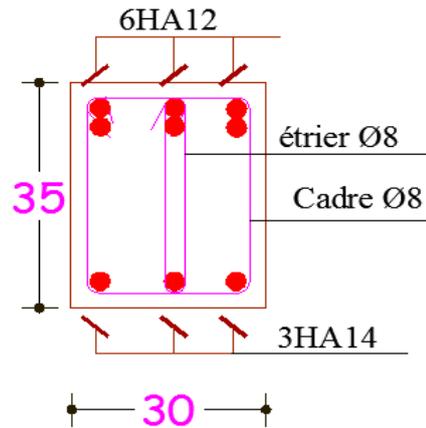


Figure.III.26 : Schéma de ferrailage poutre brisée.

- Etude des poutres de chaînages

- Définition

Les chaînages sont des poutres horizontales en béton armé qui ceinturent les façades à chaque étage au niveau du plancher et aussi les poutres qui servent de porte à faux.

- Dimensionnement :

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}, \text{ avec } L = 3.9 \text{ m}$$

$$\frac{3.9}{15} < h < \frac{3.9}{10} \rightarrow 26 < h < 39 \text{ cm on opte pour } h = 35 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm.}$$

- Calcul à la flexion simple :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- Son poids propre $g_p = 0.35 \times 0.3 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml}$
- La charge transmise par la volée $V = 7.612 \text{ KN/ml}$
- La charge transmise par le palier $P = 8.08 \text{ KN/ml}$

- Calcul des sollicitations :

$$p_u = (1.35 \times g_p) + V + P = (1.35 \times 2.625) + 7.612 + 8.08 = 19.233 \text{ KN/m}$$

- En travée :

$$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{19.233 \times 3.9^2}{24} = 12.19 \text{ KN.m}$$

- **En appuis :**

$$M_a = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{19.233 \times 3.9^2}{12} = -24.38 \text{ KN.m}$$

$$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = \frac{19.233 \times 3.9}{2} = 37.5 \text{ KN}$$

Le tableau résume les sollicitations de la poutre vis-à-vis de la flexion simple :

	Pu (KN/ml)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)	Vu (KN)
ELU	19.233	12.19	-24.38	37.5
ELS	14.06	8.91	-17.82	

Tab III.87 : Les sollicitations dans la poutre

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	$A_{cal}(\frac{cm^2}{ml})$	$A_{min}(\frac{cm^2}{ml})$
En travée	12.19	0.0263	0.0334	1.0764	1.1954
En appuis	-24.38	0.0527	0.0677	2.1831	1.1954

Tab III.88 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.

- **Vérification à l'ELU**
- **L'effort tranchant**

$$V_u = 37.5 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{37.5 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.33} = 0.378 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifié.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

$$A > \left(V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}\right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(37.5 - \frac{24.38}{0.9 \times 0.33}\right) \times \frac{1.15}{400} \times 10^4 \Rightarrow A > -1.28 \text{ cm}^2$$

Condition vérifié.

- **Calcul de l'espacement St**

$St \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 25.2 \text{ cm}$. On opte pour : $St = 15 \text{ cm}$ en travée et $St = 10 \text{ cm}$ en appuis.

- **Calcul a la torsion :**

La poutre est soumise à un moment de torsion uniformément répartie dues aux différentes partie de l'escalier.

$$M_t^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{10.657 \times 1.6}{2} = 8.526 \text{ KN.m}$$

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **B.A.E.L.91**

- U : périmètre de la section.
- Ω : section fictive.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.

$$e = \frac{h}{6} = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = (30 - 5.83) \times (35 - 5.83) = 705.04 \text{ cm}^2$$

$$U = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 106.68 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.526 \times 10^{-3} \times 1.0668}{2 \times 0.070504 \times 348} \times 10^4 = 1.853 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures transversales à la torsion**

Soit $S_t = 15 \text{ cm}$ en travée et 10 cm en appuis.

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 35 \Rightarrow A_t^{min} = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{8.526 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.07504 \times 348} \times 10^4 = 0.244 \text{ cm}^2$$

$$D'où A_t = A_t^{min} + A_{tr} = 1.05 + 0.244 = 1.29 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre et un étrier de $\emptyset 8 = 4\emptyset 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

- **Section d'armature finale**
- **En travée (dans la nappe inférieure)**

$$A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 1.195 + \frac{1.853}{2} \Rightarrow A^t = 2.121 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 3HA10 = 3.36 cm²

- **En appuis (dans la nappe supérieure)**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} = 2.1831 + \frac{1.853}{2} \Rightarrow A^a = 3.10 \text{ cm}^2$$

On ferraille avec A_t soit 3HA12 = 3.39 cm²

- **Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \bar{\tau}_u$**

$$\text{Avec } \tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$$

On na $V^{max} = 37.5 \text{ KN}$, $\tau_{flexion} = 0.378 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{8.526 \times 10^{-3}}{2 \times 0.070504 \times 0.0583} = 1.037 MPa$$

$$\tau_u = 1.037 MPa < \overline{\tau}_u \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification a l'ELS**

➤ Etat limite de compression de béton

En travées : $M_t = 8.91 \text{ KN.m}$, $y = 0.0737 \text{ m}$, $I = 2.4 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{bc} = 2.63 MPa < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Aux appuis : $M_a = 17.82 \text{ KN.m}$, $y = 0.0868 \text{ m}$, $I = 3.4 \times 10^{-4}$

$$\sigma_{bc} = 4.54 MPa < \overline{\sigma}_{bc} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Evaluation de la flèche**

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

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

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{390} = 0.09 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{4.62}{30 \times 33} = 0.0046 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**

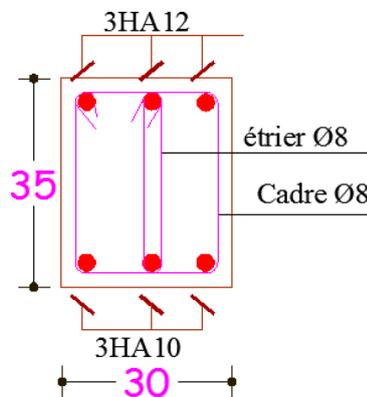


Figure.III.26 : Schéma de ferrailage poutre de chaînage

III.7 Conclusion

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires.

Dans ce qui suit, on passera à l'étude dynamique de notre structure en utilisant le logicielle SAP2000.

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation.

Les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismiques, qui s'appliquent 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 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, doit être contreventé 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 doit être mixte (voiles + portiques).

Dans cette étude on a fait appel à un logiciel de calcul travaillant à base des éléments finis. Ceci a permis de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser. Ce logiciel est le **SAP2000 version 14.2**.

IV.2 Méthode de calcul

Les règles parasismiques (**RPA99 addenda 2003**) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis car elle est irrégulière en plan, se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du RPA99/version2003, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (RPA99/version2003 article 4.3.6).

IV.3. Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique

prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.3.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique est donnée par :

$$1- \quad T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- \quad T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

Avec : $T = 1.3 \times \min (T_1, T_2)$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_N = 35.92 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

$$C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 1.3 \times \min (T_1 ; T_2)$$

D'où : $T_1 = 0.73 \text{ s}$

$$\text{Sens(x) : } L_x = 31.02 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.71 \text{ s}$$

$$\text{Sens(y) : } L_y = 28.81 \text{ m} \Rightarrow T_2 = 0.6 \text{ s}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_{sx} = 1.3 \times \min (0.73, 0.71) = 0.92 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times \min (0.73, 0.6) = 0.78 \text{ s}$$

IV.3.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquée à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontales et orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on a un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation	0	0.05	0	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen, il est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article.4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

On a un Sol meuble (Site S3) $\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 s \\ T_2 = 0,5 s \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages voir tableau (4, 2, RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$ RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.816 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $T_{sx} = 0.92 s$
 $T_{sy} = 0.78 s$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sx} \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{sx}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.830$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{sy} \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times \eta \times \left(\frac{T_2}{T_{sy}}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.785$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau (4.5 RPA99),

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

$$W = 81930.315 \text{ KN}$$

Après calcul de tous les paramètres on à la force sismique totale à la base de la structure est :

$$\text{Sens x : } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.830 \times 1.2}{5} \times 81930.315 = 5397.57 \text{ KN}$$

$$\text{Sens-y : } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.785 \times 1.2}{5} \times 81930.315 = 5264.84 \text{ KN}$$

IV.3. 3.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

➤ principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 4.2.3)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

S_a / g : Accélération spectrale

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

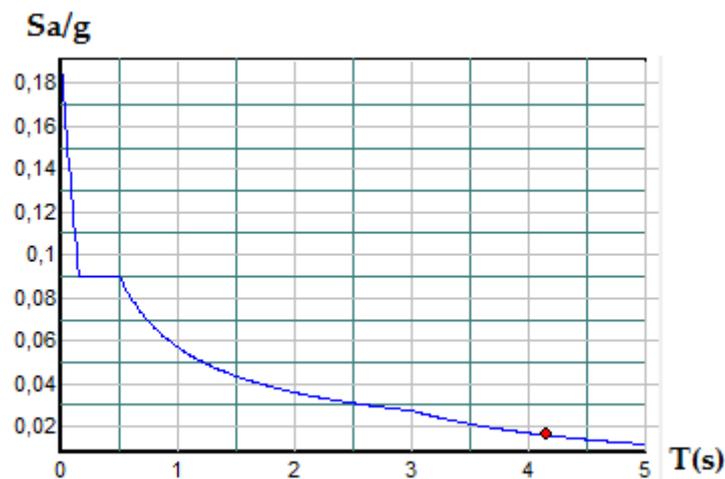


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

VI.4.Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99 :

1. D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales. Proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

2. D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (périodes) calculées à partir du logiciel SAP2000 ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.

3. D'après l'article 4.3.4, les modes de vibrations à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ;
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

➤ **Disposition des voiles de contreventement**

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, 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.

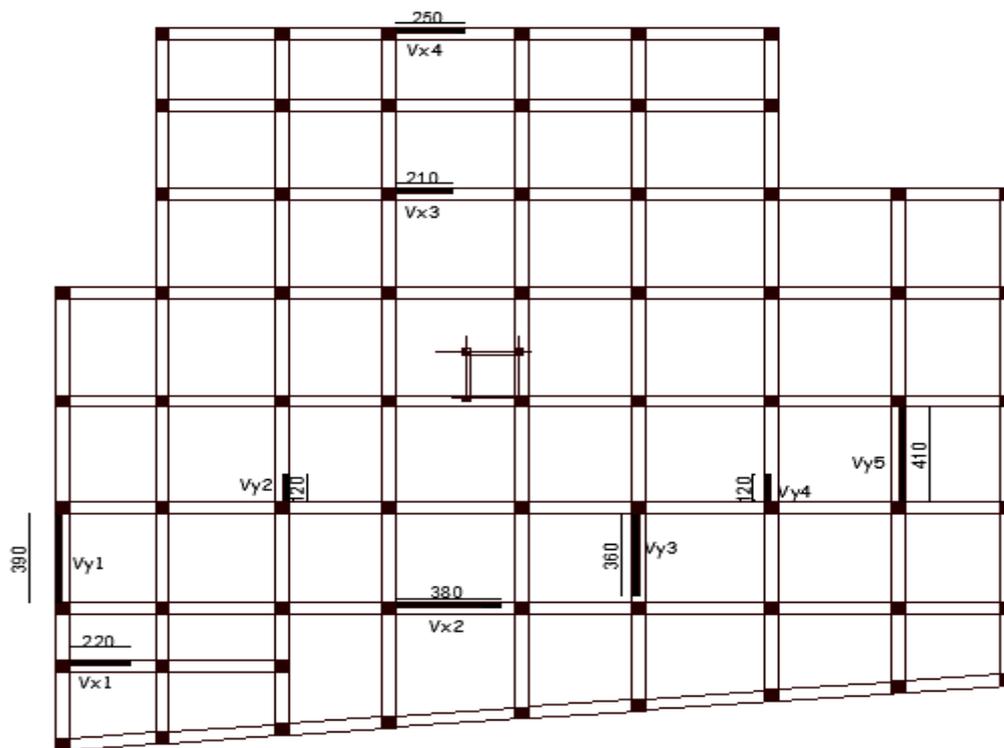


Figure IV.2 : Disposition des voiles

- **Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000V14.2.2**

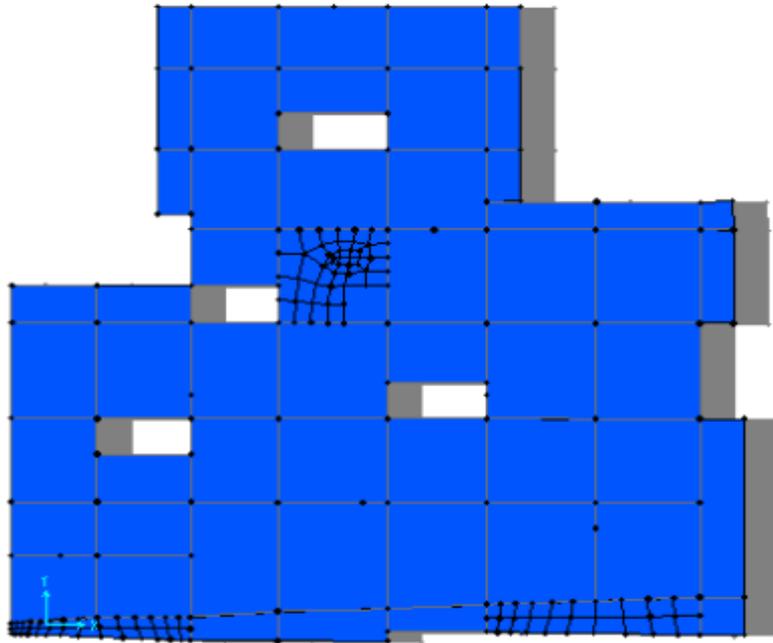


Figure IV.3 : 1^{er} mode de vibration (translation suivant x-x)

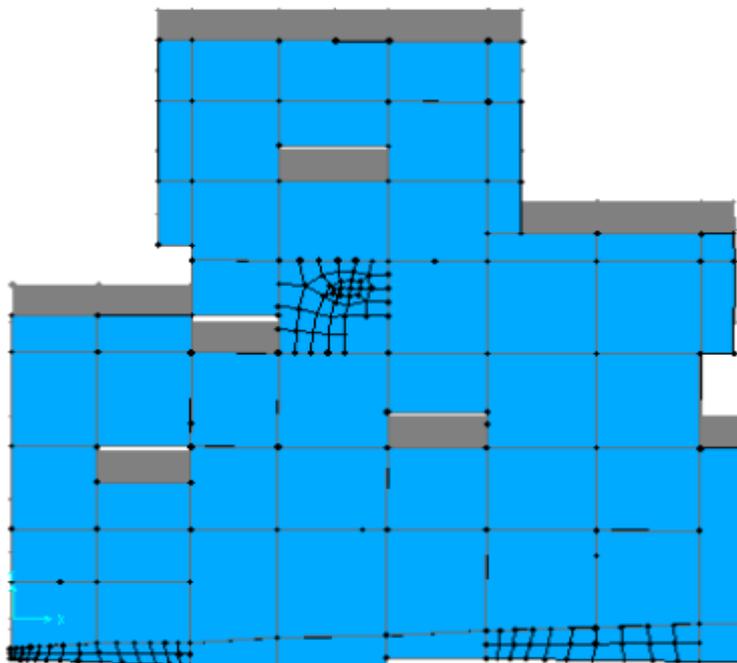


Figure IV.4 : 2^{ème} mode de vibration (translation suivant y-y)

