

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de technologie
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études

En vue l'obtention du diplôme de master en
Génie civil
Option : Structure

Thème

Etude d'un bâtiment(R+7+3Entre-sol) en béton armé à
usage habitation et bureaux

Présenté par :

Mlle. Khales Yousra

Mlle. Ameur Amira

Encadré par

M^{me} Azirou. S

Membres de jury :

M^R Ourtemache .M

M^R Attal. R

Remerciement

Avant tout, nous remercions Allah, le Tout-Puissant, qui nous a donné la force, la patience, la volonté et la santé pour terminer ce travail dans de bonnes conditions.

Ensuite, nous adressons nos sincères remerciements à nos familles, qui nous ont toujours soutenus et encouragés tout au long de notre parcours scolaire.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à notre encadrant, (Mme Azirou. S), pour ses conseils, ses orientations et son accompagnement durant cette période importante.

Nous remercions également tous nos enseignants, qui nous ont transmis leurs connaissances au fil des années, et nous ont appris à aimer ce que nous faisons, à être sérieux et engagés. Nous espérons pouvoir un jour leur faire honneur.

Nos remerciements vont aussi aux membres du jury, pour l'attention qu'ils portent à notre travail et pour leurs remarques enrichissantes.

Enfin, merci à toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Dédicace

Je dédie ce travail à :

A mes chers parents, qui m'ont toujours soutenue avec amour et patience. Leur présence, leurs encouragements et leurs précieux conseils m'ont aidée à avancer dans mes études. Je leur suis très reconnaissante pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À mon frère Ayoub, et à mes sœurs Sara et Djihane , merci pour votre affection et votre soutien.

À toute ma famille et à mes amis, pour leur gentillesse et leurs encouragements.

Et enfin, un grand merci à ma binôme khales yousra , avec qui j'ai partagé ce projet.

Ameur Amira

Dédicace

Je dédie ce travail à :

À mes chers parents, qui m'ont toujours soutenue avec amour et patience. Leur présence, leurs encouragements et leurs précieux conseils m'ont aidée à avancer dans mes études. Je leur suis très reconnaissante pour tout ce qu'ils ont fait pour moi.

À mes frères , et à mes sœurs, merci pour votre affection et votre soutien.

À toute ma famille et à mes amis, pour leur gentillesse et leurs encouragements.

Et enfin, un grand merci à ma binôme Ameur Amira , avec qui j'ai partagé ce projet.

Khales Yousra

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation de l'ouvrage	1
I.3. Caractéristique de la structure	1
I.3.1 Caractéristique géométriques	1
I.3.2. Données de site	1
I.4. Système de contreventement :	2
I.5. Définition des éléments de l'ouvrage :	2
I.5.1. Eléments non structuraux :	2
I.5.1. Eléments structuraux :	2
I.6. Les règlements utilisée	3
I.7. METHODES DE CALCUL :	3
I.7. 1. Etat limite ultime ELU :	3
I.7. 1. Etat limite service ELS :	3
I.8. Matériaux	3
I.8.1. Béton	3
I.8.2. Aciers	7
I.8.3 Actions CBA 93 (art A.3.1.1) :	8
I.9. Conclusion	10

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	11
II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire	11
II.2.1. Planchers à corps creux	11
II.2.2. Les poutrelles	12
II.2.3. Les dalles pleines	13
II.2.4. Les escaliers	14
II.2.5. Acrotère	16
II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux	17
II.3.1. Les poteaux	17
II.3.2. Les poutres	18
a- Les poutres principales	18
b. Les poutres secondaires	19
II.3.3. Les voile	19

Escalier :	21
II.4.2. Descente de charges.....	24
- La loi de dégression	24
Descente de charges	27
Vérification des poteaux.....	30
■ Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité	30
■ Vérification au flambement	31
II.5. Conclusion	33

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Introduction	34
III.2. Etude des planchers	34
III.2.1 Plancher à corps creux	34
III.2.1.1 Etude des poutrelles.....	34
III.2.1.2 Etude des dalles pleines.....	57
1) Etude des balcons (dalle sur un seul appuis)	57
2) Dalle sur trois appui	60
3) Dalle avec ouverture :	62
III.3. Etude de la dalle de l'ascenseur	65
III.4. Etude des escaliers.....	71
III. 4.1. Type 1 (RDC)	71
III. 4.2. Type 2 (entre sol).....	77
III. 4.3 Type 3 (Etage courant)	80
III.5. Etude de la poutre palier.....	83
III.6. Etude de l'acrotère.....	86

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1. Introduction	91
IV.2. Méthode de calcul	91
IV.2.1. Méthode statique équivalente.....	91
IV.2.2. Les méthodes dynamiques	94
IV.3 Disposition des voiles de contreventement	95
IV.3. Résultats obtenus :	95
IV.3.1. Les modes de vibration	95
IV.3.2. Périodes de vibration et participation massique.....	97
IV.4. Les vérifications	97

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques	97
IV.4.2. Vérification l'interaction voiles portiques	97
IV.4.3. Vérification de l'effort normal	99
IV.4.4. Vérification vis à vis des déformations	100
IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ.....	101
IV. Conclusion.....	102

Chapitre V : Etude des éléments structurax

V.1. Introduction	103
V.2. Étude des poteaux.....	103
V.2.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1).....	104
V.2.2. Ferraillage des poteaux.....	105
V.2.3. Schéma de ferraillage des poteaux	111
V.2. Etude des poutres.....	113
V.2.1. Recommandation du RPA99	113
V.2.2. Ferraillage des poutres.....	114
V.2.3. Vérifications des poutres	115
V.2.3. Schéma de ferraillage des poutres	117
III.3. Vérification des zones nodales	119
V.5. Etude des voiles.....	120
V.5.1. Recommandation du RPA99/V2003	121
V.5.3. Disposition des voiles.....	122
V.5.4. Sollicitation dans les voiles	123
V.5.5. Calcul de ferraillage	123
V.5.6. Schéma de ferraillage.....	126

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION.....	127
VI.2. Les vérifications des semelles isolées	127
VI.3. Vérification de semelles filantes	128
VI.3.1. Etude des semelles filantes sous poteaux	128
VI.3.2. Le ferraillage de la semelle filante	130
VI.4. Etude des poutres de rigidité :.....	131
VI.4.1 Définition :	131
VI.4.2. Dimensionnement :	131

VI.4.3. Calcul des sollicitations des poutres de rigidité	132
VI.4.4. Calcul du ferraillage de la poutre rigidité	133
VI.5. Voile périphérique :.....	134
VI.5.1. Ferraillage du voile :.....	135

Introduction

Introduction générale

Le génie civil est un domaine qui englobe l'ensemble des activités liées à la construction, depuis la phase de conception jusqu'à la réalisation finale. Il se divise principalement en deux grandes branches : les travaux publics, qui concernent les infrastructures destinées à un usage collectif, et les travaux de préparation en vue de la construction de bâtiments individuels.

Toute démarche en génie civil implique une étude de la faisabilité technique d'un projet à travers des recherches approfondies et des calculs de structure. Ces calculs ont pour but principal d'analyser les conditions de réalisation des travaux et de déterminer les méthodes techniques les plus appropriées.

Dans le cadre de ce mémoire, l'ouvrage étudié est un bâtiment à usage multiple comportant de trois entresols et sept étages au-dessus du rez-de-chaussée (R+7+ 3entresol). Comme pour tout édifice, il est essentiel de lui garantir une structure porteuse stable et capable de résister aux actions naturelles telles que le vent ou les séismes. Pour ce faire, il convient de respecter les normes et réglementations en vigueur, notamment le RPA99, le BAEL, le CBA93 ainsi que les DTR, en s'appuyant également sur les résultats d'une étude géotechnique fournie par un laboratoire spécialisé.

Pour mener à bien cette étude, le travail a été structuré en six chapitres. Nous commencerons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés. Ensuite, un pré-dimensionnement des différents éléments de la structure sera effectué. Le troisième chapitre portera sur le calcul des composants secondaires du bâtiment. Par la suite, une analyse sismique de la structure sera réalisée à l'aide du logiciel ETABS 2016, afin de valider les dimensions des éléments porteurs. Enfin, la dernière étape consistera à étudier et dimensionner les fondations.



CHAPITRE I

Généralités

I.1. Introduction

L'ingénieur en génie civil doit considérer à la fois la sécurité et le coût dans l'étude des structures. Pour cela, il s'appuie sur des connaissances de base. Ce chapitre propose donc un rappel sur le calcul des structures en béton armé ainsi qu'une présentation de notre projet.

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le projet à étudier est un bâtiment R+7 avec 3 entre sol à usage multiple (bureau et habitation), elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

Implanté à Oued Ghir dans Bejaia qui est classées selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version 2003Art.3.2) en Zone IIa (zone de moyenne sismicité)

I.3. Caractéristique de la structure

I.3.1 Caractéristique géométriques

Les dimensions de notre ouvrage sont :

- Largeur en plan 11,85m
- Longueur en plan 30,20m
- Hauteur total du bâtiment..... 38,18m
- Hauteur du RDC..... 3,01m
- Hauteur du entre sol 1..... 4,08m
- Hauteur du entre sol 2 et 3..... 3,01m
- Hauteur étage courant..... 3,01m

I.3.2. Données de site

- ❖ L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA 99 version 2003.
- ❖ Le sol de notre site est constitué de roches (S1).
- ❖ La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 3.5$ bars. (Annexe I)
- ❖ L'ancrage minimal des fondations : **D=1.5m**

I.4. Système de contreventement :

La structure de notre bâtiment repose sur une ossature en béton armé, capable d'absorber l'ensemble des efforts horizontaux. Selon les exigences du RPA99 version 2003, l'intégration de voiles est obligatoire pour toute construction dépassant 14 mètres de hauteur en zone IIa. Ainsi, il est plus pertinent d'opter pour un système de contreventement mixte associant portiques et voiles.

I.5. Définition des éléments de l'ouvrage :

I.5.1. Eléments non structuraux :

- **Les planchers** : sont des éléments structurels horizontal qui supporte les charges (permanentes et d'exploitation) et les transmet aux éléments porteurs verticaux (poteaux, murs). Il assure la rigidité et la stabilité de la structure.
- **Les escaliers** : sont des éléments secondaires permettant de relier différents niveaux d'un bâtiment. Il est composé de marches (horizontales), de contremarches (verticales, optionnelles), de volées (séries de marches) et de paliers (plateformes de repos).
- **Les balcons** : sont des éléments architecturaux à les fois fonctionnels et esthétiques, offrant des espaces extérieurs tout en renforçant l'identité visuelle des bâtiments.
- **L'acrotère** : est une partie en béton armé qui fait partie du plancher terrasse. Il sert de protection et de garde-corps.
- **Un revêtement** : est une couche appliquée sur une surface pour la protéger, l'isoler ou l'embellir. Utilisé en construction, industrie et décoration, il peut être en carrelage, peinture, enduit, etc.
- **La maçonnerie :**
 - **Murs extérieurs** : Ils sont constitués d'une double cloison séparée par une lame d'air de 5 cm, offrant ainsi une isolation thermique et acoustique performante.
 - **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison d'une épaisseur de 10 cm, adaptée aux besoins de séparation des espaces intérieurs.

I.5.1. Eléments structuraux :

- **Les poteaux** : sont des éléments porteurs essentiels, assurant la stabilité et la durabilité des structures.
- **Les poutres** : Les poutres sont des éléments structurels horizontaux ou inclinés qui servent à supporter et transférer les charges (planchers, toitures, murs) vers les poteaux ou les murs porteurs. Elles assurent la répartition des efforts et contribuent à la stabilité de la structure, on distingue les poutres principale et secondaire.
- **Les voiles** : sont des éléments structurels essentiels, offrant une grande résistance et stabilité, notamment dans les constructions soumises à des charges horizontales importantes. Ils sont intégrés dans les ouvrages de plus de 14 mètres de hauteur, conformément au RPA 99/version 2003

I.6.Les règlements utilisée

L'étude du projet est réalisée conformément aux normes de calcul et de conception actuellement en vigueur en Algérie à savoir :

- Le CBA93 (code BA)
- Le RPA99/V2003 (règlement parasismique algérien)
- Le BAEL91 (Béton armée aux états limites)
- DTR-BC 2.2 (Documents technique réglementaire charges et surcharges)
- DTR-BC2.331 (règle de calcul des fondations superficielles)

I.7. METHODES DE CALCUL :

I.7. 1. Etat limite ultime ELU :

Correspond à la capacité maximale de charge d'une structure avant sa rupture. Il inclut :

- Équilibre statique : Stabilité sous les charges.
- Résistance des matériaux : Limite de résistance du béton ou de l'acier.
- Stabilité de forme : Risque de flambement (déformation sous compression).

I.7. 1. Etat limite service ELS :

Vérifie qu'une structure reste fonctionnelle et durable en usage normal. Il inclut :

- Ouverture des fissures : Limite leur largeur pour éviter des désordres.
- Déformation : Contrôle la flèche maximale pour préserver le confort.
- Compression du béton : Garantit que les contraintes restent admissibles.

I.8.Matériaux

I.8.1. Béton

1) Définition :

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de granulats (sable, gravier), d'un liant (généralement du ciment), et d'eau. Il peut aussi contenir des adjuvants pour améliorer ses propriétés (résistance, durabilité, maniabilité, etc.).

En durcissant, le béton devient un matériau solide et résistant, utilisé dans la construction de bâtiments, ponts, routes et autres infrastructures. Lorsqu'il est armé

Chapitre I : Généralités

avec des barres d'acier, on parle de béton armé, qui offre une meilleure résistance aux contraintes mécaniques.

2) Dosage pour 1m³du béton courant pour un rapport E/C=0.5 est :

- 350 Kg de ciment (CPA 32,5).
- 400 l Sable (0<dg<5mm).

$$800 \text{ l de } \begin{cases} \text{Gravillons (5<dg< 15mm).} \\ \text{Gravier (15<dg<25mm).} \end{cases}$$

- 175 l d'eau de gâchage.