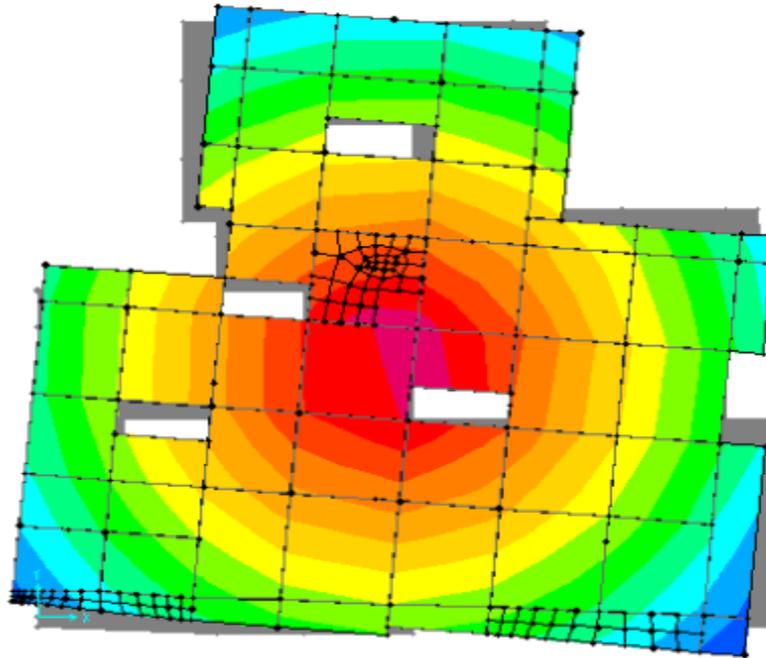


Figure IV.5 : 3^{ème} mode de vibration (torsion au tour de z-z)

➤ **Périodes de vibration et taux de participation des masses modales**

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

mode	period (s)	Mode individuel		Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UX	UY
1	0.898548	0.74631	0.00073	0.74631	0.00073
2	0.730917	0.00088	0.72816	0.74719	0.72889
3	0.654359	0.0000177	0.00037	0.74721	0.72926
4	0.361679	0.0001	0.0000358	0.74731	0.72929
5	0.269679	0.13954	0.00000504	0.88685	0.7293
6	0.211914	0.0000229	0.15121	0.88687	0.88051
7	0.168703	0.00069	0.00306	0.88756	0.88357
8	0.142822	0.04327	0.00014	0.93083	0.88372
9	0.11854	0.00068	0.04139	0.93151	0.9251
10	0.108954	2.779E-09	0.00001038	0.93151	0.92512
11	0.10711	0.0000234	0.00001124	0.93153	0.92513
12	0.106354	0.0000104	5.605E-07	0.93154	0.92513

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on voit bien que les exigences du RPA sont vérifiées.

➤ **Vérification de l'interaction voiles portiques**

Les charges horizontales et verticales 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.

a) Sous charges verticales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	83720.744	6264.285	93.03852533	6.961474669
1 ^{ere} étage	68947.705	10550.25	86.72890391	13.27109609
2 ^{eme} étage	53347.056	9728.985	84.5757837	15.4242163
3 ^{eme} étage	51335.915	8701.786	85.50613056	14.49386944
4 ^{eme} étage	42991.501	7487.609	85.16691558	14.83308442
5 ^{eme} étage	34641.301	6261.749	84.69124185	15.30875815
6 ^{eme} étage	26590.283	4908.128	84.41785524	15.58214476
7 ^{eme} étage	16598.079	3334.055	83.27296515	16.72703485
8 ^{eme} étage	10840.285	2033.838	84.2021239	15.7978761

Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales

b) Sous charges horizontales

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portique	Voiles	P (%)	V (%)	Portique	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	2452.853	1581.948	60.7924	39.2075	2010.111	2025.783	49.80	50.19
1 ^{re} étage	1971.925	2116.06	48.2370	51.7629	1530.073	2685.756	36.29	63.70
2 ^{eme} étage	1823.515	1740.303	51.1674	48.8325	1572.733	2164.37	42.08	57.91
3 ^{eme} étage	2080.872	1434.091	59.2003	40.7996	1776.545	1842.102	49.09	50.90
4 ^{eme} étage	2075.739	1121	64.9330	35.0669	1837.41	1437.582	56.10	43.89
5 ^{eme} étage	1835.763	957.057	65.7315	34.2684	1733.299	1130.57	60.52	39.47
6 ^{eme} étage	1724.27	848.823	67.0115	32.9884	1679.04	741.995	69.35	30.64
7 ^{eme} étage	1242.922	746.682	62.4708	37.5291	1241.546	494.04	71.53	28.46
8 ^{eme} étage	1604.226	631.82	71.7438	28.2561	1577.292	638.873	71.17	28.82

Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.

- **Analyse des résultats :** On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales et horizontales est vérifiée dans tous les étages.

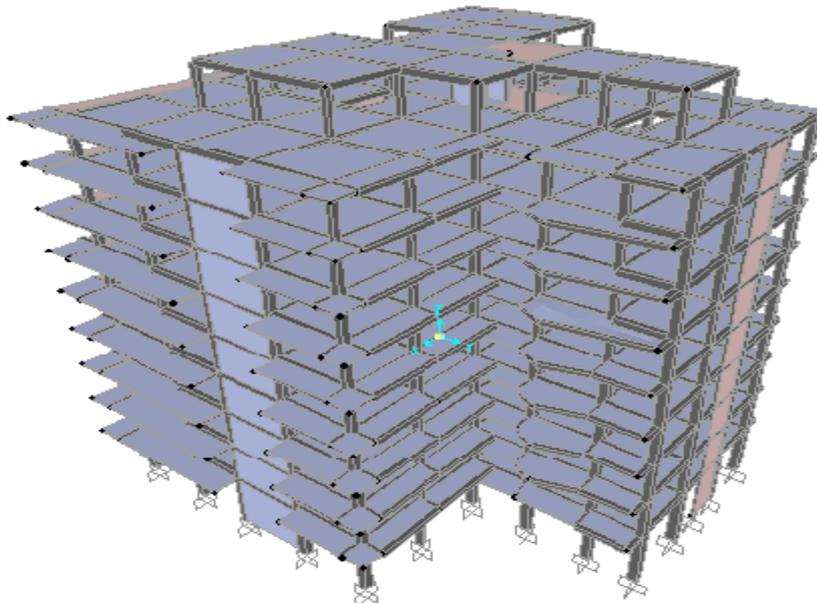


Figure IV.6 : Vue 3D de la structure étudiée.

➤ **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 doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

	$V_{st} (KN)$	$V_{dyn} (KN)$	V_{dyn} / V_{st}	observation
Sens xx	5397.57	4682.546	0.86	vérifiée
Sens yy	5264.84	4462.332	0.847	vérifiée

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

➤ **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 :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Où B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux.

Ceci a été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	$B_c (cm^2)$	$N_d (KN)$	v	Remarque
RDC	4225	2956.894	0.28	Vérifie
1 ^{er} , 2 ^{ème}	3900	2599.141	0.266	Vérifie
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	3600	1930.966	0.21	Vérifie
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	3300	1280.08	0.155	Vérifie
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	3025	642.753	0.15	Vérifie

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport v ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

➤ **Vérification vis-à-vis des déplacements**

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

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 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Niveau	Sens xx						Sens yy					
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (m)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	
RDC	0.0013	0.006	0	0.006	4.08	0.001	0.0013	0.006	0	0.006	0.001	
1 ^{er} étage	0.003	0.015	0.006	0.008	3.06	0.002	0.0029	0.014	0.006	0.008	0.002	
2 ^{ème} étage	0.0051	0.025	0.015	0.010	3.06	0.003	0.0049	0.024	0.014	0.01	0.003	
3 ^{ème} étage	0.0071	0.035	0.025	0.01	3.06	0.003	0.0071	0.035	0.024	0.01	0.003	
4 ^{ème} étage	0.0073	0.036	0.035	0.001	3.06	0.003	0.0084	0.042	0.035	0.006	0.002	
5 ^{ème} étage	0.0096	0.048	0.036	0.011	3.06	0.003	0.0118	0.059	0.042	0.017	0.005	
6 ^{ème} étage	0.0137	0.068	0.048	0.020	3.06	0.006	0.014	0.07	0.059	0.01	0.003	
7 ^{ème} étage	0.0155	0.077	0.068	0.009	3.06	0.002	0.0161	0.080	0.07	0.01	0.003	
8 ^{ème} étage	0.0171	0.085	0.077	0.008	3.06	0.002	0.018	0.09	0.080	0.009	0.003	

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure

- **Analyse des résultats :** les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **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 se peut qu'il soit négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que :

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du

niveau « k » ; avec : $P_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

V_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $V_k = \sum_{i=1}^n f_i$

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 regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k (cm)
RDC	4.08	66290.026	0.006	3706.409	0.02849	0.006	3706.409	0.0284
1	3.06	53059.197	0.008	3621.208	0.03830	0.008	3621.208	0.0383
2	3.06	50298.386	0.01	3291.505	0.04993	0.010	3291.505	0.0499
3	3.06	42408.088	0.011	3191.748	0.04776	0.01	3191.748	0.0477
4	3.06	34520.704	0.006	2896.862	0.02531	0.001	2896.862	0.0253
5	3.06	26722.53	0.017	2560.305	0.05798	0.011	2560.305	0.0579
6	3.06	17191.559	0.011	2179.811	0.02835	0.020	2179.811	0.0283
7	3.06	11221.048	0.010	1620.162	0.02376	0.009	1620.162	0.0237
8	3.06	0	0.009	1839.092	0.02849	0.008	1839.092	0

Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P-Δ.

- **Analyse des résultats** : On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets du 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

VI.5.Conclusion

Lors de la modélisation l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles a été la condition de l'interaction voile-portique. En vérifiant cette interaction ; les autres conditions du RPA se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et effort normal réduit).

Les sections des poteaux déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées et ont les nouvelles sections suivantes :

- RDC (b×h) : $(65 \times 65) \text{ cm}^2$,
- Etages 1 et 2 (b×h) : $(65 \times 60) \text{ cm}^2$,
- Etages 3 et 4 (b×h) : $(60 \times 60) \text{ cm}^2$,
- Etages 5 et 6 (b ×h) : $(60 \times 55) \text{ cm}^2$.
- Etages 7 et 8 (b ×h) : $(55 \times 55) \text{ cm}^2$.
- Terrasse inaccessible : (b ×h) = $(50 \times 50) \text{ cm}^2$.
- Poutre principales : (b ×h) = $(35 \times 45) \text{ cm}^2$
- Poutre secondaire : (b ×h) = $(35 \times 40) \text{ cm}^2$

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1.Introduction

Une construction parasismique en béton armé doit-être réalisé de façon à résister au séisme et aux différentes charges qu'elle est sensée reprendre, et cela grâce à ces éléments destinés au contreventement (voiles, poteaux, poutres), ces éléments doivent être bien armés (ferraillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2.Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Leur ferraillage se fait à la flexion composée avec les couples de sollicitations suivants :

Le moment maximal (M_{max}) et l'effort normal correspondant (N_{corr}).

L'effort normal maximal (N_{max}) et le moment correspondant (M_{corr}).

L'effort normal minimal (N_{min}) et le moment correspondant (M_{corr}).

Les combinaisons utilisées pour la détermination des sollicitations précédentes sont :

1,35G + 1,5Q (E.L.U)

G + Q (E.L.S)

G + Q + E	}	Accidentelle)
G + Q - E		
0,8G + E		
0,8G - E		

• **Recommandations du RPA 99/2003**

a)Les armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être de haute adhérence, droites et sans crochets.

Le pourcentage minimal sera de : 0,8 % de la section du poteau en zone II_a.

Le pourcentage maximal sera de :

- 4 % de la section du poteau en zones courantes.
- 6% de la section du poteau en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum des armatures longitudinales est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de : $40 \times \phi$ en zone II_a.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II_a.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur des zones nodales.

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent, les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données:

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b} ; b_1 ; h_1 ; 60cm\right)$$

h_e : est la hauteur de l'étage ;

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives à notre projet conformément aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²) (RPA)	A _{max} (cm ²) (RPA)	
			zone courante	Zone de recouvrement
Sous-sol, RDC	65 × 65	33.8	169	253.5
1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	65 × 60	31.2	156	234
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60 × 60	28.8	144	216
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60 × 55	26.4	132	198
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55 × 55	24.2	121	181.5
Terrasse inaccessible	50 × 50	20	100	150

Tableau V.1. : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux

b) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé par la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

-Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$

-Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l$ en zone IIa

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0,3\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0,8\%(t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 3$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau.

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la

direction de la déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum ;

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites)

- sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000 après modélisation (chapitre V). Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant:

Niveau	V (KN)	M_{max} et N_{corres}		N_{max} et M_{corres}		N_{min} et M_{corres}	
		M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Sous-sol et RDC	228.44	-138.404	1302.87	2772.873	-121.24	176.37	-38.84
1 ^{er} , 2 ^{ème} Etage	112.72	-131.15	1009.42	2474.134	-88.57	159.64	-28.37
3 ^{ème} , 4 ^{ème} Etage	106.96	-128.36	987.95	1898.4	-61.02	74.67	-71.87
5 ^{ème} , 6 ^{ème} Etage	93.34	-116.16	532.42	1629.57	-40.32	55.56	5.95
7 ^{ème} , 8 ^{ème} Etage	74.55	-102.72	308.09	1362.10	-38.77	25.12	3.62
Terrasse inaccessible	61.85	-63.75	99.56	315.386	38.88	29.06	20.81

Tableau V.2 : Les sollicitations maximales dans les poteaux.

-Ferrailage des poteaux

a) Ferrailage longitudinale

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau	Sections	A (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	barres
Sous-sol1 et RDC	65×65	21.1	33.8	36.69	4HA20+12HA16
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	65×60	19.5	31.2	32.17	16HA16
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	18	28.8	30.28	12HA16+4HA14
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60×55	16.5	26.4	26.52	4HA16+12HA14
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55×55	14.25	24.2	24.63	16HA14
Terrasse inaccessible	50×50	12.5	20	23	12HA14+4HA12

Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.

b) Ferrailage transversale

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Niveau d'étage	Sous-sol, RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème}	3 ^{ème} , 4 ^{ème}	5 ^{ème} , 6 ^{ème}	7 ^{ème} , 8 ^{ème}	Terrasse inaccessible
Section (cm ²)	65 x 65	65 x 60	60 x 60	60 x 55	55x 55	50x 50
Φ_l^{\min} (cm)	1.6	1.6	1.4	1.4	1.4	1.2
l_r (cm)	287	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
V_u (KN)	228.44	112.72	106.96	93.34	74.55	61.85
$l_r > 40 \Phi_l$ en zone IIa	64	64	56	56	56	48
St zone nodal (cm)	10	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15
ρ	2.5	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
A_t (cm ²)	3.89	3.17	3	2.91	2.32	2.17
A_t^{\min} (cm ²)	2.25	4.125	3.71	3.71	3.3	1.8
Nombre de barres	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	6HA10	4HA10
A_t adoptée (cm ²)	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	2.36

Tableau V.4. : Les Armatures transversales dans les poteaux.

Conformément au RPA et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales est :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{\max}}{3} \frac{20}{3} = 6,66 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

- **Vérifications**

a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le BAEL91 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour les poteaux les plus sollicités à chaque niveau.

- Critère de la stabilité de forme

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_{max} < N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élanement λ .

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots si \ \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots si \ \lambda > 50 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

I : Moment d'inertie.

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{h}$

Avec l_f : Longueur de flambement.

$$l_f = 0,7 \times l_0$$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ Pour le poteau rectangulaire.