3) Caractéristiques mécaniques

• Résistance caractéristique à la compression

La résistance à la compression du béton est évaluée après 28 jours. Cette mesure est obtenue par un test de compression axiale effectué sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour les éléments principaux le béton doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa. **RPA(Article.8.1.1)**

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

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.40 + 0.95 \times j} \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ Mpa (j} > 28 \text{ jours)} \quad \textbf{BAEL91 (Article A.2.1.11)}$$

Avec f_{cj} : résistance de béton a l'âge j.

J : l'âge en jour.

Pour l'évaluation de la déformation, pour de grandes valeurs de j, on a : $f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$.

Pour l'étude de notre projet, on prendra $f_{c28}=25$ MPa.

• Résistance caractéristique à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \quad \textbf{(CBA .Art : A.2.1.1.2)}$$

$$f_{t28}=2.1 \text{ MPa.}$$

4) Module de déformation longitudinale du béton

Chapitre I : Généralités

a) A court terme E_{ij}

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3} \quad T \leq 24h \quad (\text{CBA Art: A.2.1.1.2})$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$$

b) A long terme E_{vj}

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86 \text{ MPa} \quad T > 24h$$

- Coefficient de poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourissement unitaire de déformation longitudinale avec :

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases} \quad (\text{CBA Art A.2.1.3})$$

- Le module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

5) Diagramme contrainte déformation

- Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}]$$

Avec :

T : La durée probable d'application de la combinaison d'action considérée.

θ : Coefficient d'application.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

$\theta = 1$: Lorsque $T > 24h$.

$\theta = 0.9$: Lorsque $1h \leq T \leq 24h$.

$\theta = 0.8$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action $< 1h$.

Chapitre I : Généralités

Dans notre cas $t \leq 24$ heures d'où $\sigma_{bc} = 14.2$ MPa situation durable. $\sigma_{bc} = 18.48$ MPa situation accidentelle.

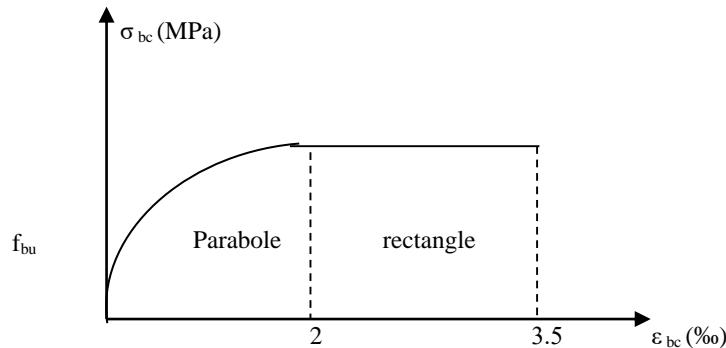


Figure I.1. Diagramme des contraintes-déformations du béton

- **La contrainte de compression ($\bar{\sigma}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

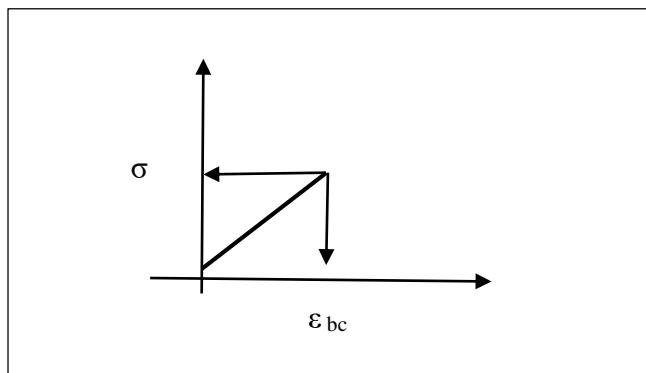


Figure I.2. Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELS

- **La contrainte de cisaillement du béton**

Elle est limitée par $\tau < \tau_{adm..}$

- **Cas de fissuration peu nuisible**

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

D'où : $\bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$

- **Cas de fissuration nuisible ou très nuisible**

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

D'où : $\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$

I.8.2. Aciers

1. Définition

L'acier est un matériau composé d'un alliage de fer et d'une faible proportion de carbone. Il se caractérise par une excellente résistance, tant en traction qu'en compression. Grâce à sa bonne adhérence au béton, il forme avec celui-ci un matériau composite homogène et performant. Par ailleurs, le module d'élasticité longitudinal de l'acier est généralement fixé à $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

2. Contraintes limites :

- A l'ELU : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ tel que $\gamma_s = 1.15$ pour situation durable.

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1 \quad \text{pour situation accidentelle.}$$

$$\sigma_s = 348 \quad \text{En situation durable.}$$

$$\sigma_s = 400 \quad \text{En situation accidentelle.}$$

f_e = la limite élastique de l'acier.

- A l'ELS : la valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

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

3-Fissuration très nuisible :

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

Avec η coefficient de fissuration

$$\eta = \begin{cases} 1 & \dots \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1.6 & \dots \text{pour les HA.} \\ 1.3 & \dots \text{pour les HA de } \emptyset < 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

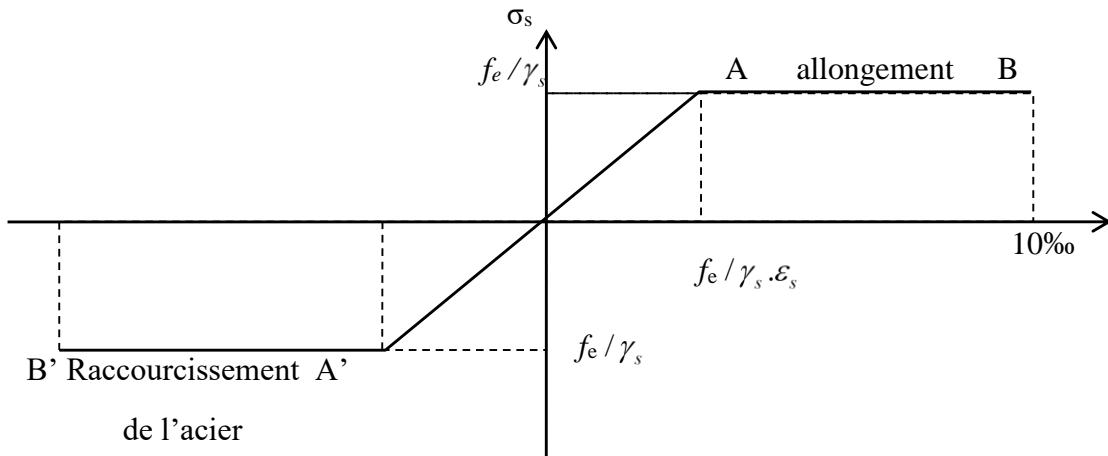


Figure I.3. Diagramme de Contrainte-Déformation de l'acier à l'ELU

I.8.3 Actions CBA 93 (art A.3.1.1) :

- **Les actions permanentes G :** elles représentent des actions dont l'intensité est constante ou très peu variables dans le temps. Elles comprennent notamment
 - le poids propre de la structure
 - le poids propre des éléments fixes
 - les effets due à des terres ou des liquides dont les niveaux varient peu
- **Les actions variables Q :** ce sont des actions dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le temps. (Charges d'exploitation, charges dure à l'effort de température...).
- **Les actions accidentielles E :** ce sont des actions qui se produisent rarement, dont la durée d'application est très court (séisme, explosion...)
- **I.8.4 les sollicitations (BA93 A.3.3.1) :**

Les sollicitations sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (Flexion et traction).

➤ **Les combinaisons d'actions :**

a) **Combinaisons fondamentale ELU (BAEL 91 Art A.3.3.21)**

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3\psi_{0i} Q_i$$

Chapitre I : Généralités

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par **CBA 93(Art A 3.1.3.1)**.

Expressions dans lesquels

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 \text{ dans le cas général} \\ 1.35 \text{ Dans les cas (La température, Les charges d'exploitations étroitement bornées ou de Caractère particulières, Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine).} \end{cases}$$

b) Situation accidentelles ELS (BAEL91 Art A.3.3.22)

➤ Les combinaisons données par le RPA99/V2003

Selon le RPA les combinaisons d'action sont :

Situations durables

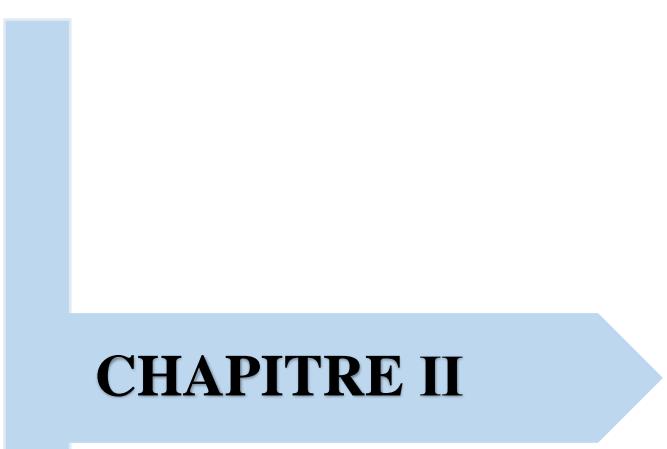
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G+Q \end{array} \right.$$

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 E \quad (\text{Pour les structures auto stables}) \\ 0,8 G + Q \pm E \end{array} \right.$$

I.9. Conclusion

La faible résistance du béton à la traction nécessite l'ajout d'armatures en acier pour assurer la solidité des structures. Cependant, un béton ne devient béton armé que s'il est conçu avec une organisation structurelle adaptée, tenant compte des propriétés du béton et des armatures. Dans notre projet, les matériaux sélectionnent (béton de 25 MPa en compression et acier FeE400 de 400 MPa en traction) répondent aux critères de résistances et de durabilité requis.



CHAPITRE II

Pré- dimensionnements des éléments

II.1. Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments structurels est une étape cruciale dans la conception des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il consiste à estimer les dimensions initiales des différents composants structurels (poutres, poteaux, dalles, fondations, etc.) avant de procéder à une analyse détaillée et à des calculs précis. Cette étape permet de s'assurer que les éléments sont suffisamment robustes pour résister aux charges auxquelles ils seront soumis, tout en évitant un surdimensionnement coûteux.

II.2. Pré dimensionnement des éléments secondaire

II.2.1. Planchers à corps creux

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2 CBA 93}).$$

Avec :

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$L = 474$ cm

$$h_t \geq \frac{474 - 30}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 19,73 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20 \text{ cm}$, 16 cm pour le corps creux et 04 cm pour la dalle de compression.

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{ddc} = 4 \text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

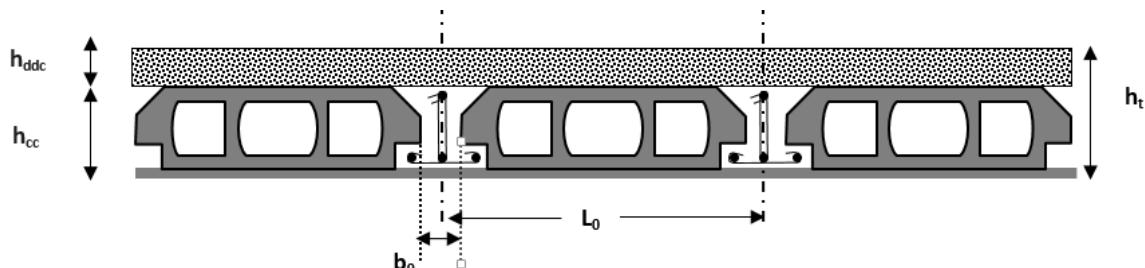


Figure II.1. Plancher à corps creux

L_0 : distance entre axe des poutrelles.

b_0 : largeur de la nervure.

II.2.2. Les poutrelles

➤ **Définition**

Les poutrelles sont des éléments porteurs de petite taille, fabriqués en béton armé ou précontraint, soit en usine (préfabriqués), soit directement sur le chantier (coulés en place). Elles constituent la structure principale d'un plancher et sont généralement étudiées comme des sections en T lors des calculs de dimensionnement.

➤ **Disposition des poutrelles**

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Le critère de la petite portée.
- Le critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

Schéma de la disposition

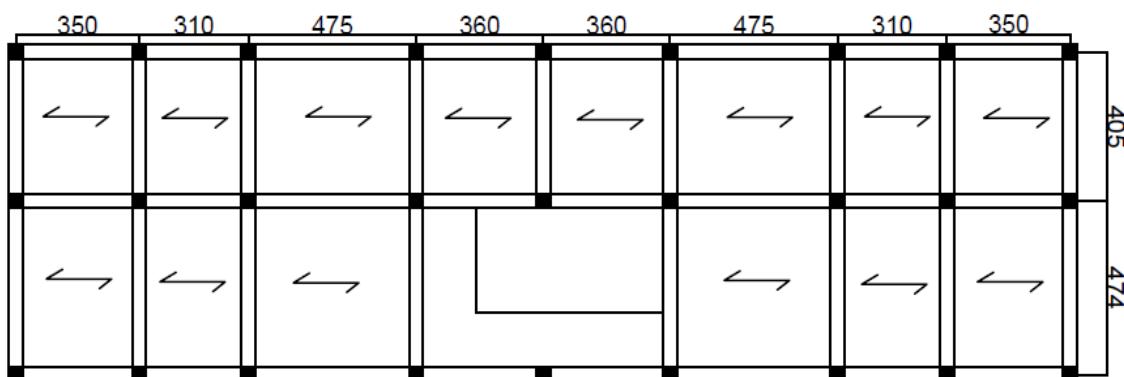


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles entre sol

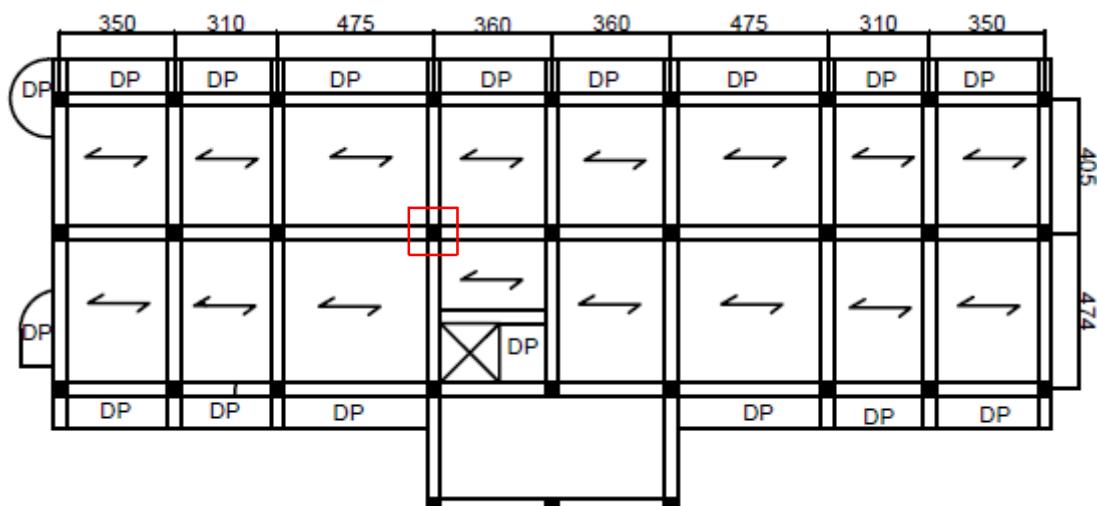


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles étages courants

➤ **Dimensionnement des poutrelles**

$$b_0 = (8 \text{ à } 12\text{cm})$$

Soit : $b_0 = 10\text{cm}$

$$b_1 \leq \min(L_x/2, L_y/10)$$

CBA93 (article A.4.1.3)

$$L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} : \text{distance entre deux nervures}$$

Successives.