Avec : $\begin{cases} a : \text{Largeur de la section nette} \\ b : \text{Hauteur de la section nette} \\ \phi : \text{Diamètre de la section nette} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

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

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (MN)	N _u (MN)	Vérification
S.S et RDC	65×65	4.10	2.87	15.27	0.96	36.69	3969	2.95	7.24	vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	65×60	3.06	2.142	11.40	0.83	32.17	3654	2.59	6.73	vérifiée
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	60×60	3.06	2.142	12.34	0.82	30.28	3364	1.93	6.22	vérifiée
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	60×55	3.06	2.142	12.34	0.82	26.52	3074	1.629	5.62	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	55×55	3.06	2.142	13.47	0.82	24.63	2809	1.362	4.96	vérifiée
Terrasse inaccessible	50×50	3.06	2.142	14.82	0.82	23	2304	0.315	4.36	vérifiée

Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.

Du tableau ci-dessus on remarque que $N_{max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc} \leq (\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa) ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v\right)$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + [15 \times A \times (d - v)^2] + [15 \times A' \times (v - d')^2]$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{Et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$ et $v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$

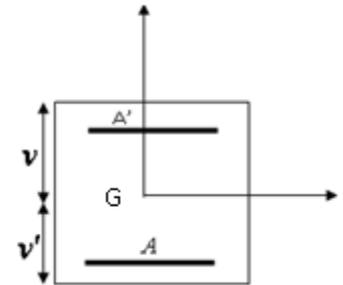


Figure V.1: Section de poteau

Niveau	d (cm)	A (cm ²)	V (cm)	V' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	Nser (KN)	Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
S-SOL RDC	0.585	36.69	32	33	0.023	1996.003	36.85	5.44	Vérifiée
1 ^{er} , 2 ^{ème}	0.585	32.17	32	33	0.021	1682.132	34.06	5.03	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	0.54	30.28	30	30	0.016	1394.435	31.28	4.65	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	0.54	26.52	30	30	0.015	1098.57	27.54	4.07	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	0.495	24.63	22	23	0.013	835.24	24.93	3.56	Vérifiée
Terrasse inaccessible	0.45	23	25	25	0.008	279.76	22.04	1.17	Vérifiée

Tableau V.6: Justification des contraintes

c) Vérification aux sollicitations tangentés

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \text{ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous$$

combinaison sismique).

Niveau	section	lf(m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	Vu (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	observation
Sous-Sol, RDC	65×65	2.87	5.21	0.075	0.59	228.44	0.92	1	Vérifiée
1 ^{ème} , 2 ^{ème}	65×60	2.142	4.28	0.04	0.59	112.72	0.50	1	Vérifiée
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	60×60	2.142	4.28	0.04	0.54	106.96	0.52	1	Vérifiée
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	60×55	2.142	4.76	0.04	0.54	93.34	0.51	1	Vérifiée
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	55×55	2.142	4.76	0.04	0.49	74.55	0.46	1	Vérifiée
Terrasse inaccessible	50×50	2.142	5.35	0.075	0.45	61.85	0.49	1	Vérifiée

Tableau V.7: Vérification des contraintes tangentielles

-Disposition constructive des poteaux**-Longueurs de recouvrement**

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$L_r > 40 \cdot \Phi$ en zone II

$\Phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 20 = 80\text{cm} \rightarrow$ on adopte $L_r = 85\text{cm}$

- Les zones nodales

La zone nodale est définie par h' et $h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$

$(h_1 \times b_1)$: section de poteau.

h_e : hauteur d'étage.

- On opte $h' = 60\text{ cm}$ pour tous les étages.

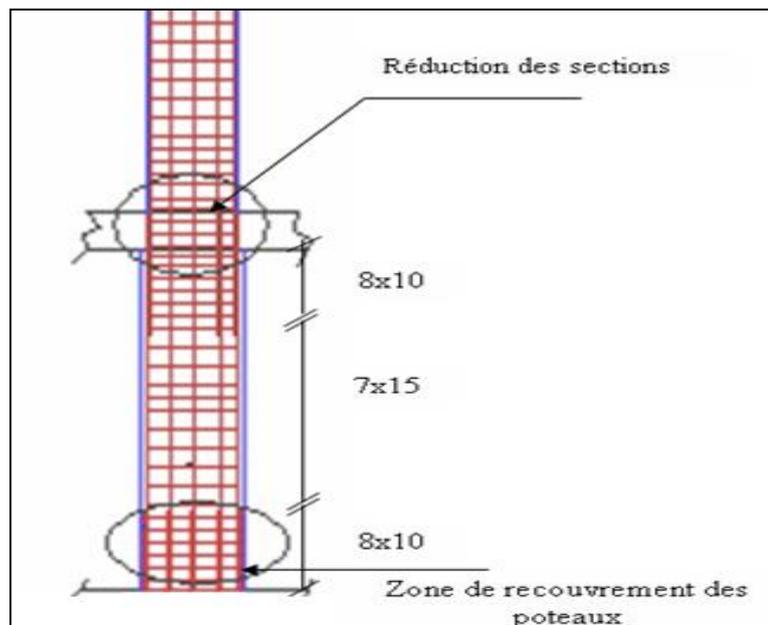
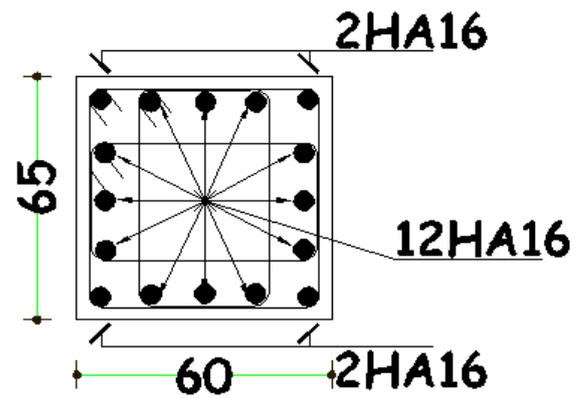
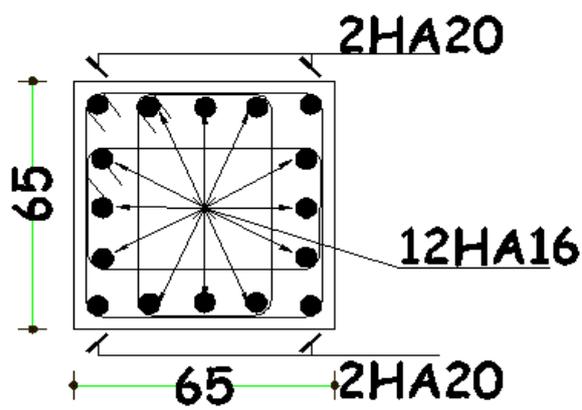


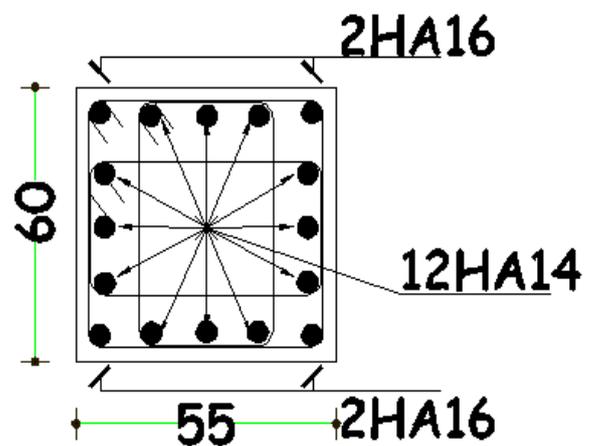
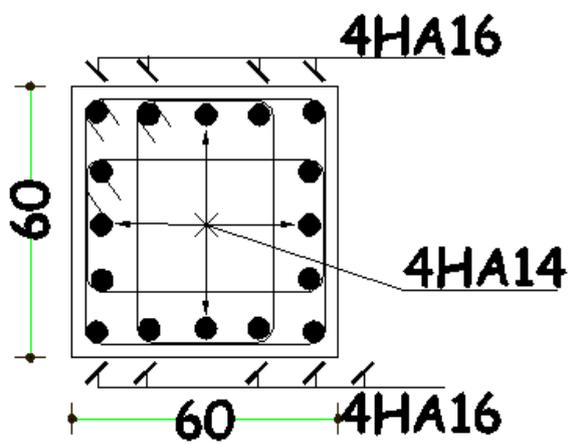
Figure V.2 : Zone de recouvrement

- Schéma de ferrailage des poteaux



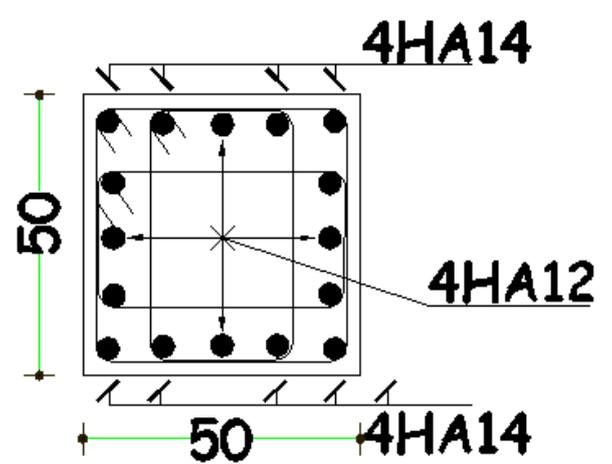
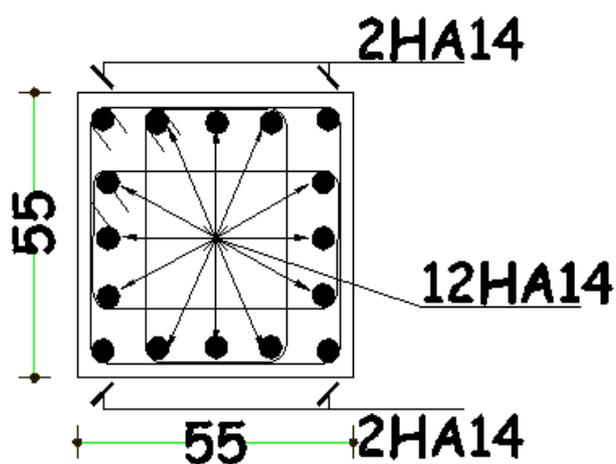
• Poteaux Sous-Sol+RDC

• Poteaux étages 1et2



• Poteaux étages 3et4

• Poteaux étages 5et6



• Poteaux étages 7et8

• Poteaux terrasse

Figures V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux.

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage avec le respect des pourcentages d'acier données par le RPA en zone II.a.

V.3.1.Recommandation du RPA 99

a)Ferrailage longitudinales

Les armatures longitudinales : RPA 99 (art 7.5.2.1)

-Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\% b \times h$ en toute section.

-Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- $4\% b \times h$ En zone courante.
- $6\% b \times h$ En zone de recouvrement.

-La longueur minimale des recouvrements est de : 40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

-L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle droit, avec des crochets à 90° .

-Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

-Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

-On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

b) Les armatures transversales : RPA 99 (art 7.5.2.2)

-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 :

Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires minimum

$$de : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S_r \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre 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.

-Ferrillages des poutres

Le ferrillage adopté doit respecter les exigences du *RPA*.

1-Sollicitations de calculs

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)	M _{travée} (KN.m)	M _{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC	137.715	147.483	209.662	72.597	82.522	136.181
1 ^{er} aux 8 ^{ème}	63.615	95.378	106.955	51.918	76.949	76.102
Terrasse inaccessible	63.615	95.378	95.55	51.918	76.949	73.17

Tableau V.8: les sollicitations les plus défavorables.

2-Ferrillage longitudinal

Le ferrillage longitudinal de calcul est celui obtenu par le logiciel SAP2000.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	Type de poutre	section	localisation	A _{calcul} SAP2000 (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbr de barres
RDC	Principale	35×45	Appuis	10.59	7.875	94.5	12.06	6HA16
			Travée	9.75	7.875	63	10.65	3HA16+3HA14
	Secondaire	35×40	Appuis	9.94	4.5	84	10.65	3HA16+3HA14
			Travée	8.53	4.5	56	10.65	3HA16+3HA14
1 ^{er} aux 8 ^{ème}	Principale	35×45	Appuis	7.55	7.875	94.5	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	4.57	7.875	63	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35×40	Appuis	5.89	4.5	84	6.79	6HA12
			Travée	3.32	4.5	56	6.79	6HA12
Terrasse	Principale	35×45	Travée	7.419	7.875	94.5	8.01	3HA14+3HA12
			Travée	5.051	7.875	63	8.01	3HA14+3HA12
	Secondaire	35 ×40	Travée	5.74	4.5	54	6.79	6HA12
			Travée	3.47	4.5	36	6.79	6HA12

Tableau V.9 : Ferrillage longitudinal

- Longueurs de recouvrement

$$L_r > 40\phi_L$$

$$-\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$-\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

- Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

Poutres principales :

$$\phi \leq \min\left(1.4; \frac{45}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.4; 1.28; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

Poutres secondaires :

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{35}{10}\right) = \min(1.2; 1.33; 3.5)$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

-Calcul des espacements des armatures transversales

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_{t1} \leq 40.2\text{cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 \times d; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t2} \leq 38.7\text{cm}$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_{t3} \leq 45\text{cm}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 22.5\text{cm} \quad \text{On adopte un espacement de 15cm en zone courante.}$$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right).$$

$$S_t = \min(11.25; 16.8) = 11.25\text{cm}$$

On adopte un espacement de 10cm en zone nodale sur une longueur de $l = 2 \times h = 90\text{cm}$.

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 1.575\text{cm}^2$$

- Vérifications :

a) Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible suivante :

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min(0.13 \times f_{c28}; 4\text{MPa}) = 3.25 \text{ MPa} \quad \text{BAEL91 (Article H.III.1).}$$

Niveaux	Poutres	V _u (MN)	τ _u (MPa)	Observation
RDC	Principales	0.209	1.38	Vérifiée
	Secondaires	0.137	1.03	Vérifiée
1 ^{er} aux 8 ^{ème}	Principales	0.106	1.38	Vérifiée
	Secondaires	0.76	1.03	Vérifiée
Terrasse inaccessible	Principales	0.95	1.38	Vérifiée
	Secondaires	0.73	1.03	Vérifiée

Tableau V.10. Vérification des contraintes tangentielles

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

1-Etat limite de compression du béton :

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

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times d \times A_s = 0$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq 15\text{MPa}$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Poutres	Localisation	Mser (KNm)	I (m ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	105.75	0.0017	16.30	10.01	vérifier
	Travées	88.24	0.00155	15.54	8.80	vérifier
Poutres secondaires	Appuis	64.38	0.00116	14.37	7.90	vérifier
	Travées	52.16	0.00116	14.37	7.90	vérifier

Tableau V.11. Vérification de l'état limite de compression du béton.

D'après le BAEL91 et le CBA93 la vérification à la flèche est inutile si :

$$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 * M_0}; \quad \frac{A_s}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \quad \text{BAEL 91(Article B.6.5)}$$

	h cm	b cm	l(cm)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	45	35	490	12.06	0.091	0.088	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier
PS	40	35	480	10.65	0.083	0.075	0.008	0.010	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau V.12: Vérification de la flèche pour les poutres

V.4.Vérification des zones nodales

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1.25.

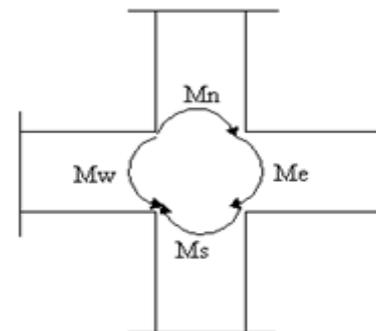


Figure V.4 : Différents moments

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques soient dans les poutres et non dans les poteaux.

$$|M_x| + |M_y| \geq 1.25(M_w + M_e) \quad \text{RPA99 (Article 7.6.2.)}$$

1. Détermination des moments résistants

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section ;
- De la quantité d'armatures dans la section ;
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; Z = 0.9 \times h$$

1.1. Poteaux

Niveau	Section (cm)	Z (m)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Sous-Sol ; RDC	65×65	0.59	36.69	767.113
1 ^{er} , 2 ^{ème}	65×60	0.59	32.17	675.14
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	60×60	0.54	30.28	580.57
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	60×55	0.54	26.52	538.127
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	55×55	0.49	24.63	424.064
Terrasse	50×50	0.45	23	348.10

Tableau V.13 : Les moments résistants dans les poteaux.