L_y : la distance minimale entre nus d'appuis des poutres

Secondaires.

$$L_y = 310 - 30 = 280\text{cm}$$

$$b_1 \leq \min(55/2; 280/10)$$

$$b_1 \leq \min(27,5; 28)$$

$$b_1 = 27,5\text{cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$b = 2 \times 27,5 + 10 = 65$$

Soit : $b = 65\text{cm}$

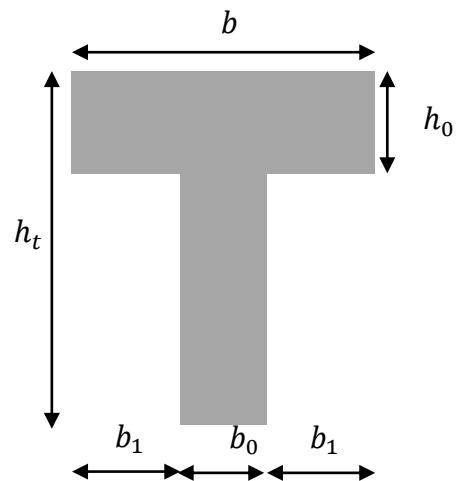


Figure II.4. Coupe transversale d'une poutrelle

II.2.3. Les dalles pleines

Ces planchers sont faits en béton armé et coulés directement sur place. Ils reposent, de façon continue ou non, sur un à quatre appuis faits de poutres en béton armé.

a) **Critère de résistance**

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad \text{Pour les dalles sur 4 appuis avec } (\rho < 0.4)$$

$$e \geq \frac{L_x}{20} \quad \text{Pour les dalles sur 1 ou 2 appui.}$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \quad \text{Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec } (\rho \geq 0.4)$$

L_x est la plus petite portée.

b) **Critère de coupe-feu**

$e \geq 7\text{cm}$ pour une heure de coupe-feu (BAEL91).

$e \geq 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe-feu (BAEL91).

Les différents types des panneaux de dalles de notre structure sont :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

1) Dalle sur un seul appui

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

$$e \geq \frac{100}{20} = e \geq 5 \text{ cm}$$

On prend $e=14\text{cm}$ (2 heures de coup feu).

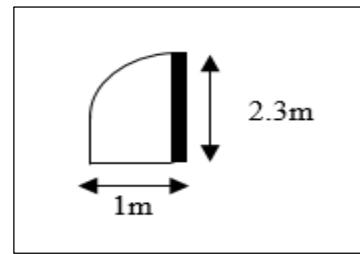


Figure II.5. Dalle sur 1 appui

2) Dalle sur 3 appuis

$$L_x = 120\text{cm} ; L_y = 445\text{cm}$$

$$\frac{120}{35} \leq e \leq \frac{120}{30}$$

$$3.42\text{cm} \leq e \leq 4\text{cm}$$

On prend $e=14\text{cm}$ (2 heures de coup feu).

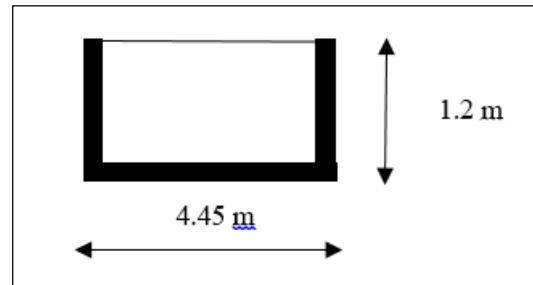


Figure II.6. Dalle sur 3 appuis

3) Dalle sur 4 appuis

$$\rho = 0.54 \geq 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux directions L_x et L_y

$$\frac{330}{35} \leq e \leq \frac{330}{30}$$

$$9.42\text{cm} \leq e \leq 11\text{cm}$$

On prend $e=14\text{cm}$ (2 heures de coup feu).

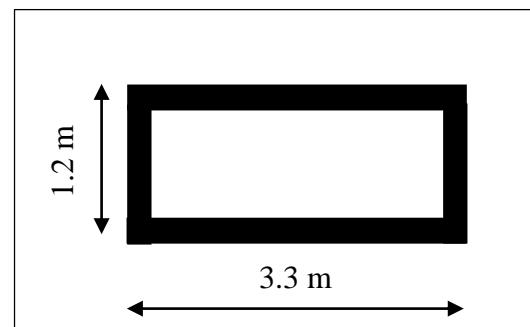


Figure II.7. Dalle sur 4 appuis

II.2.4. Les escaliers

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

$$\frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20}$$

$$\Rightarrow 17.5 \leq e \leq 26.25\text{cm} \quad \text{Soit } e = 18\text{cm.}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

e :(Epaisseur d'escalier)

L_0 :(Longueur projetée de la paillasse)

g :(Giron)

h :(Hauteur de la contre marche)

α : (Inclinaison de la paillasse)

E :(Emmarchement)

L' : longueur projeté de la volée

$59\text{cm} < 2h + g < 66\text{cm}$.

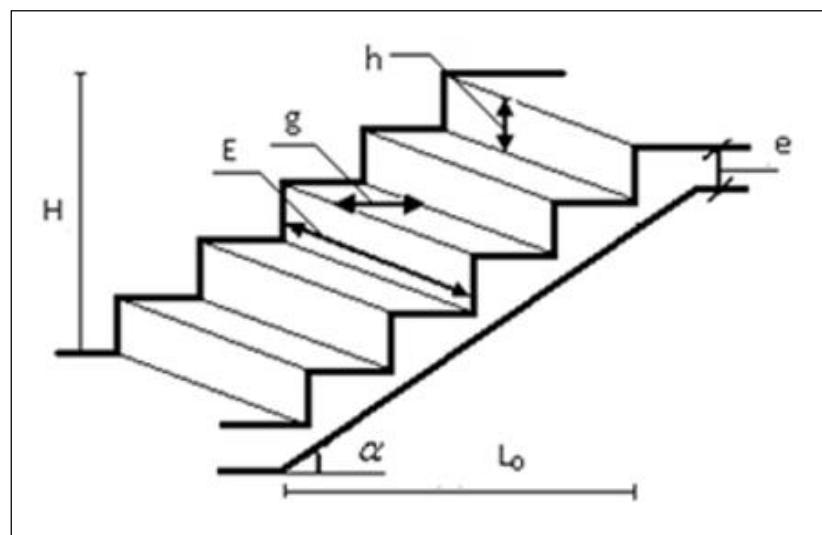


Figure II.8. Schéma de l'escalier

Formule de BLONDAL

$$g = \frac{L}{n-1} \quad \text{et} \quad h = \frac{H}{n}$$

Avec : n - 1: Nombre de marches ; L : longueur de la volée ; n : nombre de contre marche

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

$$\frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20}$$

$$\Rightarrow 17.5 \leq e \leq 26.25\text{cm} \quad \text{On opte : } e = 18\text{cm.}$$

$$g + 2h \approx 66\text{cm} \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 66$$

$$\Rightarrow 2H \times (n-1) + L \times n \approx 0.66 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.66 \times n^2 - (0.66 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0$$

$$\Rightarrow 0.66n^2 - 6.21n + 3.1 = 0 \text{ qui a pour solution :}$$

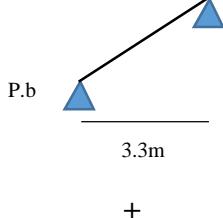
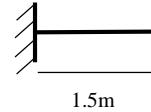
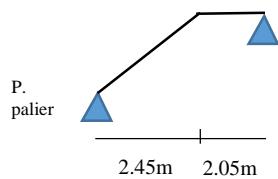
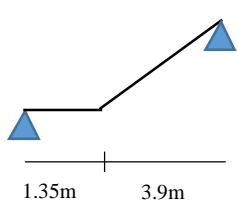
$$n=9 ; n-1=8 ; h=17\text{cm} ; g=30\text{cm}$$

➤ Épaisseur de la paillasse :

Dans notre projet on a 4 types d'escalier

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

TableauII.1 : épaisseur des différents escalier et schéma statique

N°	L'épaisseur	Le schéma statique
RDC	<p>Pour notre 1^{er} type d'escalier on a :</p> <p>$L = 330\text{m}$</p> $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{330}{30} \leq e \leq \frac{330}{20}$ $11 \leq e \leq 16.5 \Rightarrow e = 14 \text{ cm}$ <hr/> <p>$L = 150\text{cm}$</p> $e \geq \frac{L}{20} \Rightarrow e \geq \frac{150}{20} \Rightarrow$ $e \geq 7.5\text{cm}$ $\Rightarrow e = 14 \text{ cm}$	 $+ \quad$ 
EC	<p>$L = 450\text{m}$</p> $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{450}{30} \leq e \leq \frac{450}{20}$ $15 \leq e \leq 22.5 \Rightarrow e = 15\text{cm}$	
Entre sol	<p>$L = 525 \text{ m}$</p> $\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{525}{30} \leq e \leq \frac{525}{20}$ $17.5 \leq e \leq 26.25 \Rightarrow e = 18 \text{ cm}$	

II.2.5. Acrotère

L'acrotère, en béton armé, est un élément en bordure de plancher-terrasse. Il protège contre les infiltrations d'eau et sert de support aux travaux d'entretien. Il se comporte comme une console encastrée soumise à son poids et aux forces sismiques.

Soit S la section de l'acrotère :

$$S = 0.6 \times 0.1 + 0.08 \times 0.1 + (0.1 \times 0.02)/2$$

$$S = 0.069 \text{ m}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Charge Permanente

- **Poids propre**

$$G = \gamma_b \times S \times 1$$

$$G = 25 \times 0.069 \times 1$$

$$G = 1.725 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment**

$$G = \gamma_c \times e \times 1$$

$$G_{\text{rev}} = 20 \times 0.02 \times 1 = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{acr}} = 1.725 + 0.4 = 2.125 \text{ KN/ml}$$

La surcharge d'exploitation

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

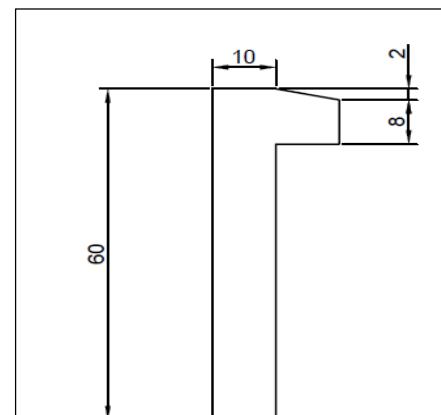


Figure II .9. Schéma de l'acrotère

II.3. Pré dimensionnement des éléments principaux

II.3.1. Les poteaux

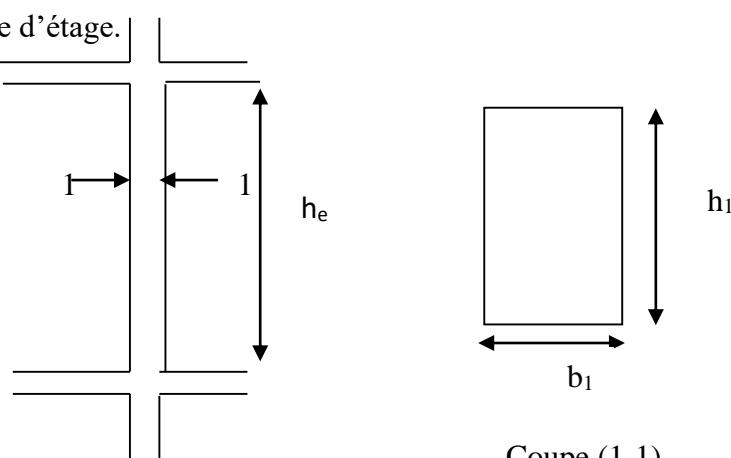
Le pré-dimensionnement des poteaux est réalisé en tenant compte des efforts de compression simple à l'État Limite Ultime (ELU). Dans ce cadre, la vérification du risque de flambement constitue un critère essentiel.

Selon le RPA 99 (version 2003), pour la zone IIa, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter certaines conditions spécifiques afin d'assurer leur stabilité et leur résistance.

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4. \end{array} \right.$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage.



Coupe (1-1).

Figure II.10. Hauteur libre d'étage

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$h_e = 4,08m$ Pour le sous-sol 1

$h_e = 3,10m$ Pour les sous-sols 2 et 3

$h_e = 3,10m$ Pour RDC et l'étage courant

On adopte préalablement la section des poteaux comme suit :

- ✓ **Sous-sol 1 et 2, 3 : $50 \times 60 \text{ cm}^2$**
- ✓ **RDC et étage 1 : $55 \times 45 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Etage 2 et 3 : $40 \times 50 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Etage 4 et 5 : $35 \times 45 \text{ cm}^2$**
- ✓ **Etage 6 et 7 : $30 \times 40 \text{ cm}^2$**

II.3.2. Les poutres

a- Les poutres principales

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

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{BAEL 91}$$

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

$$L_{\max} = 474 - 30 = 444 \text{ cm} .$$

$$\Rightarrow 29,6 \text{ cm} \leq h \leq 44 \text{ cm} .$$

On adopte pour une section rectangulaire ($b \times h$) = $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

- ✓ **Vérifications :**

Selon les recommandations du **RPA 99 (version 2003)**, on doit satisfaire les conditions suivantes

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 40 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h / b = 1.33 \leq 4.00 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de :

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

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

b. Les poutres secondaires

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

$$L_{\max} = 475 - 30 = 445 \text{ cm} \Rightarrow 29,6 \text{ cm} \leq h \leq 44,5 \text{ cm}.$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifie} \\ h / b = 1.16 \leq 4.00 \dots \dots \dots \text{Vérifie} \end{array} \right.$$

Sachant que b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

Donc on adopte pour les poutres principales une section de : $b \times h = 30 \times 35 \text{ cm}^2$

II.3.3. Les voiles

Les murs en béton armé renforcent la rigidité et la résistance de la structure en absorbant les efforts horizontaux et verticaux, qu'ils transmettent aux fondations. En zone II.b, pour un bâtiment de 38,18 m de hauteur, le RPA impose des voiles de contreventement. Leur pré-dimensionnement suivra les exigences de l'article 7.7.1 du RPA99 V 2003, qui définit ces éléments comme satisfaisant les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{tél-que} \quad h_e : \text{hauteur libre d'étage} \\ e \geq 15 \text{ cm} \\ e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) \\ L \geq 4e \quad L : \text{longueur du voile} \end{array} \right.$$

Dans notre cas :

$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) \quad \textbf{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

$$e \geq \max\left(\frac{408-20}{20}; 15 \text{ cm}\right) \text{ pour le sous-sol 1.}$$

$$e \geq \max\left(\frac{310-20}{20}; 15 \text{ cm}\right) \text{ pour les différentes étages.}$$

Donc :

- $e \geq 20 \text{ cm}$
- $e \geq 15 \text{ cm}$

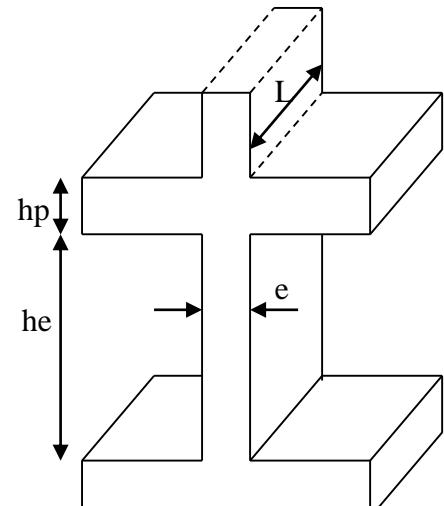


Figure II.11. Coupe de voile en élévation

Soit : $e = 20 \text{ cm}$ pour le sous-sol 1

$e = 15 \text{ cm}$ pour les différentes étages.

Donc : $e_{\min RPA} = 20 \text{ cm}$ (vérifier)

$L \geq 4x20 = 80 \text{ cm}$; on prend $L = 80 \text{ cm}$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

II.4.1. Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Terrasse inaccessible :

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible à CC et DP

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Couche de gravillon	0.05	16	0.8
Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Plancher cc	0.2	14,25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Forme de pente	0.1	22	2.2
Plancher DP	0.12	25	3
			G _{cc} = 6.33 G _{DP} = 6.48
			Q = 1

- ❖ Terrasse accessible :

Tableau II.3. Evaluation des charges du plancher terrasse accessible à CC et DP

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Plancher cc	0.2	14.25	2.85
Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Isolation thermique	0.04	4	0.16
Forme de pente	0.1	22	2.2
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Plancher DP	0.12	/	3
			G _{cc} = 6.69 G _{DP} = 6.84
			Q = 1.5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

❖ Etage courant :

Tableau II.4. Evaluation des charges du plancher terrasse Plancher CC et DP

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Corps creux (16+4)	0.2	14.25	2.85
Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
Cloisons de séparation interne	0.1	10	1
Plancher dalle pleine	0.12	\	3
			$G_{cc} = 5.21$ $G_{DP\ e14} = 5.86$
			$Q_{Hab} = 1.5$ $Q_{Bur} = 2.5$

Escalier :

Type 1 (entre sol)

- Palier : e=18cm

Tableau II.5 : Evaluation des charges du palier e=18 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.18	25	4.5
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			$G = 6.02$
			$Q = 2,5$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

- Volée : e=18cm

Tableau II.6 : Evaluation des charges du volée e=18 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
La paillasse (18cm)	0.18/cos(21.67°)	25	4.84
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
Carrelage verticale	0.02h/g	20	0.22
Mortier de pose verticale	0.02h/g	20	0.22
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 8.14
			Q = 2.5

Type 2 (RDC)

- Palier : e=14cm

Tableau II.7 : Evaluation des charges du palier e=14 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.14	25	3.5
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 5.02
			Q = 2,5

Volée : e=14cm

Tableau II.8 : Evaluation des charges du Volée e=14 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
La paillasse (14cm)	0.14/cos(25.16°)	25	3.87
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Carrelage verticale	0.02h/g	20	0.22
Mortier de pose verticale	0.02h/g	20	0.22
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 7.34
			Q = 2.5

Type 3 (étage courant)

- Palier : e=15cm

Tableau II.9 : Evaluation des charges du Palier e=15 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Dalle pleine en béton	0.15	25	3.75
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 5.27
			Q = 2,5

Volée : e=15cm

Tableau II.10. Evaluation des charges du Volée e=15 cm

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
La paillasse (15cm)	0.15/cos(32.32°)	25	4.44
Poids de marche	0.17/2	22	1.87
Carrelage horizontale	0.02	20	0.4
Mortier de pose horizontale	0.02	20	0.4
Carrelage verticale	0.02h/g	20	0.22
Mortier de pose verticale	0.02h/g	20	0.22
Enduit en mortier ciment	0.02	18	0.36
			G = 7.91
			Q = 2.5

Les Murs en double cloisons :

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.11. Evaluation des charges des murs double cloisons

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Brique creuse	0.1	\	0.9
Lame d'aire	0.05	\	\
Brique creuse	0.15	\	1.3
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
			$G = 2.76$

❖ Balcon

Tableau II.12. Evaluation des charges du balcon

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
Enduit de ciment	0.017	18	0.3
Lit de sable	0.02	18	0.36
Revêtement de carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Dalle pleine	0.15	25	3
			$G = 4.46$
			$Q = 3.5$

II.4.2. Descente de charges

La descente de charges consiste à transférer les efforts de la structure vers le sol, en se concentrant sur le poteau recevant la plus grande charge.

- La loi de dégresson

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment,

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

Sous toit ou terrasse :

$$Q_0$$

Sous dernier étage :

$$Q_0 + Q_1$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque :
$$Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

La descente de charge va se faire pour le poteau (D-2) car ce sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables.

Terrasse inaccessible :

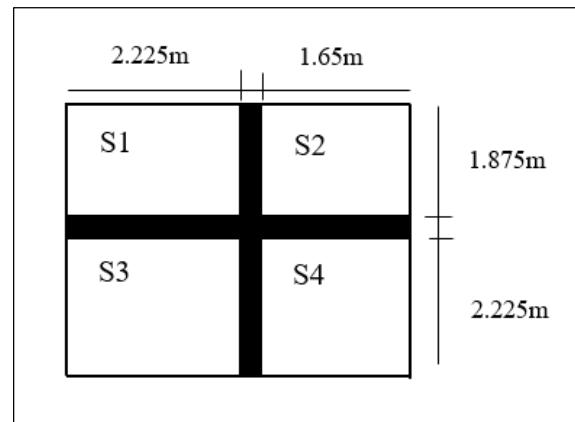
Surface afférente

$$S_1 = 2.225 \times 1.875 = 4.17 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1.65 \times 1.875 = 3.09 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{TI}} = 4.17 + 3.09 = 7.26 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{TI}} = 7.26 \text{ m}^2$$



Poids propre des planchers :

$$\text{Sous G : } P_{\text{TI}}^G = G_{\text{TI}} \times S_{\text{aff}} = 6.33 \times 7.26 = 45.95 \text{ KN}$$

$$\text{Sous Q : } P_{\text{TI}}^Q = Q_{\text{TI}} \times S_{\text{aff}} = 1 \times 7.26 = 7.26 \text{ KN}$$

Terrasse accessible :

Surface afférente :

$$S_{\text{cc}}^{\text{cc}} = 2.225 \times 2.225 = 4.95 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{Dp}}^{\text{Dp}} = 1.65 \times 2.225 = 3.67 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}}^{\text{TA}} = 4.95 + 3.67 = 8.62 \text{ m}^2$$

Poids propre des planchers :

$$P_{\text{cc}}^G = G_{\text{cc}} \times S_{\text{aff}}^{\text{cc}} = 6.69 \times 4.95 = 33.11 \text{ KN}$$

$$P_{\text{Dp}}^G = G_{\text{Dp}} \times S_{\text{aff}}^{\text{Dp}} = 6.84 \times 3.67 = 33.12 \text{ KN}$$

$$P_{\text{cc}}^Q = Q_{\text{cc}} \times S_{\text{aff}}^{\text{cc}} = 1.5 \times 4.95 = 7.42 \text{ KN}$$

$$P_{\text{Dp}}^Q = Q_{\text{Dp}} \times S_{\text{aff}}^{\text{Dp}} = 2.5 \times 3.67 = 9.17 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Sous G : $P_{TA}^G = 33.11 + 33.12 = 66.23 \text{ KN}$

Sous Q : $P_{TA}^Q = 7.42 + 9.17 = 16.59 \text{ KN}$

Étage courant :

Surface afférente :

$$S_{cc} = 12.21 \text{ m}^2$$

$$S_{Dp} = 3.67 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}^{EC} = 12.21 + 3.67 = 15.88 \text{ m}^2$$

$$P_{cc}^G = G_{cc} \times S_{aff}^{cc} = 5.21 \times 12.21 = 63.61 \text{ KN}$$

$$P_{Dp}^G = G_{Dp} \times S_{aff}^{Dp} = 5.36 \times 3.67 = 19.67 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^G = 63.61 + 19.67 = 83.28 \text{ KN}$$

$$P_{cc}^Q = Q_{cc} \times S_{aff}^{cc} = 12.21 \times 1.5 = 18.31 \text{ KN}$$

$$P_{Dp}^Q = Q_{Dp} \times S_{aff}^{Dp} = 2.5 \times 3.67 = 9.17 \text{ KN}$$

$$P_{EC}^Q = 18.31 + 9.17 = 27.48 \text{ KN}$$

Entre sol 2 :

Surface afférente

$$S_{cc} = 12.21 \text{ m}^2$$

$$S_{palie} = 1.52 \times 1.65 = 2.5 \text{ m}^2$$

$$S_{volé} = 1.4 \times 0.725 = 1.01 \text{ m}^2$$

$$P_{cc}^G = G_{cc} \times S_{aff}^{cc} = 5.21 \times 12.21 = 63.61 \text{ KN}$$

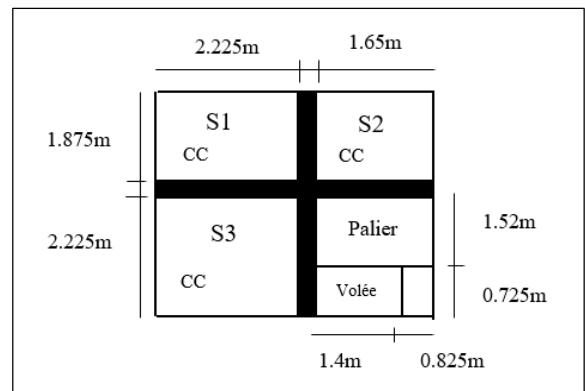
$$P_{palie}^G = G_{palie} \times S_{aff}^{palie} = 6.02 \times 2.5 = 15.02 \text{ KN}$$

$$P_{volé}^G = G_{volé} \times S_{aff}^{volé} = 8.14 \times 1.01 = 8.22 \text{ KN}$$

$$P_{escalier}^G = P_{palie}^G + P_{volé}^G = 15.02 + 8.22 = 23.27 \text{ KN}$$

$$P_{bur}^Q = S_{cc} \times Q_{bur} = 12.21 \times 2.5 = 30.52 \text{ KN}$$

$$P_{escalier}^Q = (S_{palie} + S_{volé}) \times Q_{escalier} = 3.51 \times 2.5 = 8.77 \text{ KN}$$



Poids des poutres :

$$P_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times (1.875 + 2.225) = 12.291 \text{ KN}$$

$$P_{PS} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times (2.225 + 1.65) = 10.172 \text{ KN}$$

$$P_P = P_{pp} + P_{PS} = 22.463 \text{ KN}$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Q : est négligeable.