1.2. Poutres

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
Sous-Sol RDC	PP	45×35	0.405	12.06	169.88
	PS	40×35	0.36	10.65	133.35
1 ^{er} aux 8 ^{èmes}	PP	45×35	0.405	8.01	112.83
	PS	40×35	0.36	6.79	85.02
Terrasse inaccessible	PP	45×35	0.405	8.01	112.83
	PS	40×35	0.36	6.79	85.02

Tableau V.14 : Les moments résistant dans les poutres.

2. Vérification des zones nodales

Niveaux	M_n	M_s	$M_n + M_s$	M_w	M_e	$1.25 (M_w + M_e)$	Observation
RDC	767.113	767.113	1534.22	112.83	169.88	353.38	Vérifiée
1 ^{er}	675.14	675.14	1350.28	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
2 ^{ème}	675.14	675.14	1350.28	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
3 ^{ème}	580.57	580.57	1161.14	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
4 ^{ème}	580.57	580.57	1161.14	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
5 ^{ème}	538.127	538.127	1076.25	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
6 ^{ème}	538.127	538.127	1076.25	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
7 ^{ème}	424.064	424.064	848.128	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
8 ^{ème}	424.064	424.064	848.128	112.83	85.02	247.32	Vérifiée
Terrasse	348.10	348.10	696.2	112.83	85.02	247.32	Vérifiée

Tableau V.15: Vérification des zones nodales.

- Schémas de ferrailage des poutres

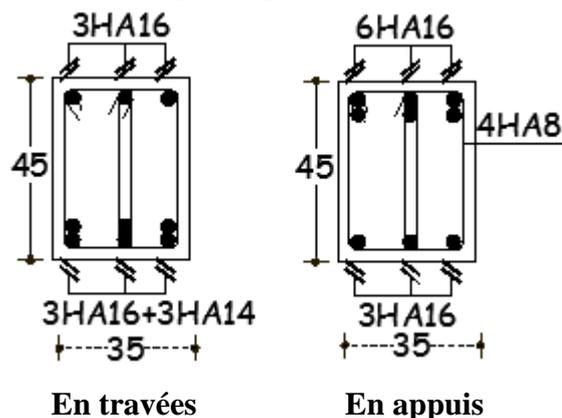


Figure V.5 : Schéma de ferrailages poutres principales RDC

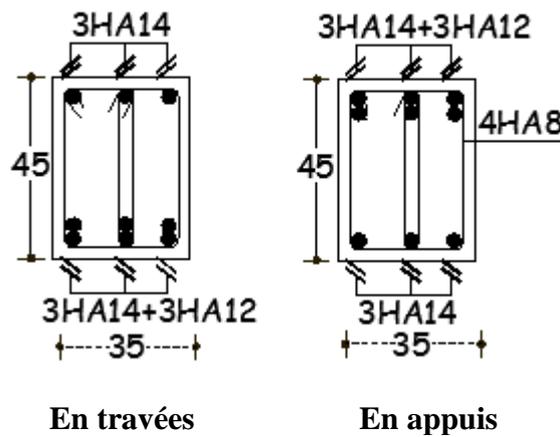


Figure V.6: Schéma de ferrailage poutres principales étages courants et terrasse

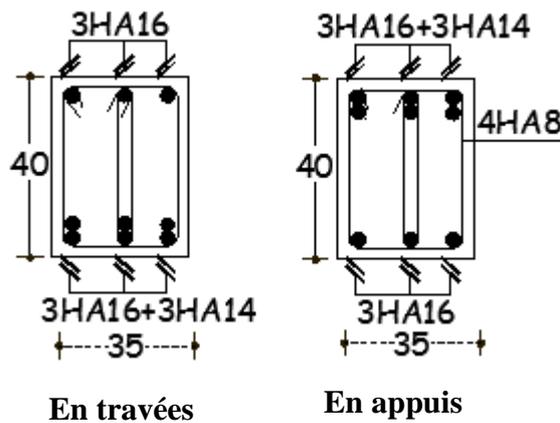


Figure V.7 : Schéma de ferrillages poutres secondaires RDC

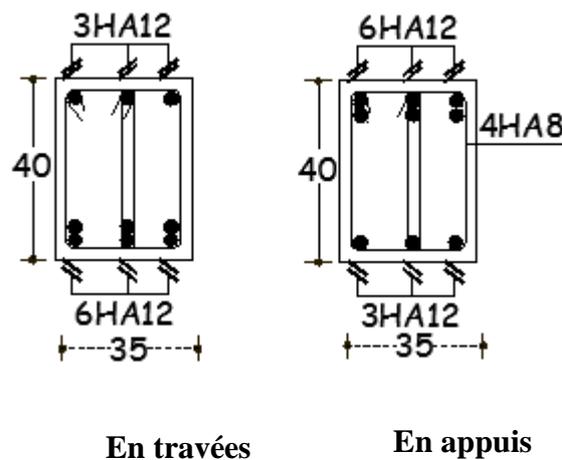


Figure V.8: Schéma de ferrailage poutre secondaire étages courants et terrasse

V.4 Etude des voiles

Les voiles sont des éléments verticaux tridimensionnels dont une dimension (épaisseur) est faible devant les deux autres dimensions.

Les voiles présentent une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales agissant dans leurs plans et une faible rigidité dans la direction perpendiculaire à son plan, ce qui nécessite d'être contreventé par des portiques qui vont reprendre les charges verticales.

Suivant la géométrie il y a deux types de voiles, voile simple et voile composé. Les voiles sont sollicités à la flexion composée, les sections des voiles doivent comporter les armatures verticales et horizontales.



Figure V.8. Voile simple

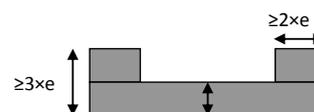


Figure V.9. Voile composé

Un voile est considéré comme une console encadrée à sa base. Il y a deux types de voiles ayant des comportements différents :

-Voiles élancés avec : $\left(\frac{h}{l} > 1.5\right)$

-Voiles courts avec : $\left(\frac{h}{l} < 1.5\right)$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, ce qui cause des ruptures dans les voiles élancés, par les modes suivants :

-Flexion.

-flexion par effort tranchant.

-Ecrasement.

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes :

-Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticales et horizontales.

-Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

-Recommandation du RPA99

a- Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de la flexion, Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces du voile. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de 0.20%.

Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement S_t est inférieur à l'épaisseur du voile (e).

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de $L/10$ dans les zones extrêmes.

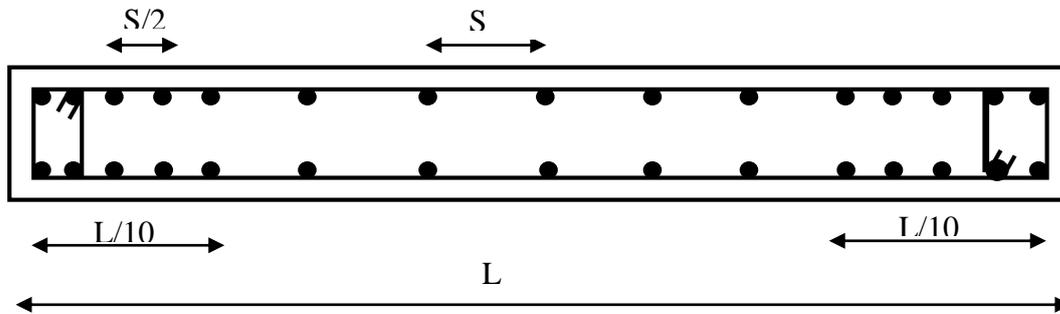


Figure V.10: Disposition des armatures verticales (vue en plan)

- Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposés en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales. Pour empêcher leurs flambements elles doivent être munies de crochets à 135° de longueur 10ϕ .

-Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont au moins au nombre de 4 épingles par $1m^2$.

-Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

-Règles communes

Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales :

$A_{min} = 0.15\%$ Section globale du voile.

$A_{min} = 0.10\%$ Zone courante.

L'espacement des barres (horizontales et verticales) $S < \min(1.5a, 30cm)$.

Diamètre des barres (horizontales et verticales) $\phi < a/10$ en zone courante.

-Longueur de recouvrement

$L_r = 40\phi$ en zone qui peut être tendue.

$L_r = 20\phi$ en zone comprimé sous toutes les combinaisons.

- Disposition des voiles

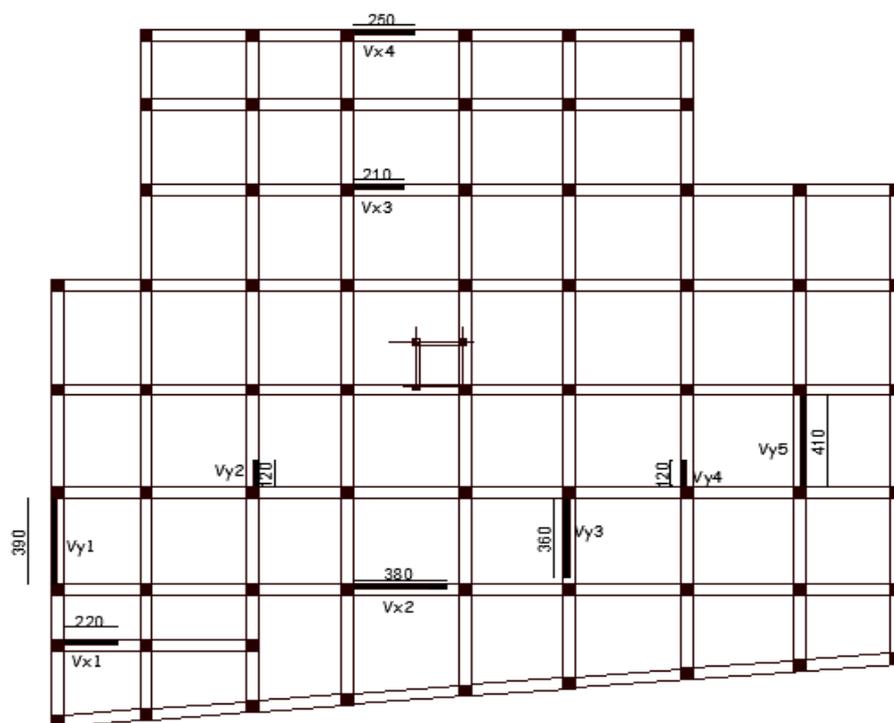


Figure V.11 : Disposition des voiles

- Ferrailage des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (b×h) ;

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

$N_{max} \rightarrow M$ correspondant.

$N_{min} \rightarrow M$ correspondant.

$M_{max} \rightarrow N$ correspondant.

La section trouvée (A) sera répartie sur une face en respectant toujours les recommandations du RPA 99/V2003

2. Armatures horizontales :

Leur section est calculée selon la formule suivante :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_{ij} \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

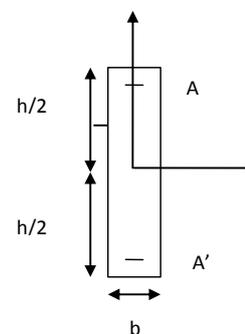


Figure V.12 : Section de voile

Elle doit aussi respecter les conditions du RPA 99.

$A_v^{min}/voile$: Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{min} = 0.15\% \times b \times L.$$

$A_v^{calculé}/face$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{adopté}/face$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{bre}/face$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

$A_h^{min}/face$: section d'armatures horizontales dans le voile complet.

$$A_h^{min} = 0.15\% \times b \times h.$$

$A_h^{calculé}/face$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{adopté}/4$).

$A_h^{adopté}/face$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

- **Calcul du ferrailage :**

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)	220	220	220	220	220
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	27.313	14.18	3.41	7.99	119.31
N (KN)	899.183	802.766	714.99	557.13	228.3
V (KN)	311.078	245.59	213.56	169.72	63.76
τ_U Mpa	1.09	0.86	0.75	0.6	0.2
A_v cal /face (cm ²)	13.3	11.35	10.32	8.12	4.88
A_v min/face (cm ²)	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
A_v adop/face (cm ²)	14.2	12.32	10.68	9.05	7.67
$N^{barre}/face$	4HA16+4HA14	8HA14	4HA14+4HA12	8HA12	4HA12+4HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ²)	3.55	3.08	2.67	2.26	1.91
A_h min/face (cm ²)	6.6	6.6	6.6	6.6	6.6
A_h adop/face (cm ²)	7.85	7.85	7.85	7.85	7.85
$N^{barre}/face/ml$	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10	10HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.16 : Ferrailage du voile Vx1 //X-X'

Niveau		RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)		380	380	380	380	380
e (cm)		20	20	20	20	
M (KN.m)		1545.18	61.46	82.60	45.20	73.91
N (KN)		3375.064	2383.97	1867.20	1222.141	532.40
V(KN)		1052.63	965.90	729.29	475.017	235.97
τ_U Mpa		2.15	1.97	1.49	0.97	0.51
Av cal /face (cm ²)		31.86	24.16	20.29	17.47	14.77
Av min/face (cm ²)		7.96	6.04	5.07	4.36	3.7
Av adop/face (cm ²)		32.17	24.63	20.55	18.10	16.02
N ^{barre} /face		16HA16	16HA14	6HA14+10HA12	16HA12	10HA12+6HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)		8.04	6.15	5.13	4.52	4
Ah min/face (cm ²)		7.96	6.04	5.07	4.36	3.7
Ah adop/face (cm ²)		9.42	8.62	8.62	8.62	8.62
N ^{barre} /face/ml		12HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau V.17 : Ferrailage du voile Vx2 //X-X

Niveau		RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)		210	210	210	210	210
e (cm)		20	20	20	20	20
M (KN.m)		1697.06	48.88	36.58	35.75	68.043
N (KN)		2014.57	1536.76	1242.517	913.16	537.22
V(KN)		611.57	250.52	239.97	196.082	149.64
τ_U Mpa		2.26	0.88	0.84	0.69	0.52
Av cal /face (cm ²)		36.53	22.78	18.38	13.63	8.68
Av min/face (cm ²)		9.13	5.69	4.59	3.40	2.17
Av adop/face (cm ²)		38.20	25.57	21.49	14.92	9.42
N ^{barre} /face		19HA16	10HA14+9HA12	19HA12	19HA10	12HA10
S _t (cm)	extrémité	8	8	8	8	8
	Milieu	12	12	12	12	12
Ah cal/face (cm ²)		9.55	6.39	5.37	3.73	2.35
Ah min/face (cm ²)		9.13	5.69	4.59	3.40	2.17
Ah adop/face (cm ²)		9.42	8.62	8.62	8.62	8.62
N ^{barre} /face/ml		12H10	11H10	11H10	11H10	11HA10
S _t (cm)		25	25	25	25	25

Tableau V.18 : Ferrailage du voile Vx3 //X-X'

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	
L (cm)	250	250	250	250	250	
e (cm)	20	20	20	20		
M (KN.m)	1200.03	790.53	34.90	166.93	148.73	
N (KN)	1430.10	1260.67	839.45	625.41	419.33	
V(KN)	365.64	343.12	232.33	176.722	114.67	
τ_U Mpa	1.13	1.06	0.72	0.54	0.35	
Av cal /face (cm ²)	29.65	23.86	12.48	9.53	6.77	
Av min/face (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	
Av adop/face (cm ²)	30.79	24.44	13.57	11.31	7.85	
N ^{barre} /face	20HA14	10HA14+8HA12	12HA12	10HA12	10HA10	
S _t (cm)	extrémité	8	8	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	7.7	6.11	3.39	2.82	1.96	
Ah min/face (cm ²)	7.5	7.5	7.5	7.5	7.5	
Ah adop/face (cm ²)	9.42	8.62	8.62	8.62	8.62	
N ^{barre} /face/ml	12H10	11H10	11H10	11H10	11HA10	
S _t (cm)	25	25	25	25	25	