Poids des murs :

Etage courant : $P_{mur} = G_{bur} \times S_{mur} = 2.76 \times (1.65 \times 2.86) = 13.02 \text{ KN}$

RDC : $P_{mur} = G_{bur} \times S_{mur} = 2.76 \times (1.65 \times 2.86 + 2.225 \times 2.86) = 30.59 \text{ KN}$

Entre sol 1 et 2 et 3 : $P_{mur} = G_{bur} \times S_{mur} = 2.76 \times (2.225 \times 2.86 + 1.65 \times 2.86) = 30.59 \text{ KN}$

On pré-dimensionne les poteaux comme suite :

Pour le pré-dimensionnement des poteaux, on utilise la loi de dégression soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1} et Q_n les surcharges relatives aux planchers (1,2,..., n-1) et n à partir du sommet du bâtiment

- Poids propre des poteaux

Tableau II.13 : Section et Poids propre des poteaux

Niveau	Section	Hauteur (m)	Poids propre (KN)
Entre sol 1	50 x 60	4.08	30.6
Entre sol 2 et 3	50 x 60	3.10	23.25
RDC+1 ^{ème}	45 x 55	3.10	19.18
2 ^{ème} + 3 ^{ème}	40 x 50	3.10	15.5
4 ^{ème} + 5 ^{ème}	35 x 45	3.10	12.21
6 ^{ème} + 7 ^{ème}	30 x 40	3.10	9.3

Descente de charges

Tableau II.14. Descente de charge du poteau D3

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
	Poteau (30×40) cm ²	9.3	
	Plancher TA	66.23	
	Plancher TI	45.95	
N11	Poids des poutres	22.463	

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

	Mur double cloison	30.59	
	Total	174.53	23.85
N10	Venant de N11	174.53	
	Poteau (30×40) cm 2	9.3	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	302.59	51.33
N9	Venant de N10	302.59	
	Poteau (35×45) cm 2	12.21	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	433.56	72.26
N8	Venant de N9	433.56	
	Poteau (35×45) cm 2	12.21	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	564.53	98.05
N7	Venant de N8	564.53	
	Poteau (40×50) cm 2	15.5	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	698.79	111.28
N6	Venant de N7	698.79	
	Poteau (40×50) cm 2	15.5	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	833.05	133.77

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

N5	Venant de N6	833.05	
	Poteau (45×55) cm 2	19.18	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	971.61	147.51
N4	Venant de N5	971.61	
	Poteau (45×55) cm 2	19.18	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	13.02	
	Total	1109.55	160.42
N3	Venant de N4	1109.55	
	Poteau (60×50) cm 2	23.25	
	Plancher EC	83.28	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	30.59	
	Total	1269.13	187.76
N2	Venant de N3	1269.13	
	Poteau (60×50) cm 2	23.25	
	Plancher EC	86.88	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	30.59	
	Total	1432.31	207.57
N1	Venant de N2	1432.31	
	Poteau (60×50) cm 2	30.6	
	Plancher EC	86.88	
	Poids des poutres	22.463	
	Mur double cloison	30.59	
	Total	1602.84	232.63

ELU :

$$Nu = 1.35Gt + 1.5Qt = 1.35 \times 1602.84 + 1.5 \times 232.63$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$N_u = 2512.78 \text{ KN}$$

ELS :

$$N_s = Gt + Qt = 1602.84 + 232.63$$

$$N_s = 1835.47 \text{ KN}$$

Selon le CBA93, on doit majorer pour les poteaux à intermédiaires, l'effort de la compression ultime N_u a 10%

$$N_u^* = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 1.1 (1.35 \times 1602.84 + 1.5 \times 232.63)$$

$$N_u^* = 2764.06 \text{ KN}$$

Vérification des poteaux

- **Vérification à la compression simple du poteau le plus sollicité**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} = \frac{2764.06 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.6} = 9.21 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.01 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 14.2 \text{ MPa} \dots \text{condition vérifiée}$$

Tableau II.15. Vérifications à la compression

	Section (m^2)	$N_u(\text{KN})$	$N_u^*(\text{KN})$	$B (\text{m}^2)$	$B_{calcul} (\text{m}^2)$	Observation
Entre sol 1	50×60	2512.78	2764.06	0.3	0.184	Vérifier
Entre sol 2	50×60	2244.88	2469.39	0.3	0.164	Vérifier
Entre sol 3	50×60	1994.96	2194.46	0.3	0.146	Vérifier
RDC	45×55	1738.52	1912.37	0.25	0.127	Vérifier
1^{ère}	45×55	1532.94	1686.23	0.25	0.112	Vérifier
2^{ème}	40×50	1325.27	1454.80	0.2	0.097	Vérifier
3^{ème}	40×50	1110.29	1221.32	0.2	0.081	Vérifier
4^{ème}	35×45	909.19	1000.11	0.16	0.067	Vérifier

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

5^{ème}	35×45	693.70	763.07	0.16	0.051	Vérifier
6^{ème}	30×40	485.49	534.4	0.12	0.036	Vérifier
7^{ème}	30×40	271.39	298.53	0.12	0.02	Vérifier

▪ Vérification au flambement

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

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

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

α : Coefficient en fonction de l'élancement λ .

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

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

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

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

$$I : \text{Moment d'inertie} : I = \frac{h \times b^3}{12}$$

▪ Vérification du poteau du sous-sol :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.86m.$$

$$B = 0.55 \times 0.55 = 0.302m^2.$$

$$I = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} m^4.$$

$$i = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.302}} = 0.159$$

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

$$\lambda = \frac{2.86}{0.159} = 17.99 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{17.99}{35}\right)^2} = 0.79$$

D'après le BAEL91 on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{\text{Nu}^*}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{2726.13 \times 10^{-3}}{0.79 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.157 m^2$$

Or nous avons :

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.55 - 0.02) = 0.281 m^2$$

$0.281 > 0.157 m^2$ donc le poteau ne risque pas de flamber.

Ce tableau résume les vérifications au flambement des poteaux à tous les niveaux

Tableau II.16. Vérifications au flambement

	Nu* (KN)	B _{adp} (m ²)	L ₀ (m ²)	L _f (m ²)	I × 10 ⁻³ (m ⁴)	i	λ	α	B _{r_{cal}} (m ²)	B _{r_{adp}} (m ²)	Observation
Entre sol 1	2764.06	0.3	4.08	2.86	9	0.173	16.53	0.814	0.154	0.278	Vérifier
Entre sol 2	2469.39	0.3	3.1	2.17	9	0.173	12.54	0.829	0.135	0.278	Vérifier
Entre sol 3	2194.46	0.3	3.1	2.17	9	0.173	12.54	0.829	0.120	0.278	Vérifier
RDC	1912.37	0.25	3.1	2.17	6.24	0.158	13.73	0.825	0.105	0.228	Vérifier
1 ^{éme}	1686.23	0.25	3.1	2.17	6.24	0.158	13.73	0.825	0.093	0.228	Vérifier
2 ^{éme}	1454.80	0.2	3.1	2.17	4.17	0.144	15.07	0.819	0.09	0.182	Vérifier

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

3^{ème}	1221.32	0.2	3.1	2.17	4.17	0.144	15.07	0.819	0.068	0.182	Vérifier
4^{ème}	1000.11	0.16	3.1	2.17	2.66	0.129	16.82	0.812	0.056	0.142	Vérifier
5^{ème}	763.07	0.16	3.1	2.17	2.66	0.129	16.82	0.812	0.043	0.142	Vérifier
6^{ème}	534.4	0.12	3.1	2.17	1.6	0.115	18.87	0.803	0.03	0.106	Vérifier
7^{ème}	298.53	0.12	3.1	2.17	1.6	0.115	18.87	0.803	0.017	0.106	Vérifier

II.5. Conclusion

Après avoir terminé le pré dimensionnement des différents éléments structurels et validé leur conformité aux exigences techniques, les dimensions suivantes ont été retenues pour chaque composant :

Poutre principale 30×40

Poutre secondaire 30× 35

Les poteaux : Sous-sol 1et2, 3 : 50×60 cm²

RDC et étage 1 : 55×45cm²

Etage 2 et 3 :40×50 cm²

Etage 4 et 5 :35×45 cm²

Etage 6 et 7 :30×40 cm²



CHAPITRE III

Etude des éléments secondaire

III.1. Introduction

Ce chapitre traite uniquement des éléments secondaires de la construction (planchers, escaliers, acrotères et ascenseurs). L'étude suit trois étapes : évaluer les charges appliquées, calculer les sollicitations maximales, puis dimensionner la section d'acier nécessaire selon les normes en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 addenda 2003).

III.2. Etude des planchers

Dans notre structure nous avons deux types de planchers :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalle pleine.

III.2.1 Plancher à corps creux

III.2.1.1 Etude des poutrelles

- On les calcule en flexion simple, comme des poutres à multiples appuis.
- On utilise deux méthodes pour le calcul des poutres :

a) La méthode forfaitaire :

Le BAEL91 (Art. L.III,2) propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

1. Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
2. Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
3. Le moment d'inertie est considéré constant dans tous les travées.
4. La fissuration est peu nuisible.

- **Principe de la méthode forfaitaire**

- ✓ **Les moments fléchissant**

En travée :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} : \text{Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.}$$

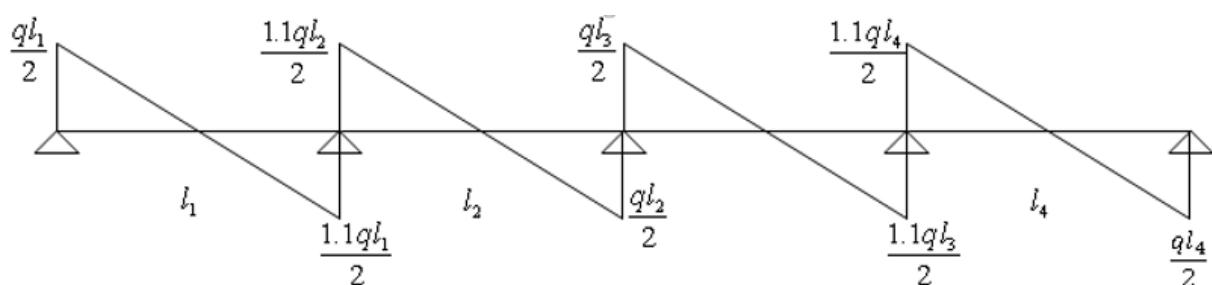


Figure III.1. Diagramme des efforts tranchants

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$2) \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 & \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

Avec : $M_0 = \frac{P \times l^2}{8}$

P : la charge repartie à l'état limite considérer.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

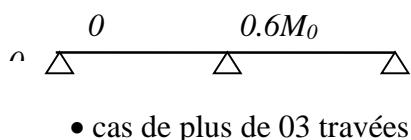
M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

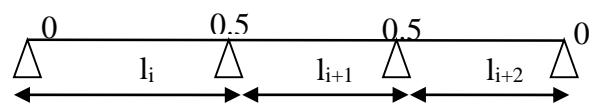
En appuis :

Cas de 02 travées :



- cas de plus de 03 travées :

cas de 03 travées :



✓ Les efforts tranchants

En supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 avec :

15 % pour une poutre à deux travées et 10 % pour une poutre à plus de deux travées.

b) Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées $Q > (2G ; 5\text{KN/m}^2)$ mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

• Principe de la méthode Caquot

✓ Calcul des moments

En appuis :

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

(BAEL. Art. L.III,3)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Avec $l' = 0.8 \times l$: Pour une travée intermédiaire ; $l' = l$: Pour une travée de rive.

P_g ; P_d : Charge à droite et à gauche de la travée.

En travées :

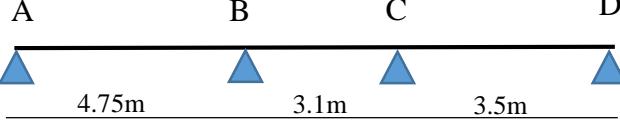
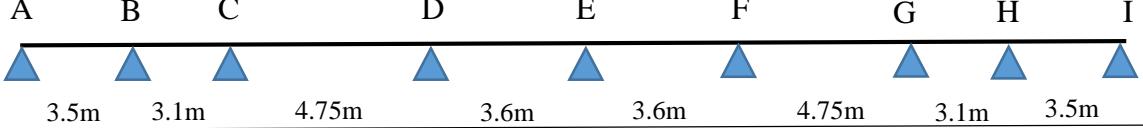
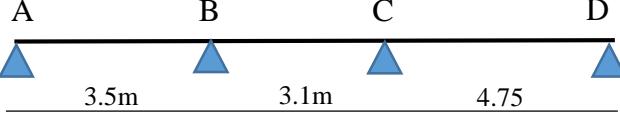
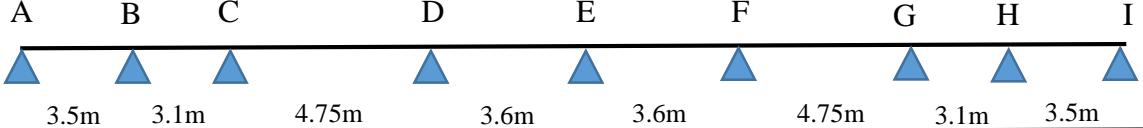
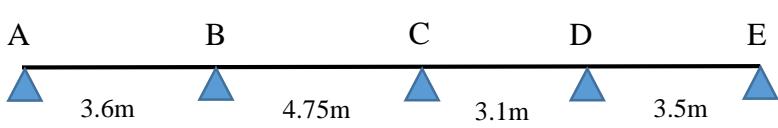
$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \frac{x}{l}; \quad M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2} \times (l - x); \quad x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{P_u \times l_i}$$

✓ Les efforts tranchants

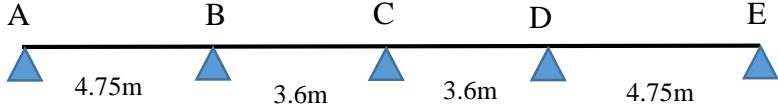
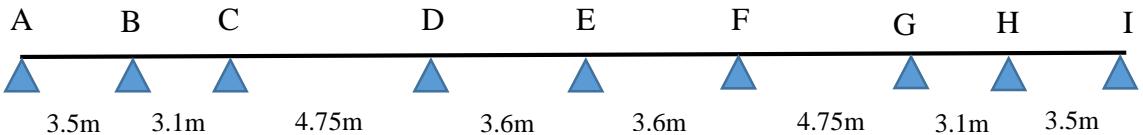
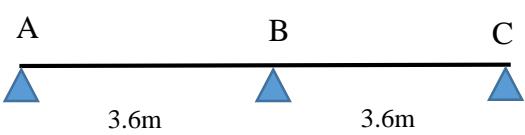
$$V = \frac{P_u \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \quad \dots \text{BAEL(ArtL.III.3)}$$

a) Différents types de poutrelles

Tableau III.1. Type des poutrelles

Plancher	Type
Type 1 (Bureau)	
Type 2 (Bureau)	
Type 3 (Habitation)	
Type 4 (Habitation)	
Type 5 (Habitation)	