Tableau V.19 : Ferrailage du voile Vx4 //X-X'

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	
L (cm)	390	390	390	390	390	
e (cm)	20	20	20	20	20	
M (KN.m)	25.28	28.37	25.63	18.45	14.41	
N (KN)	1577.8	1283.18	901.93	621.042	485.59	
V(KN)	1012.68	673.30	644.92	364.64	175.70	
τ_U Mpa	2.01	1.34	1.28	0.72	0.35	
Av cal /face (cm ²)	22.87	18.66	13.16	9.07	7.09	
Av min/face (cm ²)	11.70	11.70	11.70	11.70	11.70	
Av adop/face (cm ²)	24.13	20.36	13.57	9.42	9.42	
N ^{barre} /face	12HA16	4HA16+8HA14	12H12	12H10	12HA10	
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	6.03	5.09	3.39	2.35	2.35	
Ah min/face (cm ²)	11.70	11.70	11.70	11.70	11.70	
Ah adop/face (cm ²)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78	
N ^{barre} /face/ml	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	
S _t (cm)	20	20	20	20	20	

Tableau V.20 : Ferrailage du voile Vy1 //Y-Y'

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)	120	120	120	120	120
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	14.41	68.81	55.13	52.57	49.043
N (KN)	1198.022	1090.31	897.33	676.27	428.36
V(KN)	163.45	51.73	34.10	33.026	31.58
τ_U Mpa	1.059	0.33	0.22	0.21	0.2
Av cal /face (cm ²)	17.33	16.19	13.31	10.11	6.52
Av min/face (cm ²)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Av adop/face (cm ²)	18.47	16.84	13.57	10.81	9.42
N ^{barre} /face	12HA14	8HA14+4HA12	12HA12	4HA12+8HA10	12HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	4.61	4.21	3.39	2.70	2.35
Ah min/face (cm ²)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
Ah adop/face (cm ²)	9.42	8.62	8.62	8.62	8.62
N ^{barre} /face/ml	12HA10	11HA10	11HA10	11HA10	11HA10
S _t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.21 : Ferrailage du voile Vy2 et Vy4 //Y-Y

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)	360	360	360	360	360
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	746.566	63.91	77.36	79.76	83.56
N (KN)	1604.26	1120.38	1035.51	807.105	755.56
V(KN)	456.811	390	376.053	282.1	181.73
τ_U Mpa	0.911	0.86	0.81	0.6	0.39
Av cal /face (cm ²)	29.12	16.62	15.51	12.25	11.54
Av min/face (cm ²)	10.8	10.8	10.8	10.8	10.8
Av adop/face (cm ²)	30.15	19.01	19.01	13.57	13.57
N ^{barre} /face	15HA16	10HA12+5HA14	10HA12+5HA14	12HA12	12HA12
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	7.53	4.75	4.75	3.39	3.39
Ah min/face (cm ²)	10.8	10.8	10.8	10.8	10.8
Ah adop/face (cm ²)	11.78	11.78	11.78	11.78	11.78
N ^{barre} /face/ml	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10	15HA10
S _t (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vy3 //Y-Y'

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème}	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}
L (cm)	410	410	410	410	410
e (cm)	20	20	20	20	20
M (KN.m)	2.73	55.69	21.89	78.15	24.76
N (KN)	2692.27	2226.54	1569.99	1045.77	852.977
V (KN)	2279.98	1063.12	710.74	407.43	196.50
τ_U Mpa	4.32	2.01	1.34	0.77	0.37
Av cal /face (cm ²)	38.72	34.4	22.72	15.59	12.44
Av min/face (cm ²)	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
Av adop/face (cm ²)	40.21	35.5	24.66	15.71	15.71
N ^{barre} /face	20HA16	10H16+10HA14	5HA14+15HA12	20HA10	20HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	15	15	15	15
Ah cal/face (cm ²)	10.05	8.87	6.16	3.92	3.92
Ah min/face (cm ²)	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3
Ah adop/face (cm ²)	9.42	8.62	8.62	8.62	
N ^{barre} /face/ml	12H12	12H12	12H12	12H12	12H12
S _t (cm)	25	25	25	25	

Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy5 //Y-Y'

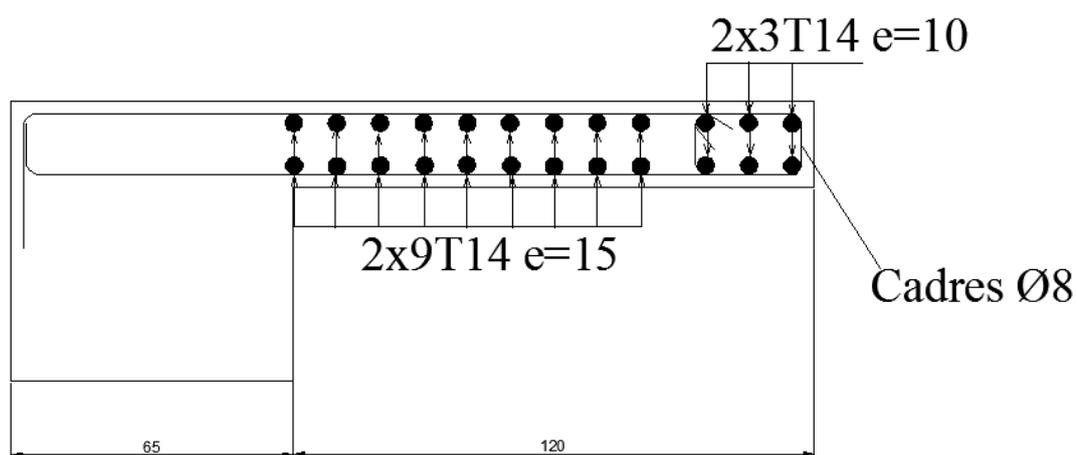


Figure V.13 : Exemple de ferrailage du voile Vy2

V.5 Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et Socotec) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise. Elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, et avec sa bonne stabilité et sa bonne résistance elle assure :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels.

VI.2 Choix de type des fondations

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- L'importance de l'ouvrage.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Selon le rapport du sol, qui situe la contrainte du sol à 0.98 bars le type de fondations suggéré est superficiel dit un radier général, ancrées à au moins -3.2m, de la surface du sol.

Le choix du type de fondation est conditionné par la stabilité de l'ouvrage et l'économie. On vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.1.2 Combinaisons d'actions à considérer

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8 \times G \pm E$

VI.1.3 Calcul de la surface des fondations

- **Semelle isolée :**

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée selon les combinaisons : $G + Q + E$, $0.8G+E$ et $0.8G-E$ obtenu par le SAP 2000.

S : surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du

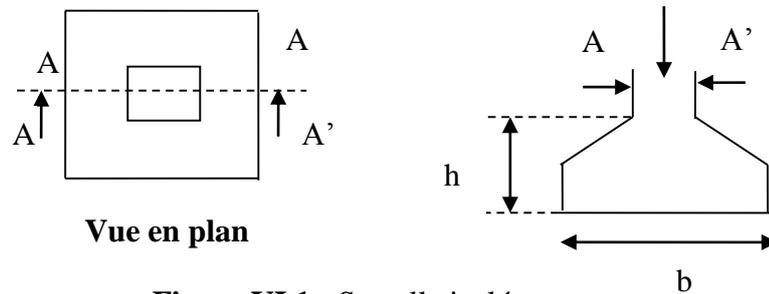


Figure.VI.1 : Semelle isolée

Le poteau le plus sollicité a une section carrée ($a \times a$), donc $S = A \times A = A^2$

$N = 4452.451 \text{ KN}$

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}}$$

$$A = \sqrt{\frac{4452.451}{98}} = 6.74 \text{ m}$$

$A = 6.74 \text{ m}$

On remarque qu'il y a un chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

➤ **Semelles filantes**

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 8 poteaux.

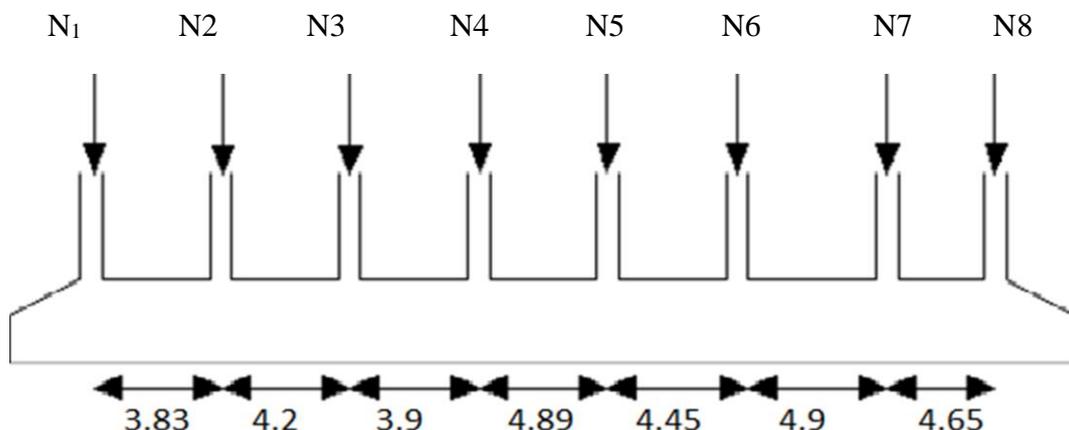


Figure.VI.2: Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$N_1 = 1362.611 \text{ KN}$, $N_2 = 1507.686 \text{ KN}$, $N_3 = 1506.124 \text{ KN}$, $N_4 = 4452.451 \text{ KN}$

$N_5 = 3395.051 \text{ KN}$, $N_6 = 2114.28 \text{ KN}$, $N_7 = 1507.495 \text{ KN}$, $N_8 = 1596.923 \text{ KN}$

$N = \sum N_i = 17442.621 \text{ KN}$

$$\frac{N}{B \times l} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{17442.621}{98 \times 30.82} = 5.77 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

➤ Radier général

N : l'effort normal transmis par la structure.

S_{bat} : surface du bâtiment.

S : surface des fondations.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

$\sigma_{sol} = 0.98 \text{ bar}$

$S_{bat} = 948.87 \text{ m}^2$.

$$S > \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow \frac{74912.49}{98}$$

$S > 764.413 \text{ m}^2$

La surface des fondations représente 78.66% de la surface du bâtiment alors on utilise un radier générale avec une surface $S_{rad} = 948.87 \text{ m}^2$.

VI.3 Radier général

➤ Définition

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

1. Un mauvais sol.
2. Charges transmises au sol sont importantes.
3. Les poteaux rapprochés (petites trames).

➤ **Dimensionnement**

La condition de coffrage

- Nervure

$$h \geq \frac{l_{max}}{10} \dots \dots \dots (1)$$

l_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

$$l_{max} = 490 \text{cm}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient : $h \geq 49 \text{cm}$

- La dalle

$$h_d \geq \frac{l_{max}}{20} \dots \dots \dots (2)$$

En remplaçant dans la relation (2) on obtient : $h_d \geq 24.5 \text{cm}$

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$$

l_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{max}^4 K}{\pi^4 E}}$ AN : $h \geq \left(\frac{48 \times 4.9^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3.216 \times 10^7} \right)^{1/3}$

$$h_t \geq 0.59 \text{m.}$$

$$l_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times l_e$$

Pour $h_t = 0.75 \text{m}$

$4.9 < 5.119 \text{m}$ la condition est vérifiée

A partir des deux conditions (1) et (2) on prend :

La hauteur de la nervure $h_t = 75 \text{cm}$

La hauteur du radier $h_r = 30 \text{cm}$

➤ **Calcul des Poids**

$N_s = 81930.315 \text{KN}$ (Poids total transmis par la superstructure).

Poids des nervures sens x-x : $P^x \text{ nervure} = (251.57 \times 0.45 \times 0.65 \times 25) = 1839.605 \text{KN}$.

Poids des nervures sens y-y : $P^y \text{ nervure} = (231.48 \times 0.45 \times 0.65 \times 25) = 1692.697 \text{KN}$.

$P_{\text{radier}} = 0.30 \times 948.87 \times 25 = 7116.525 \text{ KN}$ (Poids du radier)

$N_{\text{ser}} = 81930.315 + 7116.525 + 1839.605 + 1692.697 = 92579.1425 \text{KN}$

$N_u = 81930.315 + 1.35(7116.525 + 1839.60 + 1692.697) = 100356.224 \text{ KN}$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{rad}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{rad}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 944.685 \text{m}^2$$

$$S_{\text{rad}} \geq 944.685 \text{m}^2$$

La surface du bâtiment $S_{\text{bât}} = 948.987 \text{m}^2$

$S_{\text{radier}} < S_{\text{bât}} \Rightarrow$ pas de débordement

On opte pour une surface : $S_{\text{radier}} = 948.987 \text{m}^2$

➤ **Les Vérifications nécessaires**

- **Vérification de la poussée hydrostatique**

$$P \geq F \times H \times S \times \gamma$$

F : coefficient de sécurité = 1.5

H : la hauteur d'ancrage du bâtiment = 3.2m

S : surface totale du bâtiment = 948.987m^2

$$\gamma_w = 10 \text{ Kn/m}^3$$

$P \geq 1.5 \times 3.2 \times 948.987 \times 10 = 45551.375 \text{ KN} < 74912.49 \text{KN} \dots \dots$ la condition est vérifiée

- **Vérification au poinçonnement**

$$\text{Il faut vérifier que : } N_U \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases}$$

$$A = 0.65 + 0.75 = 1.4$$

$$B = 0.65 + 0.75 = 1.4$$

On trouve $U_c = 5.6 \text{m}$

$$N_U = 4.452 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.6 \times 0.75 \times \frac{25}{1.15} = 4.108 \text{MN}$$

Cette condition n'est pas vérifiée ; on doit augmenter l'épaisseur du nervure, on aura : h_t : **80cm**

$$N_u = 4.452 \text{ MN} \leq 0.045 \times 5.8 \times 0.8 \times \frac{25}{1.15} = 4.539 \text{ MN}$$

La hauteur de la nervure $h_t = 80 \text{ cm}$

La hauteur du radier $h_r = 30 \text{ cm}$

- **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa.}$$

On considère une bande de 1m de largeur, et de 4,90m de longueur, $d = 0.9 \times h_r = 0.27 \text{ m}$

$$v_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times s} \times b = \frac{100356.224 \times 4.9}{2 \times 948.987} \times 1 = 259.09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{259.09 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.959 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

C'est vérifier donc pas de cisaillement dans le radier

- **Vérification de la contrainte du sol**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

A partir du programme Socotec on a :

$$I_x = 47752.7 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 16.87 \text{ m.}$$

$$I_y = 77810.3 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 13.85 \text{ m.}$$

Avec :

σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base

$$N = 100356.224 \text{ KN} \quad M_y = 124\,555,05 \text{ KN.m} \text{ et } M_x = 87\,700,04 \text{ KN.m}$$

• **Dans le sens x-x**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_x} \times y_g = \frac{100356.224}{948.987} + \frac{87\,700,04}{47752.7} \times 13.85 = 131.01 \text{ KN / m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_x} \times y_g = \frac{100356.224}{948.987} - \frac{87\,700,04}{47752.7} \times 13.85 = 80.489 \text{ KN / m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 118.382 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots \text{non vérifiée}$$

- Dans le sens y-y

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{My}{I_y} \times x_g = 132.755 \text{KN} / \text{m}^2;$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{My}{I_y} \times x_g = 78.747 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 119.253 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

On voit bien que les contraintes dans le sol ne sont pas vérifiées, pour cela on augmente la longueur du débord.

Finalement, après plusieurs essais, on a opté pour un débord de 2.5m.

Soit : $S_{rad} = 1183.4 \text{m}^2$

$I_x = 94117.9 \text{m}^4$, et $X_G = 19.45 \text{m}$.

$I_y = 143249.9 \text{m}^4$, et $Y_G = 16.41 \text{m}$.

- Dans le sens x-x

$\sigma_1 = 100.09 \text{KN} / \text{m}^2$

$\sigma_2 = 69.51 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 92.445 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots \text{vérifiée}$$

- Dans le sens y-y

$\sigma_1 = 101.71 \text{KN} / \text{m}^2$

$\sigma_2 = 67.89 \text{KN} / \text{m}^2$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 93.254 \text{KN} / \text{m}^2 < \sigma_{sol} = 98 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \dots\dots \text{vérifiée}$$

VI.4 Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

- **Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{s} = \frac{100356.224}{948.87} = 105.763 \frac{KN}{m^2}$$

$$Q_s = \frac{N_s}{s} = \frac{92579.1425}{948.87} = 97.567 \frac{KN}{m^2}$$

N_u : Est l'effort ultime (plus le poids propre du radier et des nervures= 100356.224KN).

Les dimensions du panneau le plus sollicité :

$$l_x = 4.5m \quad ; \quad l_y = 4.6m$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle port e sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0392 \\ \mu_y = 0.9322 \end{cases} [\text{annexe1}]$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_u = 83.954KN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 78.262KN.m$$

Sachant que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_x^t = 0.85 * M_x = 71.360KN.m \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5M_x = 41.977KN.m \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_y^t = 0.85 * M_y = 66.523KN.m \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5M_y = 39.131KN.m \end{array} \right.$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.30) m^2$.

- **Condition de non fragilité :**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

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

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

$$A_x = 2.436 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_y = 2.4 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$Condition exig e par le RPA.

$$A_{\min} = 2.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	71.36	7.58	2.7	7.70	5T14	20
	Appuis	41.977	4.39	2.7	4.52	4T12	25
Sens Y-Y	Travées	66.523	7.048	2.7	7.70	5T14	20
	Appuis	39.131	4.09	2.7	4.52	4T12	25

Tableau VI.1: Ferrailage du radier

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\sqrt{\text{Sens X-X}} : \begin{cases} V_U = \frac{105.763 \cdot 4.5}{2} = 237.966 \text{KN} \\ \tau_x = \frac{V}{b \cdot d} = 0.881 \text{MPa} < \bar{\tau} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

$$\sqrt{\text{Sens Y-Y}} : \begin{cases} V_U = 243.254 \text{KN} \\ \tau_x = 0.9 \text{MPa} < 1.25 \text{MPa} \\ \rightarrow \text{Condition Vérifiée} \end{cases}$$

➔ Pas de risque de cisaillement.

- Vérification à l'ELS

$$Q_s = \frac{N_s}{s} = \frac{92579.1425}{948.87} = 97.567 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.97 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porté sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0465 \\ \mu_y = 0.9543 \end{cases} [\text{annexe 1}]$$

$$M_x = \mu_x \cdot L_x^2 \cdot Q_s = 91.871 \text{KN.m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x = 87.672 \text{KN.m}$$

Sachant que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_x^t = 0.85 \cdot M_x = 78.09 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5 M_x = 45.93 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M_y^t = 0.85 \cdot M_y = 74.522 \text{KN.m} \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5 M_y = 43.8361 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

$$q_{ser} = 97.567 \text{KN} / \text{m}^2$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201,6 MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	78.09	6.826	9.253	410.183	15	201.6
	M_a	45.93	5.41	6.738	403.291	15	201.6
y-y	M_t	74.522	6.826	8.834	391.559	15	201.6
	M_a	43.836	5.41	6.43	384.905	15	201.6

Tableau VI.2 : vérification des contraintes.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Elément		Nouvelle section	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S_t (cm)
Travée	xx	9HA16	18,10	9.693	1,11×10 ⁻³	6.778	181.515	11
	yy	8HA16	16.08	9.252	1,02×10 ⁻³	6.735	193.782	12
Appui		5HA16	10.05	7.64	0,7×10 ⁻³	4.916	186,893	20

Tableau VI.3 : Ferrailage du radier(ELS)

- **Espacement des armatures**

Armatures // Lx : St= 20cm ≤ min (3h, 33cm) = 33cm

Armatures //Ly : St= 20cm ≤ min (4h, 45cm) = 45cm

- **Schéma de ferrailage**

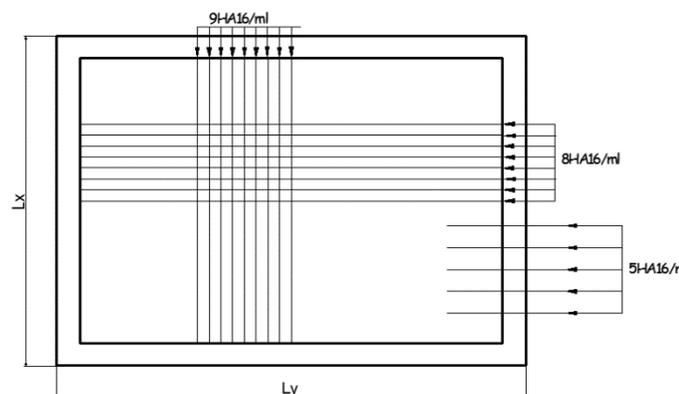


Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.

➤ Le ferrailage du débord

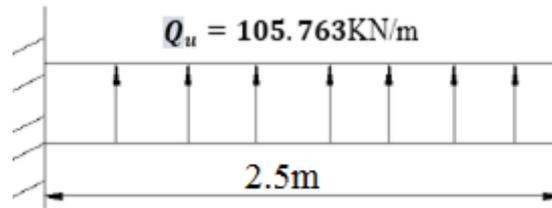


Figure VI.4 Schéma statique du débord

Il est assimilé à une console de 2.5 m de largeur.

$$Q_u = 105.763 \text{ kN/m}^2 \times 1 \text{ ml}$$

$$M_u = -Q_u * \frac{l_k^2}{2} = -330.509 \text{ kN.m}$$

Les résultats de calculs sont regroupés dans le tableau ci-après

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	Ax calculé (cm ² /m)	A adopté (cm ²)	St(cm)
330.509	0.119	0.668	0.2622	36.238	8HA25 = 39.27	12

Tableau VI.4: Ferrailage du débord

• Les armatures de répartition :

$$A_y = \frac{A_x}{4} = 9.817 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } 10\text{HA}12 = 10.18 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

Et donc dans le sens Ly on ferraille avec les armatures de répartition 10HA12/ml.

Le schéma de ferrailage :

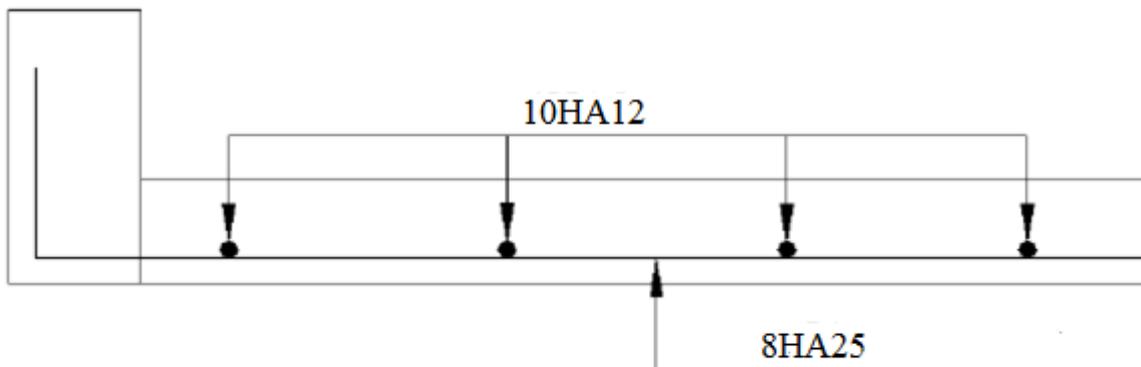


Fig.VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.

VI.5 Calcul des nervures

➤ Définition

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ 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 à $\rho = 0.97 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

• Charge triangulaire

$$P'_V = P'_N = \frac{q_U}{2} \times \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

• Charge trapézoïdale

$$P_V = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times L_{xg+} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times L_{xd} \right]$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

On a :

$$l_x = 4.5m \quad ; \quad l_y = 4.6m$$

$$- Q_u = 105.763 \text{ KN/m}^2$$

$$- Q_s = 97.567 \text{ KN/m}^2$$

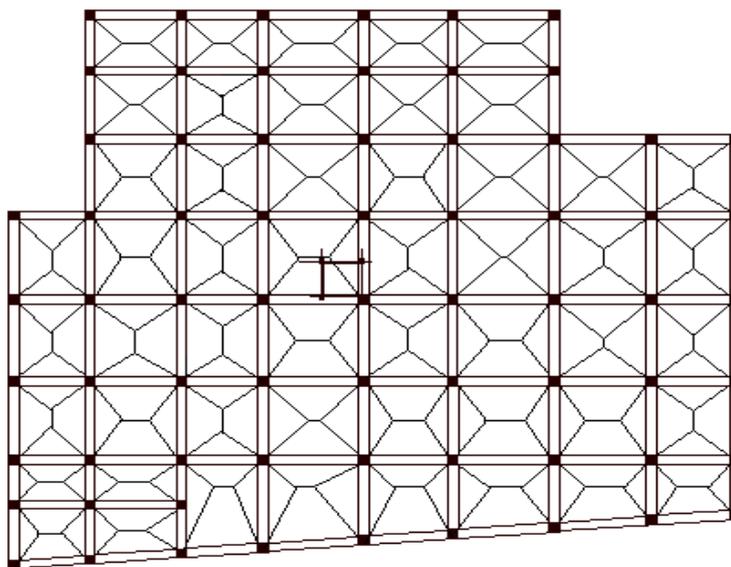


Figure. VI.6: La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures

➤ Calcul des sollicitations

BAEL article III.5.2

• Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives :

$$l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive.} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0.15 \times M_0 \quad \text{Avec } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

• Moments en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \quad \text{et} \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

• Sens transversal (x-x): nervure intermédiaire

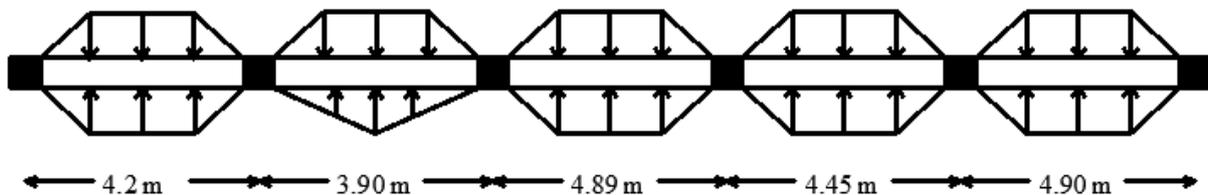


Figure. VI.7 : Schéma statique de la nervure intermédiaire dans le sens(x-x)

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Localisation	Travée	Appui
Mu(KN.m)	490.149	-501.156
Ms(KN.m)	452.425	-462.313
V(KN)	773.2	

Tableau VI. 5: Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens x-x

- Sens transversal (y-y): nervure intermédiaire

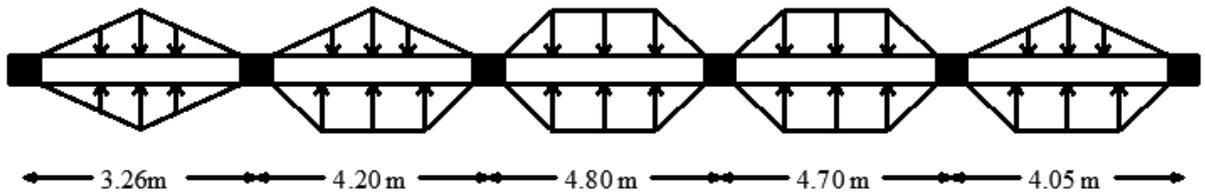


Figure. VI.8: schéma statique de la nervure intermédiaire dans le sens (y-y).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Localisation	Travée	Appui
Mu(KN.m)	465.956	-596.611
Ms(KN.m)	429.847	-550.379
V(KN)	872.20	

Tableau VI. 6: Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens y-

- Ferrailage

Le ferrailage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0.80m \quad h_0=0.30m \quad b_0=0.65m \quad d=0.75m$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}, \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.5}{10}, \frac{4.6}{2}\right)$$

$$b_1=0.45m$$

$$\text{Donc } b=b_1+2 \times b_0=1.55m$$

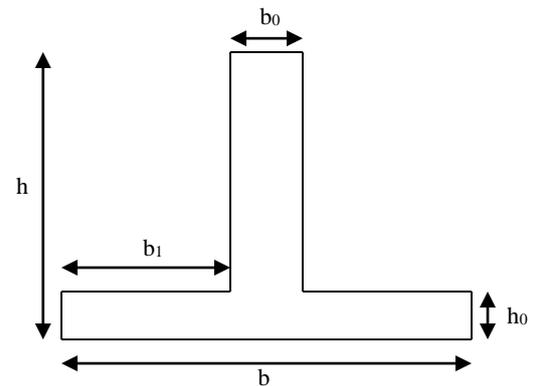


Figure.VI.9. Section a ferrailé

- Calcul des armatures

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	Acal(cm ²)	A ^{RPA} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
X-X	Travée	490.149	19.617	14.037	4T25=19.64
	appuis	501.156	19.17	14.037	4T25=19.64
Y-Y	Travée	465.956	18.212	14.037	4T25=19.64
	appuis	596.611	23.45	14.037	8T20=25.13

Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier(ELU)

➤ Les vérifications

• Effort tranchant

$$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{872.20 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.75} = 1.788 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} f_{c28} ; 3 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$

$\Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifiée

• À l'ELS : Vérification des contraintes

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201.6 \text{ MPa}$

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
Y-Y	M_t	429.847	6.89	15	320.45	201.6
	M_a	-550.379	7.944	15	320.946	201.6
X-X	M_t	452.425	7.18	15	334.3	201.6
	M_a	-462.313	7.34	15	341.614	201.6

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS

Elément		Nouvelle section	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)
Travée	xx	8HA25	39.27	24.41	19.92×10^{-3}	5.543	172.3
	yy	5HA25+5HA20	40.25	24.65	20.29×10^{-3}	5.49	168.316
Appui	xx	8HA25	39.2	24.41	19.92×10^{-3}	5.664	166.07
	yy	7HA25+3HA20	43.78	25.48	21.61×10^{-3}	6.49	189.043

Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures de radier(ELS)

- Acier de peau

Les aciers de peau ne reprennent aucune sollicitation, elles sont utilisées dans le cas des poutres de grande hauteur ($h > 60 \text{ cm}$) pour empêcher la fissuration du béton.

$A_p = 0.2\% (b \times h) \Rightarrow A_p = 10.4 \text{ cm}^2$ (sur les deux faces).