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Type 6 (T. Accessible)	
Type 7 (T. Inaccessible)	
Type 8 (T. Inaccessible)	

a) Choix de la méthode de calcul

Le choix de la méthode de calcul à suivre est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix de méthode de calcul pour les différents types des poutrelles

Type de poutrelles	Condition d'application	cause	Méthode de calcul
Type 1 à 7	Non vérifiée	$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$	Méthode Caquot
Type 8	vérifiée	$0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$	Méthode forfaitaire

Calcul des charges revenant aux poutrelles :

ELU

$$P_U = (1.35G + 1.5Q) l_0$$

Avec $l_0 = 0.65\text{m}$

ELS

$$P_s = (G + Q) l_0$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.3. Calcul des charges revenant aux poutrelles

Désignation	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU Pu(KN/ml)	ELS Ps(KN/ml)
Enter sol (Bureau)	5.21	2.5	7	5.05
Etage courant (Habitation)	5.21	1.5	6.03	4.36
Terrasse accessible	6.69	1.5	7.33	5.32
Terrasse inaccessible	6.33	1	10.04	7.33

1) Exemple de calcul avec méthode Caquot :

❖ Type 1 (entre sol)

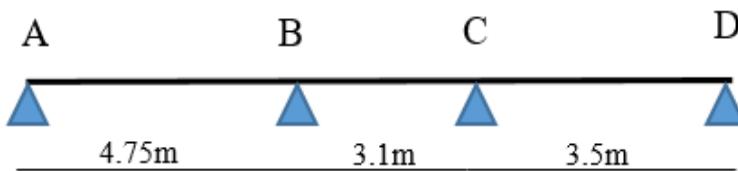


Figure III.2. Schéma statique de type de poutrelle 1 (entre sol)

Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

$$G = 5.21 \text{ kN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ kN/m}^2 \quad l_0=0.65 \text{ m}$$

$$1) \quad Q \leq \min (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$2.5 \leq \min ((2 \times 5.21) ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$2.5 \leq \min (10.42 ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

$2.5 \leq 5 \text{ KN/m}^2$ donc la condition vérifiée

$$2) \quad \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4.75}{3.1} = 1.53 \geq [0.8 ; 1.25] \dots \text{ donc la condition non vérifiée}$$

La 2^{ème} condition de la méthode forfaitaire n'ai pas vérifié, On applique la méthode de Caquot minaret

On minore par un coefficient ($K=2/3$) uniquement pour le calcul des moments sur appuis.

Moments en appuis :

$$G' = (2/3) G = (2/3) \times 5.21 = 3.47 \text{ kN/m}^2$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

ELU : $qu' = (1.35G' + 1.5Q) l_0 = (1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 5.48 \text{ kN/m}$

ELS : $qs' = (G+Q) = (3.47+2.5) \times 0.65 = 3.88 \text{ kN/m}$

Appuis A et D :

$M_A = M_D = 0$; mais le BAEL conseille de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif ($M = -0.15 \text{ m}^3$)

Tel que : $M_0 = \frac{q'l^2}{8}$; $l = \max(m_0^1, m_0^2) = 4.75 \text{ m}$

Moments isostatique :

ELU : $qu = (1.35G + 1.5Q) l_0$

$$qu = (1.35 \times 5.21 + 1.5 \times 2.5) \times 0.65 = 7 \text{ kN/m}$$

ELS : $qs = (G+Q) l_0$

$$qs = (G+Q) l_0 = (5.21+2.5) 0.65 = 5.01 \text{ kN/m}$$

Donc : $M_A = M_D = -0.15 \text{ m}^3$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU} : M_A = M_D = \frac{qu \times L^2}{8} \times (-0.15) = \frac{7 \times 4.75^2}{8} \times (-0.15) = -2.96 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : M_A = M_D = \frac{qu \times L^2}{8} \times (-0.15) = \frac{5.01 \times 4.75^2}{8} \times (-0.15) = -2.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Appuis intermédiaires :

Pour une charge répartie : $M_i = -\frac{qg \times Lg'^3 + qd \times Ld'^3}{8.5(Lg' + Ld')}$; Avec : $q_g = q_d = q'$

$$L_g' = L_g = 4.75 \text{ m} ; L_d' = 0.8 L_d = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m}$$

Appui B :

$$L_g' = L_g = 4.75 \text{ m} ; L_d' = 0.8 L_d = 0.8 \times 3.1 = 2.48 \text{ m} \quad M_B = -\frac{qg \times Lg'^3 + qd \times Ld'^3}{8.5(Lg' + Ld')}$$

ELU : $M_B^U = -\frac{5.48 \times 4.75^3 + 5.48 \times 2.48^3}{8.5(4.75 + 2.48)}$

$$M_B^U = -10.92 \text{ kN.m}$$

ELS : $M_B^S = -\frac{3.88 \times 4.75^3 + 3.88 \times 2.48^3}{8.5(4.75 + 2.48)}$

$$M_B^S = -7.73 \text{ kN.m}$$

Les moments en travée

Les moments aux appuis sont négatifs, pour le calcul de M_t par Caquot on les prend avec leurs signe (-). Il nous faut reprendre la totalité de G pour le calcul de M_t , on a :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$qu = 7 \text{ kN/m} ; qs = 5.01 \text{ kN/m}$$

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times (1 - \frac{x}{L}) + M_d \times (\frac{x}{L})$$

$$M_0(x) = \frac{qu(x)}{2} \times (L-x) \text{ tél-que : } x = \frac{Li}{2} \frac{Mg-Md}{qu.Li}$$

Travée AB

$$x = \frac{4.75}{2} - \frac{0 - (-10.92)}{7 \times 4.75} = 2.04 \text{ m}$$

ELU : $M_0 = \frac{7 \times 2.04}{2} \times (4.75 - 2.04) = 19.35 \text{ kN.m}$

$$M_t^{AB} = 19.35 + (-10.92) \times \frac{2.04}{4.75} = 14.66 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_0 = \frac{5.01 \times 2.04}{2} \times (4.75 - 2.04) = 13.85 \text{ kN.m}$

$$M_t^{AB} = 13.85 + (-7.73) \times \frac{2.04}{4.75} = 10.53 \text{ KN.m}$$

Travée BC

$$X_0 = \frac{3.1}{2} - \frac{-10.92 - (-6.26)}{7 \times 3.1} = 1.76 \text{ m}$$

ELU : $M_0 = \frac{7 \times 1.76}{2} \times (3.1 - 1.76) = 8.25 \text{ kN.m}$

$$M_t^{BC} = 8.25 + (-10.92) \times \left(1 - \frac{1.76}{3.1}\right) - 6.35 \left(\frac{1.76}{3.1}\right) = -0.081 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_0 = \frac{5.01 \times 1.76}{2} \times (3.1 - 1.76) = 5.91 \text{ kN.m}$

$$M_t^{BC} = 5.91 + (-10.92) \times \left(1 - \frac{1.76}{3.1}\right) - 6.35 \left(\frac{1.76}{3.1}\right) = 0.013 \text{ KN.m}$$

Travée CD

$$X_0 = \frac{3.5}{2} - \frac{-6.35 - 0}{7 \times 3.5} = 2.01 \text{ m}$$

ELU : $M_0 = \frac{7 \times 2.01}{2} \times (3.5 - 2.01) = 10.48 \text{ kN.m}$

$$M_t^{CD} = 10.48 + (-6.35) \times \left(1 - \frac{2.01}{3.5}\right) = 7.78 \text{ KN.m}$$

ELS : $M_0 = \frac{5.01 \times 2.01}{2} \times (3.5 - 2.01) = 7.5 \text{ kN.m}$

$$M_t^{BC} = 7.5 + (-4.43) \times \left(1 - \frac{2.01}{3.5}\right) = 5.61 \text{ KN.m}$$

Les efforts tranchants

$$V_i = V_0 - \frac{Mg-Md}{Li} \text{ avec : } V_0 = \pm \frac{qu.Li}{2}$$

Travée AB

$$V_A = qu \times \frac{LAB}{2} - \frac{MA-MB}{LAB} = 7 \times \frac{4.75}{2} - \frac{0 - (-10.92)}{4.75}$$

$$V_A = 14.33 \text{ KN}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$V_B = -qu \times \frac{LAB}{2} - \frac{MA-MB}{LAB} = -7 \times \frac{4.75}{2} - \frac{0-(-10.92)}{4.75}$$

$$V_B = -18.92 \text{ KN}$$

Travée BC

$$V_B = qu \times \frac{LBC}{2} - \frac{MB-MC}{LBC} = 7 \times \frac{3.1}{2} - \frac{(-10.92)-(-6.35)}{3.1}$$

$$V_B = 12.32 \text{ KN}$$

$$V_C = -qu \times \frac{LBC}{2} - \frac{MB-MC}{LBC} = -7 \times \frac{3.1}{2} - \frac{(-10.92)-(-6.35)}{3.1}$$

$$V_C = -9.37 \text{ KN}$$

Travée CD

$$V_C = qu \times \frac{LCD}{2} - \frac{MC-MD}{LCD} = 7 \times \frac{3.5}{2} - \frac{(-6.35)-0}{3.5}$$

$$V_C = 14.06 \text{ KN}$$

$$V_D = -qu \times \frac{LCD}{2} - \frac{MC-MD}{LBC} = -7 \times \frac{3.5}{2} - \frac{-(-6.35)-0}{3.5}$$

$$V_D = -10.43 \text{ KN}$$

Tableau III.4. Sollicitation dans le type 1 de poutrelles (bureau) à l'ELU et l'ELS

	Type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment En travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	1	A-B	4.75	-2.96	-10.92	14.66	14.33	-18.92
		B-C	3.1	-10.92	-6.26	-0.081	12.32	-9.37
		C-D	3.5	-6.26	-2.96	7.78	14.06	10.43
ELS	1	A-B	4.75	-2.11	-7.73	10.53	/	/
		B-C	3.1	-7.73	-4.43	0.013	/	/
		C-D	3.5	-4.43	-2.11	5.61	/	/

❖ Type 2 (Bureau) :

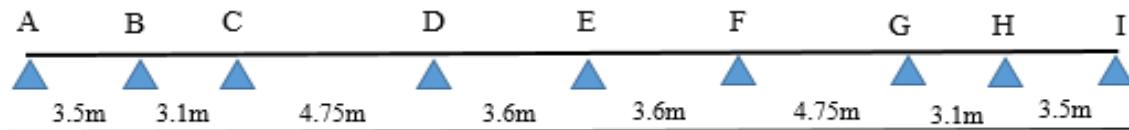


Figure III.3. Schéma statique de type de poutrelle 2 (bureau)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.5. Sollicitation dans le type 2 de poutrelles (bureau) à l'ELU et l'ELS

	Type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	2	A-B	3.5	0	-6.26	7.81	10.46	-14.03
		B-C	3.1	-6.26	-7.19	2.14	10.55	-11.15
		C-D	4.75	-7.19	-7.60	12.34	16.53	-16.71
		D-E	3.6	-7.60	-5.34	4.90	13.22	-11.97
		E-F	3.6	-5.34	-7.60	4.81	11.97	-13.22
		F-G	4.75	-7.60	-7.19	12.34	16.71	-16.53
		G-H	3.1	-7.19	-6.26	1.68	11.15	-10.55
		H-I	3.5	-6.26	0	7.81	14.03	-10.46
ELS	2	A-B	3.5	0	-4.43	5.61	/	/
		B-C	3.1	-4.43	-5.09	-0.24	/	/
		C-D	4.75	-5.09	-5.38	6.72	/	/
		D-E	3.6	-5.38	-3.78	1.68	/	/
		E-F	3.6	-3.78	-5.38	1.68	/	/
		F-G	4.75	-5.38	-5.09	6.72	/	/
		G-H	3.1	-5.09	-4.43	-0.70	/	/
		H-I	3.5	-4.43	0	4.82	/	/

❖ Type 3 (habitation) :

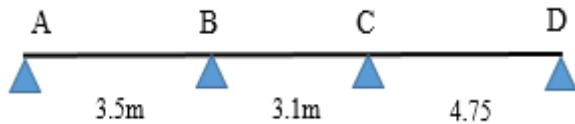


Figure III.4. Schéma statique de type de poutrelle 3 (Habitation)

Tableau III.6. Sollicitation dans le type 3 de poutrelles (habitation) à l'ELU et l'ELS

	type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	3	A-B	3.5	-2.55	-5.14	6.83	9.08	-12.02
		B-C	3.1	-5.14	-8.96	0.31	8.1	-10.57
		C-D	4.75	-8.96	-2.55	12.81	16.20	-12.43
ELS	3	A-B	3.5	-1.84	-3.69	4.95	/	/
		B-C	3.1	-3.69	-6.43	0.26	/	/
		C-D	4.75	-6.43	-1.84	9.28	/	/

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

❖ Type 4 (habitation) :

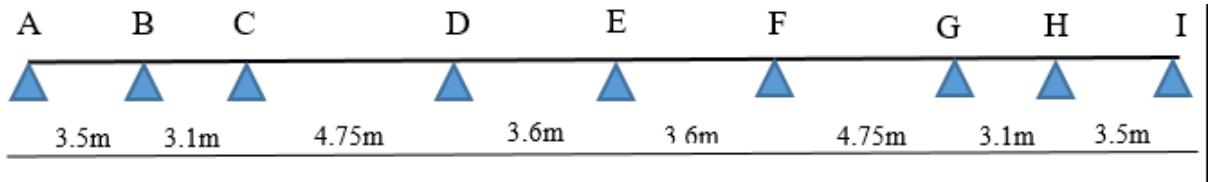


Figure III.5. Schéma statique de type de poutrelle 4 (Habitation)

Tableau III.7 : sollicitation dans le type 4 de poutrelles (habitation) à l'ELU et l'ELS

	type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	4	A-B	3.5	-1.38	-5.14	6.83	9.08	-12.02
		B-C	3.1	-5.14	-5.91	1.71	9.09	-9.59
		C-D	4.75	-5.91	-6.24	10.92	14.25	-14.39
		D-E	3.6	-6.24	-4.39	4.46	11.36	-10.34
		E-F	3.6	-4.39	-6.24	4.50	10.34	-11.36
		F-G	4.75	-6.24	-5.91	10.92	14.39	-14.25
		G-H	3.1	-5.91	-5.14	1.71	9.59	-9.09
		H-I	3.5	-5.14	-1.38	6.83	12.02	-9.08
ELS	4	A-B	3.5	-1	-3.69	4.95	/	/
		B-C	3.1	-3.69	-4.24	1.27	/	/
		C-D	4.75	-4.24	-4.48	7.93	/	/
		D-E	3.6	-4.48	-3.15	3.25	/	/
		E-F	3.6	-3.15	-4.48	3.25	/	/
		F-G	4.75	-4.48	-4.24	7.93	/	/
		G-H	3.1	-4.24	-3.69	1.27	/	/
		H-I	3.5	-3.69	-1	4.95	/	/

❖ Type5 (habitation) :

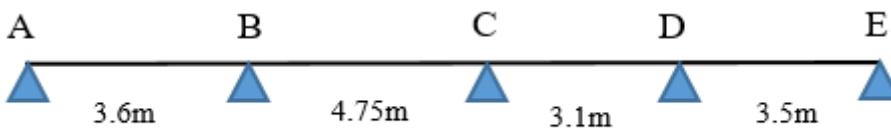


Figure III.6. Schéma statique de type de poutrelle 5 (Habitation)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.8. Sollicitation dans le type 5 de poutrelle (Terrace accessible) à l'ELU et l'ELS

	Type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	5	A-B	3.6	-1.46	-7.26	6.47	8.84	-12.87
		B-C	4.75	-7.26	-5.91	10.43	14.6	-14.04
		C-D	3.1	-5.91	-5.15	1.72	9.59	-9.1
		D-E	3.5	-5.15	-1.46	6.84	12.02	-9.08
ELS	5	A-B	3.6	-1.06	-5.21	4.7	/	/
		B-C	4.75	-5.21	-5	7.19	/	/
		C-D	3.1	-5	-3.69	0.65	/	/
		D-E	3.5	-3.69	-1.06	4.96	/	/

❖ Type 6 (Terrace accessible) :

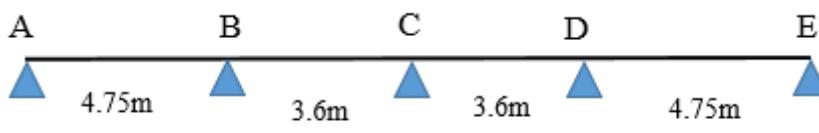


Figure III.7. Schéma statique de type de poutrelle 6 (T. accessible)

Tableau III.9. Sollicitation dans le type 6 de poutrelle (Terrace accessible) à l'ELU et l'ELS

	Type	Travée	Longueur L (m)	Moment en Appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	6	A-B	4.75	0	-10.87	15.58	15.12	-19.69
		B-C	3.6	-10.87	-5.24	3.98	14.75	-11.63
		C-D	3.6	-5.24	-10.87	3.98	11.63	-14.75
		D-E	4.75	-10.87	-3.10	15.58	19.69	-15.12
ELS	6	A-B	4.75	0	-7.82	11.34	/	/
		B-C	3.6	-7.82	-3.77	2.94	/	/
		C-D	3.6	-3.77	-7.82	2.94	/	/
		D-E	4.75	-7.82	-2.25	11.34	/	/

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

❖ Type 7 (Terrace inaccessible) i

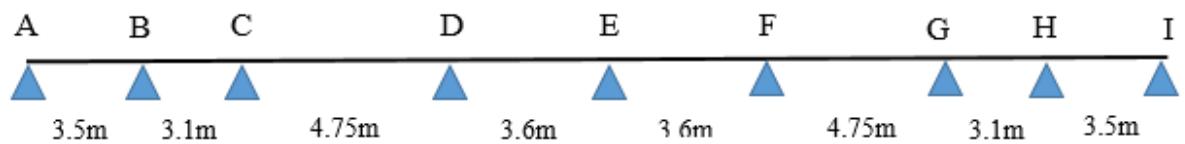


Figure III.8. Schéma statique de type de poutrelle 7 (T. inaccessible)

Tableau III.10. Sollicitation dans le type 7 de poutrelles (Terrace inaccessible) à l'ELU et l'ELS

	Type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment En travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
ELU	7	A-B	3.5	-1.49	-5.34	7.50	9.90	-12.95
		B-C	3.1	-5.34	-6.13	2.10	9.86	-10.37
		C-D	4.75	-6.13	-6.47	12.11	15.43	-15.58
		D-E	3.6	-6.47	-4.55	5.06	12.28	-11.22
		E-F	3.6	-4.55	-6.47	5.06	11.22	-12.28
		F-G	4.75	-6.47	-6.13	12.11	15.58	-15.43
		G-H	3.1	-6.13	-5.34	2.10	10.37	-9.86
		H-I	3.5	-5.34	-1.49	7.50	12.95	-9.90
ELS	7	A-B	3.5	-1.09	-3.87	5.47	/	/
		B-C	3.1	-3.87	-4.45	1.55	/	/
		C-D	4.75	-4.45	-4.70	8.84	/	/
		D-E	3.6	-4.70	-3.30	3.72		
		E-F	3.6	-3.30	-4.70	3.72		
		F-G	4.75	-4.70	-4.45	8.84		
		G-H	3.1	-4.45	-3.87	1.55		
		H-I	3.5	-3.87	-1.09	5.48	/	/

❖ Type 8(Terrace inaccessible) :

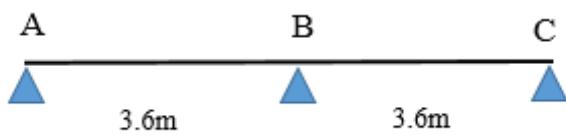


Figure III.9. Schéma statique de type de poutrelle 8 (T. Inaccessible)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.11. Sollicitation dans le type 2 de poutrelles niveau (terrasse inaccessible) à l'ELU et l'ELS

	type	Travée	Longueur L (m)	Moment en appui (KN.m)		Moment En travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
				M _g	M _d		V _g	V _d
A l'ELU	2	A-B	3.6	-1.59	-6.35	7.34	11.75	-13.52
		B-C	3.6	-6.35	-1.59	7.34	-13.52	11.75
A l'ELS	2	A-B	3.6	-1.17	-4.63	5.78	/	/
		B-C	3.6	-4.63	-1.17	5.78	/	/

Sollicitation maximales

Tableau III.12. Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Type 1 Entre sol (Bureau)	M _t ^{max} =14.66 KN.m M _a ^{max} =-10.92 KN.m M _a ^{rive} =-2.96 KN.m V _u ^{max} =18.92KN	M _t ^{max} =10.53 KN.m M _a ^{max} =-7.73 KN.m M _a ^{rive} =-2.11 KN.m
Type 3 Plancher étage courant (Habitation)	M _t ^{max} =12.81 KN.m M _a ^{max} =-8.96 KN.m M _a ^{rive} =-2.55 KN.m V _u ^{max} =16.2KN	M _t ^{max} =9.28 KN.m M _a ^{max} =-6.43 KN.m M _a ^{rive} =-1.84 KN.m
Type 6 Plancher terrasse accessible	M _t ^{max} =15.59 KN.m M _a ^{max} =-10.87 KN.m M _a ^{rive} =-3.1 KN.m V _u ^{max} =19.69KN	M _t ^{max} =11.34 KN.m M _a ^{max} =-7.82 KN.m M _a ^{rive} =-2.25 KN.m
Type 8 Plancher terrasse inaccessible	M _t ^{max} =12.11 KN.m M _a ^{max} =-6.47 KN.m M _a ^{rive} =-1.49 KN.m V _u ^{max} =15.43 KN	M _t ^{max} =8.84 KN.m M _a ^{max} =-4.7 KN.m M _a ^{rive} =-1.09 KN.m

Remarque :

Les valeurs des moments dans les différents types de poutrelles sont du même ordre de grandeur ; pour simplifier on peut choisir un seul l'étude et le ferraillage.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

b) Ferraillage des poutrelles

❖ Type 1 (bureau) :

On prend comme exemple pour le ferraillage la poutrelle du plancher bureau qui est sollicité par les efforts suivants :

$$M_{Travée}^{Max} = 14.66 \text{ KN.m}$$

A l'ELU : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.96 \text{ KN.m} (\text{rive}) \\ -10.92 \text{ KN.m} (\text{int erne}) \end{cases}$

A l'ELS : $M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -2.11 \text{ KN.m} (\text{Rive}) \\ -7.73 \text{ KN.m} (\text{int erne}) \end{cases}$

$$V^{Max} = -18.92 \text{ KN}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

$$b = 65 \text{ cm}$$

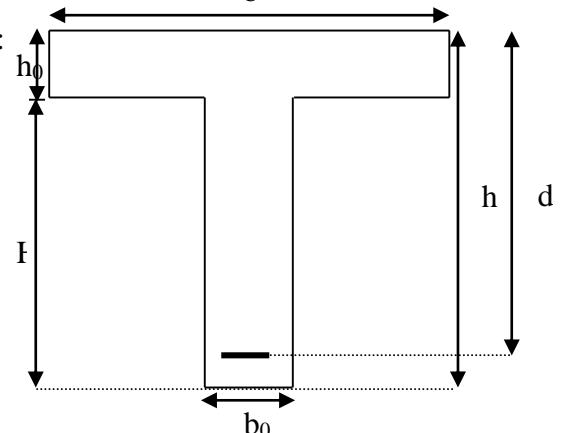
$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$H = 16 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

$$d = 18 \text{ cm}$$



A-calc à l'ELU

Le calcul du ferraillage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple

- ✓ si $M_u \leq M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2}) \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la section sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_0$).
 - ✓ si non l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.
- M_{TU} : Le moment équilibré par la table de compression.

a. Armatures longitudinales

➤ Ferraillage en travée

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 0.0591 \text{ MN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 0.01466 \text{ MN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T est calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{14.66 \times 10^{-3}}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot}(A)$$

$$\mu_l = 0.8\alpha_l(1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0.049$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

→ Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A'_s = 0$) et $\varepsilon_s = 10\%$; $f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.063$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.175m$$

$$A_t^{travée} = \frac{M^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_t^{travée} = 2.41 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 cm^2$$

$A_s = 2HA12 + 1HA10 = 3.05 cm^2 > A_{Min} \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

➤ Ferraillage en appuis

• Appuis intermédiaire

$$M_{Inténe}^a = -10.92 KN.m$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) m^2$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.237 > 0.186 \Rightarrow pivot(B)$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.343$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.155m$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_a^{inter}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{inter} = 2.02 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 10 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{Min} \Rightarrow A_a = 2HA12 = 2.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Appuis de rive**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T est calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) = (0.10 \times 0.20) \text{ m}^2$.

$$M_{Rive}^a = 2.96 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.064 < 0.186 \Rightarrow pivot(A)$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0.083$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = 0.49 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$A_a > A_{Min} \Rightarrow A_a = 1HA10 = 0.79 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Vérification à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_U = \frac{V_{max}}{b_0 \times d} = \frac{18.92 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 1.05 \text{ MPa}$$

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

$$\overline{\tau_u} = \min \left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} \quad \text{C'est vérifié.}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

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

- Appuis de rive

$$A_l \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l \geq \frac{1.15 \times 18.92 \times 10^{-3}}{400} \Rightarrow A_l \geq 0.54 \text{ cm}^2$$

L'effort tranchant est négligeable devant le moment

- Appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [18.92 - \frac{10.92}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} \Rightarrow -1.39 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire Vu est négligeable devant Mu (pas d'influence sur le A_l)

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

$$\tau_u = \frac{V_u (\frac{b-b_0}{2})}{0.9 \times dbh_0} = \frac{18.92 \times 10^{-3} ((0.65 - 0.1)/2)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 1.23 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.23 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

b. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t^{\min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \\ \frac{At \times f_e}{0.4 \times b_0} = 57 \text{ cm} \\ \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times K \times f_{t28})} = 42.48 \text{ cm} \end{cases}$$

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

On adopte : $St = 15 \text{ cm.}$

- Vérification à l'ELS

a) Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de compression du béton

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

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\sigma_{bc}^- = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

• En travée

$$M_{ser}=5.15 \text{ KN.m} ; A=1.57 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 3.05 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = -1.2 \times 10^{-4} \text{ cm}^3 < 0 \Rightarrow \text{calcul d'une section en T}$$

Calcul de y :

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + [(b - b_0) \times h_0 + 15A] \times y - [(b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15Ad] = 0 \Rightarrow y = 0.044 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b \times y^3}{3} - \frac{(b - b_0)}{3} \times (y - h_0)^3 + 15A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 1.0306 \times 10^{-4} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{10.53 \times 10^{-3}}{1.0306 \times 10^{-4}} \times 0.044 = 4.29 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

• En appuis

Appuis intermédiaires

$$M_{ser} = -7.73 \text{ KN.m} ; A = 2.26 \text{ cm}^2 ; A' = 0$$

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 0.082 \text{ m}$$

Le moment d'inertie I :

$$I = \frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 5.0936 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.33 \times 10^{-3}}{5.0936 \times 10^{-5}} \times 0.082 = 11.8 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne

Sont pas satisfaites

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

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

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '1' de bureau car c'est elle qui a la travée la plus grande ($L=4.75$ m).