Soit $6 \text{ HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales

$\emptyset \leq \min\left(\frac{h}{35}, \emptyset^{min}, \frac{b}{2}\right) = \min\left(\frac{800}{35}, 25, \frac{650}{2}\right) = 22.85 \text{ mm}$

$\emptyset = 10 \text{ mm}$

- **Espacement des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales .on opte pour l'ensemble des nervures les sections suivantes :

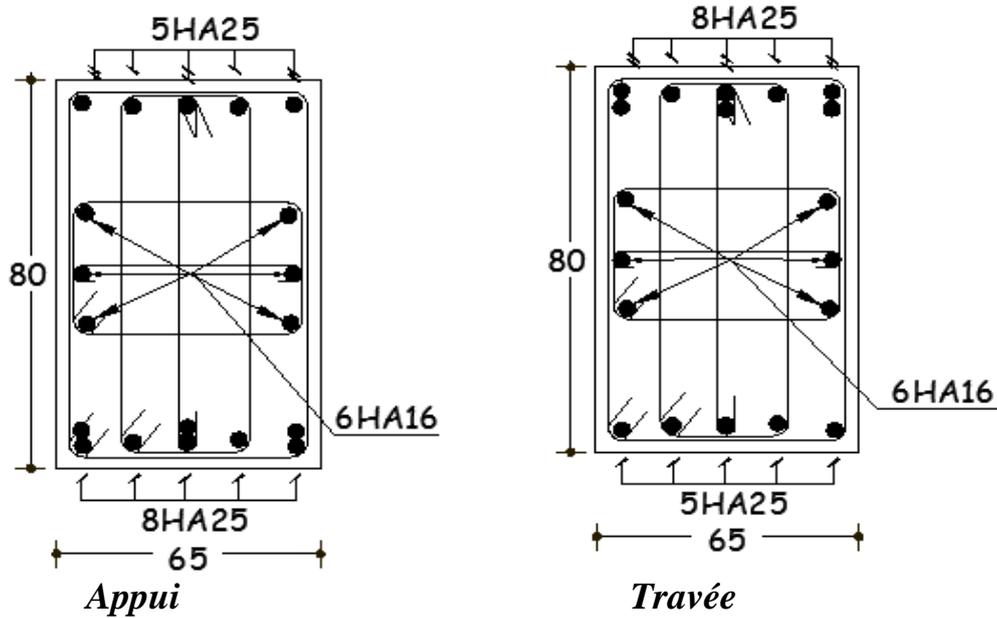
$$A_t = 2 \text{cadre} \emptyset + 2 \text{epingle} = 4 \emptyset 10 = 3.12 \text{cm}^2$$

- 1) $St \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 40\text{cm}$
- 2) $St \leq (0,8 \cdot A_t \cdot f_e) / [b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})] \Rightarrow St \leq 13.26\text{cm}$
- 3) $St \leq (A_t \cdot f_e) / (0,4 \cdot b_0) \Rightarrow St \leq 48.3\text{cm}$

$St = 10\text{cm}$

- **Schéma de ferrailage**

Sens x-x



Sens y-y

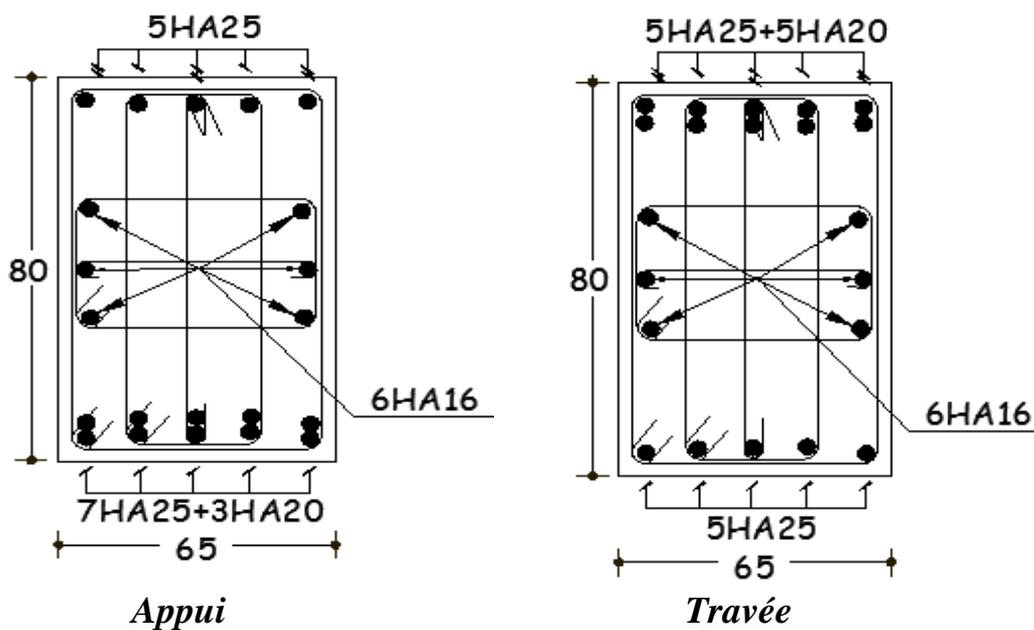


Figure VI. 10 : Schéma de ferrailage de la nervure.

VI.6 Ferrailage du voile périphérique

➤ Définition

Selon le RPA99/version 2003 les ossatures au-dessous de niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

Une épaisseur minimale de 15cm.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et Vertical).

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire de sa rigidité d'une manière importante.

➤ Dimensionnement des voiles

-Hauteur : $h=3.85\text{m}$.

-Longueur : $L=4.25\text{m}$.

-Épaisseur : $e=20\text{cm}$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma_h=19\text{KN/m}^3$

- Angle de frottement : $\varphi =13^\circ$

- La cohésion : $C=0.25\text{ bar}$

➤ Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique et soumis a :

La poussée des terres

$$A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = \tan^2 \times \left(\frac{\pi}{4} - \frac{13}{2} \right) = 0.588$$

$$G = h \times \gamma \times \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$G = 3.85 \times 19 \times 0.588 - 2 \times 0.025 \times 0.767$$

$$G = 42.973 \text{ KN/m}^2$$

Surcharge accidentelle

$$q = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = q \times \left[\tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - \frac{2c}{\gamma h} \times \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right]$$

$$Q = q \times \left[0.588 - \frac{2 \times 0.025}{19 \times 3.85} \times 0.767 = 5.874 \text{ KN/m}^2 \right]$$

- Ferrailage du voile

1. Méthode de calcul

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appui uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

2. Calcul à l'ELU

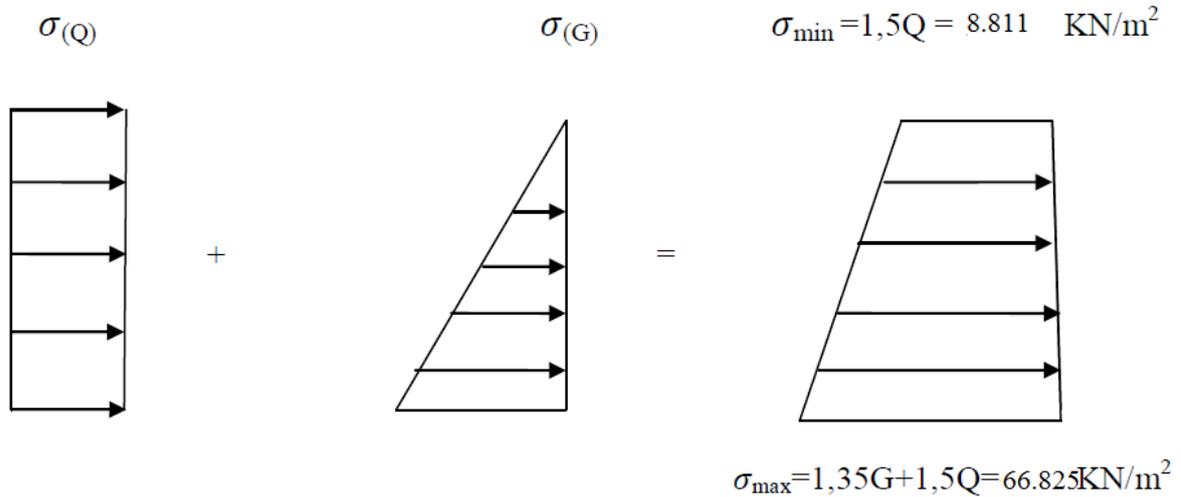


Fig.VI.11: Répartition des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 52.146 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_m \times 1 \text{ ml} = 52.142 \text{ KN/m}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont les suivantes :

$$L_x = 3.85 \text{ m et } b = 1.00 \text{ m}$$

$$L_y = 4.25 \text{ m et } e = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = 0.9 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans les deux}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle port e sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 35.243KN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 27.609KN.m$$

Sachant que:

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.85 * M_x = 29.95KN.m \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5M_x = 17.621KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_y^t = 0.85 * M_y = 23.467KN.m \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5M_y = 13.804KN.m \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle port e sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_U = 35.243KN.m$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 27.609KN.m$$

Sachant que:

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_x^t = 0.85 * M_x = 29.95KN.m \\ \text{En appui: } M_x^a = 0.5M_x = 17.621KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} \text{En travée: } M_y^t = 0.85 * M_y = 23.467KN.m \\ \text{En appui: } M_y^a = 0.5M_y = 13.804KN.m \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b * h = (1 * 0.20) m^2$.

- **Condition de non fragilité**

Pour une dalle d'épaisseur $e \geq 12 \text{ cm}$ et $\alpha > 0.4$

La valeur minimale des armatures est :

$A_{\min} = 0.1\% \times b \times h \dots \dots$ Condition exig e par le RPA.

$$A_{\min} = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Le tableau ci-après résume les résultats du calcul de ferrailage :

		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix /ml	S _t (cm)
Sens X-X	Travées	29.95	4.4255	2	5.65	5T12	20
	Appuis	17.621	2.5127	2	3.93	5T10	20
Sens Y-Y	Travées	23.467	3.6271	2	3.93	5T10	20
	Appuis	13.804	2.415	2	3.93	5T10	20

Tableau VI.10 : Résumé des résultats de ferrailage des voiles périphériques(ELU)

- L'espacement :

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

La condition de non fragilité :

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

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

$$A_x = 1.68\text{cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_y = 1.6\text{cm}^2/\text{ml}$$

- Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \min\left(\frac{0,04 f_c 28}{\gamma b} ; 4\text{MPa}\right) = 2.5\text{MPa}$$

Avec :

$$v_{ux} = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{52.142 \times 3.85}{2} \times \frac{4.25^4}{4.25^4 + 3.85^4} = 59.98\text{KN}$$

$$v_{uy} = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = \frac{52.142 \times 4.25}{2} \times \frac{3.85^4}{4.25^4 + 3.85^4} = 44.58\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{59.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.33\text{MPa}$$

$\tau = 0.33\text{MPa} < \tau_{adm} = 2.5\text{MPa}$ Condition vérifiée

3. L'état limite de service

$$\sigma_{\max} = G+Q = 42.973 + 5.874 = 48.847\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.874\text{KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 38.103\text{KN/m}^2$$

$$Q_s = \sigma_m \times 1\text{ml} = 38.103\text{KN/m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.9 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle portée sur les deux sens.}$$

$$\Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases} \text{ [annexe1]}$$

$$M_x = \mu_x * L_x^2 * Q_s = 29.82 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 25.353 \text{ KN.m}$$

Sachant que:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M'_x = 0.85 * M_x = 25.347 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M^a_x = 0.5 M_x = 14.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{En travée: } M'_y = 0.85 * M_y = 21.55 \text{ KN.m} \\ \text{En appui: } M^a_y = 0.5 M_y = 12.676 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

On doit vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	25.347	4.74	6,512	273,219	15	201.6
	M_a	14.91	4.04	4,426	229	15	201.6
y-y	M_t	21.55	4.04	6,397	331	15	201.6
	M_a	12.676	4.04	3,763	194.695	15	201.6

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Elément		Nouvelle section	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	S _t (cm)
Travée	xx	7HA12	7.92	5.438	2,41×10 ⁻³	5.739	197.793	15
	yy	7HA12	7.92	5.458	2.41×10 ⁻³	4.88	168.164	15
Appui		5HA12	5.65	4.741	1.84×10 ⁻³	3.83	160.635	20

Tableau VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage des voiles périphériques(ELS)

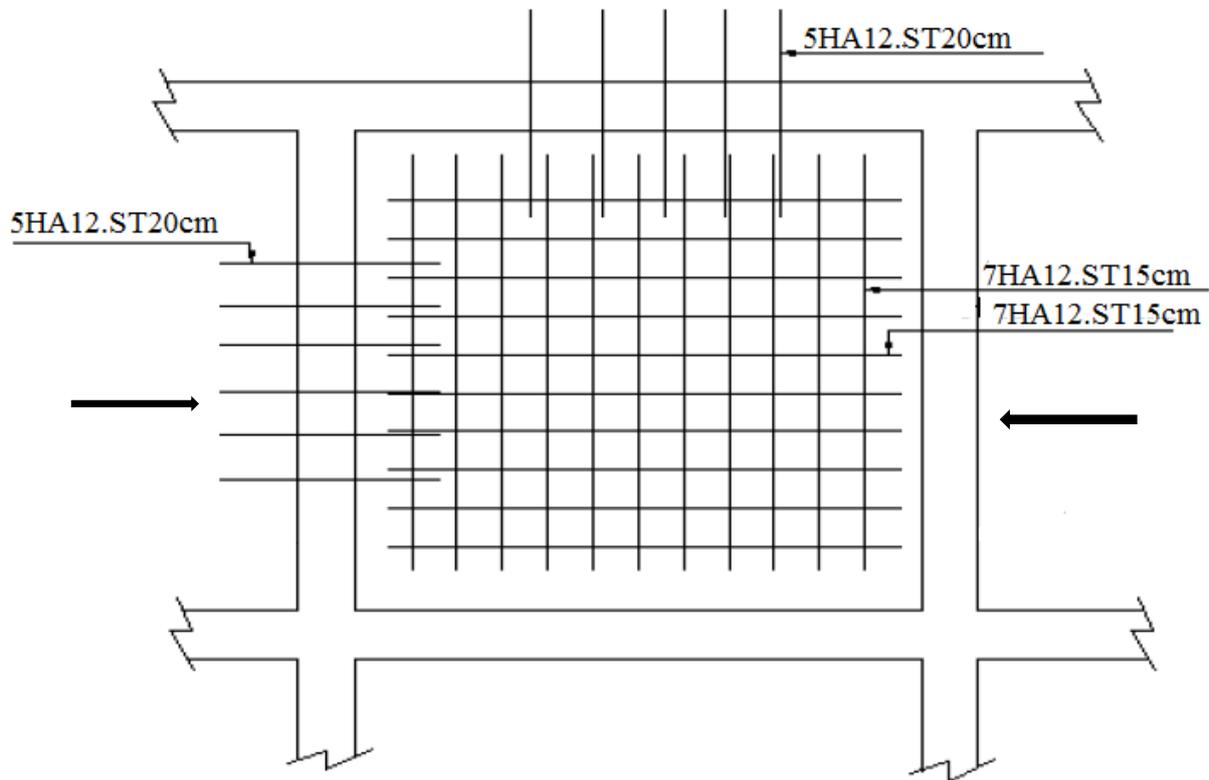


Fig.VI.13 : Ferrailage du voile périphérique

VI.7 Conclusion

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi 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 un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. , nous avons donc ensuite essayé la solution des semelles filantes ces dernières ont été écarté pour la même raison que les semelles isolées.

Finalement nous avons adopté un radier général avec débord.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le travail effectué dans le cadre de notre projet de fin de cycle consiste à l'étude d'un bâtiment bi-fonctionnel (commerce et habitation) composé de (R+9 + un Sous-Sol), cet ouvrage est réalisé avec le matériau couple (acier-béton).

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et ou de qualité d'exécution dérisoire.
- Le critère le plus prépondérant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du coup feu.
- Le poteau le plus sollicité est souvent celui de la cage d'escaliers, c'est le cas de notre projet.
- 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.
- La disposition et les dimensions des voiles jouent un rôle très important dans le comportement dynamique des structures mixtes.
- L'irrégularité en plan de notre structure ainsi que les contraintes architecturales rendent difficile la recherche d'un bon comportement dynamique (disposition des voiles).
- Eviter des constructions ayant une rigidité insuffisante dans un sens par rapport à l'autre.
- 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, dans la plus part des cas car elle est déterminante dans le dimensionnement des éléments structuraux.
- La vérification de l'effort normal réduit nous a conduits à une augmentation des sections des poteaux estimées par le pré dimensionnement.
- La vérification des moments résistants au niveau des nœuds, nous a permis de vérifier que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99addenda2003, et que ce dernier favorise la sécurité devant

l'économie.

- Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse, il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure, avec des fondations adaptées qui respectent les mesures de préventions et recommandations.
- Le radier s'est avéré le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

Enfin, l'utilisation du SAP2000 dans notre étude nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique, dans le but de faciliter les calculs, d'avoir une meilleure approche de la réalité, et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Implantation de l'ouvrage	1
I.4 Caractéristique de l'ouvrage	1
I.5 Définition des éléments de l'ouvrage.....	1
I.6 Règlements et normes utilisés.....	2
I.7 Indication générale sur les règles de BAEL.....	2
I.8 Action et sollicitations	4
I.9 Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	6
I.9 Conclusion	11

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.1 Introduction	12
II.2 Pré dimensionnement des éléments	12
II.3 Evaluations des charges et surcharges	24
II.4 Descente de charges.....	27
II.5 Vérifications sur le poteau le plus sollicité (poteau P3) :	31
II.6 Conclusion	34

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	35
III.2 Etude des planchers a corps creux.....	35
III.3) Etude des dalles pleines	58
III.4) Etude de l'acrotère	68
III.5) Étude de l'ascenseur :	76
III.6) Etude des escaliers :	84
III.7 Conclusion.....	119

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1 Introduction	120
IV.2 Méthode de calcul	120
IV.3. Analyse sismique de la structure	120
VI.4.Vérifications des résultats vis-à-vis du RPA99 :	125
VI.5.Conclusion	134

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1.Introduction	135
V.2.Etude des poteaux.....	135
V.3 Etude des poutres.....	145
V.4 Etude des voiles	152
V.5 Conclusion.....	160

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1 Introduction	161
VI.2 Choix de type des fondations	161
VI.3 Radier général	163
VI.4 Ferrailage du radier	167
VI.5 Calcul des nervures	172
VI.6 Ferrailage du voile périphérique	177
VI.7 Conclusion	182

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Les valeurs d' E_{ij} et E_{vj} en fonction de f_{cj}	8
Tableau I.2 : Caractéristiques des aciers utilisés	10
Tableau II.1 : Pré dimensionnement des voiles.....	20
Tableau II.2 : Pré dimensionnement d'escaliers type 2.....	23
Tableau II. 3 : Charge permanente revenant à l'acrotère.	24
Tableau II.4 : Evaluation des Charges de la terrasse inaccessible	24
Tableau II.5 : Evaluation des Charges de la terrasse accessible.....	24
Tableau II.6 : Evaluation des Charges de plancher corps creux (étage courant).....	25
Tableau II.7 : Evaluation des Charges des balcons	25
Tableau II.8 : Evaluation des Charges des cloisons doubles.....	25
Tableau II.9 : Evaluation des Charges de la volée	26
Tableau II.10 : Evaluation des Charges de palier.....	26
Tableau II.11 : Descente de charge pour le poteau P1	28
Tableau II.12 : Descente de charge pour le poteau P2	30
Tableau II.13 : descente de charge pour le poteau P3	31
Tableaux II.14 : Efforts normaux sur le poteau choisis à différents niveaux	32
Tableau II.15 : Résultats des vérifications au flambement.....	34
Tableau.III.1 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	37
Tableau III.2 : Différents types de poutrelles.....	38
Tableau.III.3 : Les moments isostatiques max en travées.....	39
Tab.III.4 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)..	40
Tab.III.5 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)...	41
Tab.III.6 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)..	41
Tab.III.7 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)...	41
Tab.III.8 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 4)..	41
Tab.III.9 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)....	41
Tabl.III.10 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)..	41
Tab.III.11 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 1)....	41
Tab.III.12 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6). ..	41
Tabl.III.13 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 6)...	42
Tab.III.14 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 7). ..	42
Tab.III.15 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 7)....	42

Tab.III.16 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 10).	42
Tab.III.17 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse accessible (type 10).	42
Tab.III.18 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1).	43
Tab.III.19 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 1).	43
Tab.III.20 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6).	43
Tab.III.21 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 6).	43
Tab.III.22 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 10).	43
Tab.III.23 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type 10).	43
Tab.III.24 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 1).	44
Tab.III.25 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 1).	44
Tab.III.26 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 5).	44
Tab.III.27 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 5).	44
Tab.III.28 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 8).	44
Tab.III.29 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 8).	44
Tab.III.30 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 9).	45
Tab.III.31 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 9).	45
Tab.III.32 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 11).	45
Tab.III.33 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 11).	45
Tab.III.34 : Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher commerce (type 12).	46
Tab.III.35 : Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher commerce (type 12).	46
Tab.III.36 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher commerce	55
Tab.III.37 : Evaluation de la flèche dans le plancher commerce.	55
Tab.III.38 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher étage courant.	55
Tab.III.39 : Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant.	55
Tab.III.40 : Calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse accessible.	56
Tab.III.41 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse accessible.	56
Tab.III.42 : le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher Terrasse inaccessible.	56
Tab.III.43 : Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible.	56
Tab.III.44 : Schémas de ferrailage des différentes poutrelles.	57
Tab.III.45 : Résultats de ferrailage du 1 ^{er} type de dalle.	59
Tab.III.46 : Ferrailage de la dalle du balcon type2.	63
Tab.III.47 : Vérification des contraintes dalle de balcon Type 2.	64
TAB III.48 : Ferrailage du balcon Type 3.	65
Tab.III.49 : résumé la vérification des contraintes.	66

Tab.III.50 : Calcul du ferrailage de la dalle Type 4.	67
Tab.III.51 : Vérification des contraintes.	68
Tab.III.52 : Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.	69
Tab.III.53 : Combinaison d'action de l'acrotère.	70
Tab.III.54 : Calcul du ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.	77
Tab.III.55 : Vérification des contraintes.	78
Tab.III.56 : Calcul du ferrailage de la dalle sous charges concentrées.	81
Tab.III.57 : Vérification des contraintes.	83
Tab.III.58 : Caractéristiques géométriques et mécaniques.	85
Tab.III.59 : Calcule de ferrailage à la flexion.	86
Tab.III.60 : Calcule de ferrailage à la flexion.	86
Tab.III.61 : Ferrailage de la volée 1.	86
Tab.III.62 : Vérification des contraintes à l'ELS.	88
Tab.III.63 : Calcul de la flèche	89
Tab.III.64 : Ferrailage de la volée.	92
Tab.III.65 : Vérification des contraintes à l'ELS	93
Tab.III.66 : Calcul de la flèche	93
Tab.III.67 : Caractéristiques géométriques et mécaniques	95
Tab.III.68 : Calcul de ferrailage à la flexion	95
Tab.III.69 : Calcul de ferrailage à la flexion	95
Tab.III.70 : Tableau de ferrailage vis-à-vis de la flexion simple.	96
Tab.III.71 : Vérification des contraintes à l'ELS.	97
Tab.III.72 : Calcul de la flèche	98
Tab.III.73 : Caractéristiques géométriques et mécaniques	100
Tab.III.74 : Calcul de ferrailage à la flexion.	100
Tab.III.75 : Calcul de ferrailage à la flexion.	100
Tab.III.76 : Ferrailage vis-à-vis de la flexion simple	101
Tab.III.77 : Vérification des contraintes à l'ELS.	102
Tab.III.78 : Calcul de la flèche.	102
Tab.III.79 : Ferrailage vis-à-vis de la flexion simple.	104
Tab.III.80 : Vérification des contraintes de dalle.	105
Tab.III.81 : Ferrailage vis-à-vis de la flexion simple.	106
Tab.III.82 : Résumé la vérification des contraintes.	106
Tab.III.83 : Les sollicitations dans la poutre.	108

Tab.III.84 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.	108
Tabl III.85 : Les sollicitations dans la poutre.	112
Tab III.86 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.....	112
Tab III.87 : Les sollicitations dans la poutre	116
Tab III.88 : Ferrailage de la poutre vis-à-vis de la flexion simple.	116
Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q	122
Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.	128
Tableau IV.3 : Vérification de l'interaction sous charges verticales.....	129
Tableau IV.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	130
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.	131
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.	131
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements de la structure	132
Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P- Δ	133
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	136
Tableau V.2 : Les sollicitations maximales dans les poteaux.	138
Tableau V.3 : Ferrailage des poteaux.....	138
Tableau V.4 : Les Armatures transversales dans les poteaux.	139
Tableau V.5 : Justification de l'effort normale ultime et l'effort normal maximum.	141
Tableau V.6 : Justification des contraintes	142
Tableau V.7 : Vérification des contraintes tangentielles.....	141
Tableau V.8 : les sollicitations les plus défavorables.....	146
Tableau V.9 : Ferrailage longitudinal	146
Tableau V.10 . Vérification des contraintes tangentielles.....	148
Tableau V.11 . Vérification de l'état limite de compression du béton.	148
Tableau V.12 : Vérification de la flèche pour les poutres.....	149
Tableau V.13 : Les moments résistant dans les poteaux.....	149
Tableau V.14 : Les moments résistant dans les poutres.	150
Tableau V.15 : Vérification des zones nodales.....	150
Tableau V.16 : Ferrailage du voile V_{x1} //X-X'	155
Tableau V.17 : Ferrailage du voile V_{x2} //X-X	156
Tableau V.18 : Ferrailage du voile V_{x3} //X-X'	156
Tableau V.19 : Ferrailage du voile V_{x4} //X-X'	157
Tableau V.20 : Ferrailage du voile V_{y1} //Y-Y'	157
Tableau V.21 : Ferrailage du voile V_{y2} et V_{y4} //Y-Y	158

Tableau V.22 : Ferrailage du voile Vy3 //Y-Y'	158
Tableau V.23 : Ferrailage du voile Vy5 //Y-Y'	159
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier	169
Tableau VI.2 : vérification des contraintes.....	170
Tableau VI.3 : Ferrailage du radier(ELS).....	170
Tableau VI.4 : Ferrailage du débord.....	171
Tableau VI.5 : Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens x-x	173
Tableau VI.6 : Sollicitations maximales sur la nervure dans le sens y-y	174
Tableau VI.7 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier(ELU).....	174
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	175
Tableau VI.9 : Ferrailage des nervures de radier(ELS).....	175
Tableau VI.10 : Résumé des résultats de ferrailage des voiles périphériques(ELU)	180
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes.....	181
Tableau VI.12 : Résumé des résultats de ferrailage des voiles périphériques(ELS).....	181

Liste des figures

Figure I.1 : Diagramme des déformations limitent de la section	3
Figure I.2 : Evolution de la résistance du béton f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	7
Figure I.3 : Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).....	9
Figure I.4 : Diagramme des contraintes déformations du béton.....	9
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	11
Figure II.1 : Coupe transversal sur un plancher à cors creux.	12
Figure II.2 : Disposition des poutrelles.....	13
Figure II.3 : Coupe transversale d'une poutrelle.	13
Figure II.4 : Dalle sur un seul appui	14
Figure II.5 : Dalle sur un deux appuis	15
Figure II.6 : Dalle sur trois appuis.	15
Figure II.7 : Dalle sur quatre appuis	16
Figure II.8 : Hauteur libre d'étage.	19
Figure II.9 : Détail d'un escalier.....	20
Figure II.10 : Détail d'un escalier a deux volées	21
Figure II.11 : Détail d'un escalier a trois volées.....	22
Figure II.12 : Cage de l'ascenseur	23
Figure II.13 : L'acrotère.....	23
Figure II.14 : Poteaux de rive P_1	27
Figure II.15 : Poteaux central P_2	29
Figure II.16 : Poteaux escaliers P_3	30
Figure III.2 : Schéma statique.	58
Figure III.3 : Schéma de ferrailage du balcon type N°1	62
Figure III.4 : Schéma de ferrailage dalle de balcon type 2.....	64
Figure III.5 : Schéma statique d'une dalle sur 4 appuis.	65
Figure III.6 : Schéma de ferrailage dalle de balcon Type 3.	66
Figure.III.7 : Schéma de ferrailage dalle cage d'ascenseur.....	68
Figure.III.8 : Coupe transversale de l'acrotère.....	69
Figure.III.9 : Schéma illustratif de calcul de section.....	71
Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	75
Figure.III.11 : Dimensions de l'ascenseur.....	76
Figure.III.12 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	79

Figure.III.13 : Schéma de la charge concentrée.	79
Figure.III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle sous les charges concentrées.....	84
Figure.III.15 : Schéma statique de la 1 ^{ère} volée.....	84
Figure.III.16 : Schéma de ferrailage de la 1 ^{ère} volée.	90
Figure.III.17 : Schéma statique de la 2 ^{ème} volée.	90
Figure.III.18 : Schéma de ferrailage de la 2 ^{ème} volée.	94
Figure.III.19 : Schéma statique de la 3 ^{ème} volée.	94
Figure.III.20 : Schéma de ferrailage de la 3 ^{ème} volée.....	98
Figure.III.21 :Schéma statique la volée.	99
Figure.III.22 : Schéma de ferrailage de la volée.	103
Figure.III.23 : Schéma de ferrailage palier Type I.	105
Figure.III.24 : Schéma de ferrailage palier Type II.....	107
Figure.III.25 : Schéma de ferrailage poutre palière.....	111
Figure.III.26 : Schéma de ferrailage poutre brisée.	115
Figure.III.26 : Schéma de ferrailage poutre de chaînage.....	118
Figure IV.1 : Spectre de réponse.....	125
Figure IV.2 : Disposition des voiles.....	126
Figure IV.3 : 1 ^{er} mode de vibration (translation suivant x-x)	127
Figure IV.4 : 2 ^{ème} mode de vibration (translation suivant y-y).....	127
Figure IV.5 : 3 ^{ème} mode de vibration (torsion au tour de z-z).....	128
Figure IV.6 : Vue 3D de la structure étudiée.	130
Figure V.1 : Section de poteau	141
Figure V.2 : Zone de recouvrement	143
Figures V.3 : Schémas de ferrailage des poteaux.	144
Figure V.4 : Différents moments	149
Figure V.5 : Schéma de ferrailages poutres principales RDC	150
Figure V.6 : Schéma de ferrailage poutres principales étages courants et terrasse.....	151
Figure V.7 : Schéma de ferrailages poutres secondaires RDC	151
Figure V.8 : Schéma de ferrailage poutre secondaire étages courants et terrasse.....	151
Figure V.9 .Voile composé.....	152
Figure V.8 .Voile simple	152
Figure V.10 : Disposition des armatures verticales (vue en plan)	153
Figure V.11 : Disposition des voiles	154
Figure V.12 : Section de voile.....	154

Figure V.13 : Exemple de ferrailage du voile V_{y2}	159
Figure.VI.1 : Semelle isolée.....	162
Figure.VI.2 :Semelle filante.....	162
Figure VI.3 : Schéma de ferrailage du radier.....	170
Figure VI.4 Schéma statique du débord	171
Fig.VI.5 : Schéma de ferrailage du débord.....	171
Figure. VI.6 : La subdivision des charges suivant les lignes de ruptures	172
Figure. VI.7 : Schéma statique de la nervure intermédiaire dans le sens(x-x).....	173
Figure. VI.8 : schéma statique de la nervure intermédiaire dans le sens (y-y).	174
Figure.VI.9 . Section a ferrailé.....	174
Figure VI.10 : Schéma de ferrailage de la nervure.	176
Fig.VI.11 : Répartition des contraintes sur le voile périphérique	178
Fig.VI.13 : Ferrailage du voile périphérique	182