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{475} = 0.0421$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.0421$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

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

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

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

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

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

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

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

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

Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{475}{500} = 0.95\text{cm}$

▪ Evaluation des moments en travée

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

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

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

$$G = 5.21 \text{ KN.m} ; O = 2.5 \text{ KN.m} ; P = G+O = 7.1 \text{ KN.m} ; J = 3.85 \text{ kN.m}$$

$$q_{iser} = 0.65 \times 3.85 = 2.5 KN/m$$

$$q_{asym} = 0.65 \times 5.21 = 3.39 KN/m$$

$$q_{\text{per}} = 0.65 \times 7.71 = 5.01 \text{KN/m}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$M_{gser} = 0.75 \times \frac{q_g \times L^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 0.75 \times \frac{3.39 \times 4.75^2}{8} = 7.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \times \frac{q_j \times L^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0.75 \times \frac{2.5 \times 4.75^2}{8} = 5.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{psr} = 0.75 \times \frac{q_p \times L^2}{8} \Rightarrow M_{psr} = 0.75 \times \frac{5.01 \times 4.75^2}{8} = 10.6 \text{ KN.m}$$

- Propriété de la section

Calcul de moment d'inertie de la section homogène :

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + n(A + A')} \Rightarrow$$

$$y_G = \frac{0.1 \times \frac{0.2^2}{2} + (0.65 - 0.1) \frac{0.04^2}{2} + 15 \times (3.39 \times 10^{-4} \times 0.18 + 0)}{0.1 \times 0.2 + (0.65 - 0.1)0.04 + 15(3.39 \times 10^{-4} + 0)} \Rightarrow y_G = 0.07m$$

$I_0 = 1.9795 \times 10^{-4} m^4$ (I₀ c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{3.05 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \rho = 0.017$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = 2.51$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.004$$

- Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{5.29 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.044)}{1.0306 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{js} = 104.71 MPa$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{7.17 \times 10^5 \times (0.18 - 0.044)}{1.0306 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{gs} = 141.92 MPa$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{psr} \times (d - y)}{I} = 15 \times \frac{10.6 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.044)}{1.0306 \times 10^{-4}} \Rightarrow \sigma_{ps} = 209.82 MPa$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 141.92 + 2.1} = 0.687$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 104.71 + 2.1} = 0.6$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.017 \times 209.82 + 2.1} = 0.775$$

- Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 1.9795 \times 10^{-4}}{1 + 2.5 \times 0.6} = 1.36 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 1.9795 \times 10^{-4}}{1 + 2.5 \times 0.687} = 7.99 \times 10^{-5} \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 1.9795 \times 10^{-4}}{1 + 2.5 \times 0.775} = 1.22 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 1.9795 \times 10^{-4}}{1 + 0.004 \times 0.687} = 1.29 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

▪ Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.29 \times 4.75^2}{10 \times 32456.595 \times 1.36 \times 10^{-4}} = 2.7 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{7.17 \times 4.75^2}{10 \times 32456.595 \times 7.99 \times 10^{-5}} = 6.24 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{7.17 \times 4.75^2}{10 \times 32456.595 \times 1.29 \times 10^{-4}} = 4.02 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{psr} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{10.6 \times 4.75^2}{10 \times 32456.595 \times 1.22 \times 10^{-4}} = 6.04 \text{ Mm}$$

▪ La flèche totale Δf

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ij}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 4.02 - 2.4 + 6.4 - 6.24 = 1.12 \text{ mm} < f_{adm} = 9.5 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

Les résultats d'autre niveaux résumés dans le tableau d'après.

Tableau III.13. Calcul des sections d'armatures des poutrelles

	M (KN.m))	μ_{bu}	α	Z (cm)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadopté (cm ²)
Entre sol	Travée	14.66	0.049	0.063	0.175	2.41	1.41
	Appui interm	- 10.92	0.237	0.343	0.155	2.02	0.22
	Appui de rive	- 2.96	0.064	0.083	0.174	0.49	0.22
Etage courant	Travée	12.81	0.043	0.055	0.176	2.09	1.41
	Appui interm	- 8.96	0.194	0.272	0.160	1.60	0.22
	Appui de rive	- 2.55	0.055	0.071	0.174	0.42	0.22
T. Accessi ble	Travée	15.59	0.052	0.066	0.175	2.55	1.41
	Appui interm	-10.87	0.236	0.341	0.155	2.01	0.22
	Appui de rive	- 3.10	0.067	0.086	0.173	0.50	0.22
T.	Travée	12.11	0.263	0.389	0.152	2.29	1.41

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Incessible	Appui intermédiaire	- 6.47	0.141	0.191	0.166	2.09	1.41	2HA12=2.26
	Appui de rive	- 1.49	0.033	0.042	0.177	1.97	1.41	1HA10=0.79

Remarque :

Les valeurs des moments d ??ans les différents types de poutrelles sont ordre de grandeur .ainsi , pour simplifier on peut choisir un seul types de poutrelle comme exemple pour l'étude et le ferraillage .

Vérifications des contraintes à E.L.S

Tableau III.14. Vérification des états limites de compression du béton

Plancher	En travée				En appui				Observation
	M _t (KN N.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mp a)	M _t (KN.m)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ (Mp a)	
Entre sol	10.53	4.4	10306.4	4.29	-7.33	8.2	5093.649	11.8	Vérifier
Etage courant	9.28	4.4	10306.4	3.95	-6.43	8.2	5093.649	10.35	Vérifier
T. Accessible	11.34	4.4	10306.4	4.84	-7.82	8.2	5093.649	12.58	Vérifier
T. Inaccessible	8.84	4.4	10306.4	3.77	-4.7	8.2	5093.649	7.57	Vérifier

- **Etat limite de déformation :** $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.15. Vérification des états limites de déformation

Planchers	Entre sol	Etage courant	T. Accessible	T. Inaccessible
q _{jser} (KN/m)	2.5	3.39	3.28	3.28
q _{gser} (KN/m)	3.39	4.36	4.34	4.11
q _{pser} (KN/m)	5.01	2.5	5.32	4.76
M _{jser} (KN.m)	5.29	5.28	6.93	6.94
M _{gser} (KN.m)	7.17	7.17	9.18	8.69
M _{pser} (KN.m)	10.6	9.22	11.25	10.07
Y(cm) ⁴	4.4	4.4	4.4	4.4

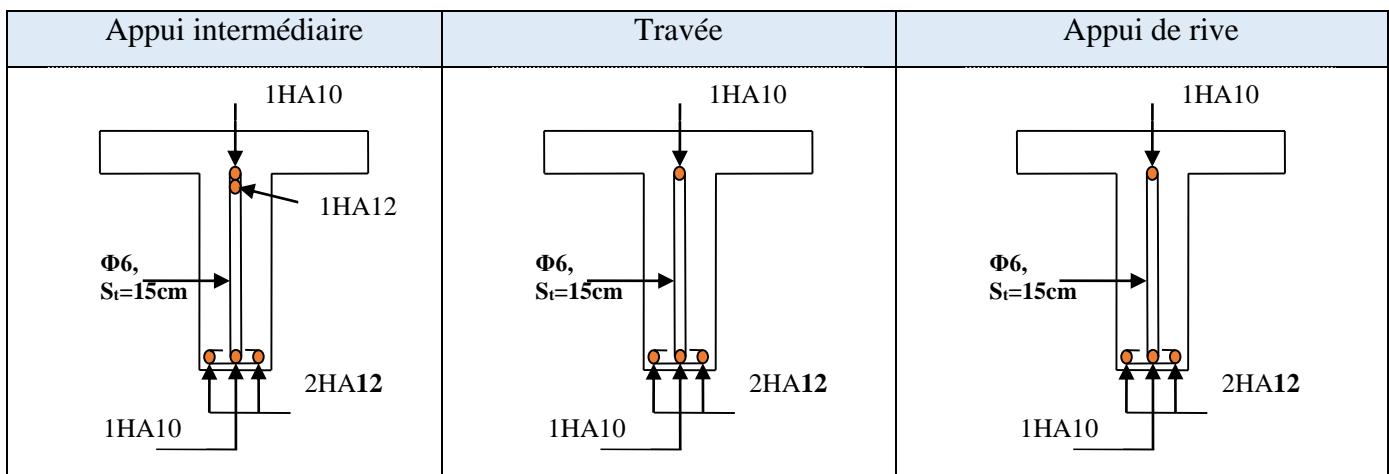
Chapitre III : Etude des éléments secondaires

I(cm ⁴)	10306.4	10306.4	10306.4	10306.4
Y _G (cm)	7	7	7	7
I ₀ (m ⁴)	1.9795 × 10 ⁻⁴			
ρ	0.017	0.017	0.017	0.017
λ _v	1.004	1.004	1.004	1.004
λ _i	2.51	2.51	2.51	2.51
σ _{sj} (Mpa)	104.71	104.58	137.17	130.51
σ _{sg} (Mpa)	141.92	142.02	181.71	163.42
σ _{sp} (Mpa)	209.82	182.63	222.68	189.37
μ _j	0.601	0.601	0.678	0.665
μ _g	0.687	0.687	0.745	0.722
μ _p	0.775	0.746	0.786	0.755
If _{ij} (m ⁴)	0.86 × 10 ⁻⁴	0.868 × 10 ⁻⁴	0.805 × 10 ⁻⁴	8.16 × 10 ⁻⁵
If _{ig} (m ⁴)	0.799 × 10 ⁻⁴	0.799 × 10 ⁻⁴	0.758 × 10 ⁻⁴	7.74 × 10 ⁻⁵
If _{ip} (m ⁴)	0.73 × 10 ⁻⁴	0.758 × 10 ⁻⁴	0.732 × 10 ⁻⁴	7.52 × 10 ⁻⁵
If _{vg} (m ⁴)	1.29 × 10 ⁻⁴	1.28 × 10 ⁻⁴	1.24 × 10 ⁻⁴	1.26 × 10 ⁻⁴
f _{ji} (mm)	4.27	4.23	5.98	5.91
f _{gi} (mm)	6.24	6.23	8.41	7.8
f _{pi} (mm)	10.09	8.45	10.87	9.31
f _{gv} (mm)	3.86	3.89	5.14	4.79
Δf (mm)	3.44	2.89	2.62	3.24
f _{adm} (mm)	9.5	9.5	9.5	9.5
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

c) Schéma de ferraillage des poutrelles

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.16. Schéma de ferraillage des poutrelles



d) Ferrailage de la dalle de compression :

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{\parallel} = A_{\perp}/2 = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

4HA5/ml = 0.98 cm² perpendiculaires au poutrelles → St=25cm<33cm.... Vérifiée.

4HA6/ml = 1.13cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm<44cm.... Vérifiée.

Schéma de ferraillage de la dalle de compression



Figure III.10. Schéma de ferraillage de la dalle de compression

III.2.1.2 Etude des dalles pleines

1) Etude des balcons (dalle sur un seul appuis)

On étudiera la dalle du balcon la plus sollicitée c.-à-d. dalle c'est une dalle console.

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

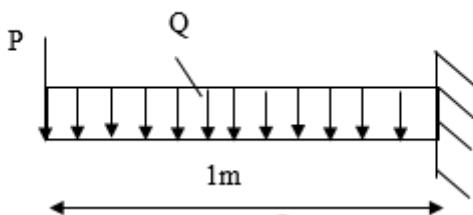


Figure III.11. Schéma statique de la dalle pleine sur un appui

➤ Calcul du chargement

$$G = 4.46 \text{ KN/m}^2; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2; P = 1 \text{ KN}; L = 1 \text{ m}; e = 14 \text{ cm}$$

P : poids du garde-corps selon le DTR BC2-2.

Pour une bande de 1m on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 4.86 + 1.5 \times 3.5 = 11.27 \text{ KN/ml.} \\ P_u = 1.35 \times P = 1.35 \times 1 = 1.35 \text{ KN} \\ q_s = G + Q = 4.86 + 3.5 = 7.96 \text{ KN/ml} \\ P_{ser} = 1 \text{ KN} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des sollicitations

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L \Rightarrow M_u = 6.98 \text{ KN.m / ml}$$

$$V = q_u \times L + P_u \Rightarrow V = 12.62 \text{ KN}$$

➤ Ferraillage

Le ferraillage se fait à la partie supérieure de la dalle avec des armatures principales (A_p) et secondaire (A_s).

$$A_p = \frac{M_u}{f_{st} \times z}$$

$$A_s = \frac{A_p}{3}$$

Le calcul des armatures est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.17. Calcul du ferraillage de la dalle console du balcon

Sens	$M_u(\text{KN.m})$	$A_{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A_{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A (\text{cm}^2/\text{ml})$	$S_t(\text{cm})$
Principale	6.98	1.58	1.33	5HA8=2.51	20
Secondaire	/	0.84	1.21	4HA8=3.14	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{12.62 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.114 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

⇒ Pas d'armature transversale

➤ Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

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}).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{J} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 15 MPa$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma_{st}} = 110\sqrt{nftj}$$

Le tableau suivant résume la vérification des contraintes :

Tableau III.18. Vérification des contraintes de balcon

M_{ser} (KN)	y(m)	I(m⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	observation
4.98	2.53	3240.85	3.89	15	Vérifiée

Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} = \frac{12}{110} = 0.12 > \frac{1}{16} \text{ La première condition est vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 < \frac{h}{L} = 0.12 \text{ La deuxième condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b_0 \times d} = 0.002 < \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \text{ La troisième condition est vérifiée}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Schémas de ferraillage

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

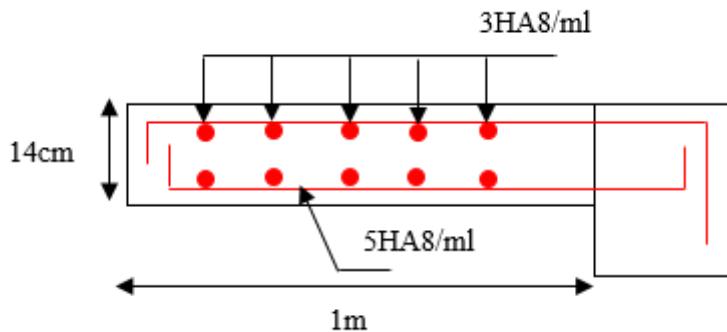


Figure III.12. Schéma de ferraillage de la dalle pleine sur un appui

2) Dalle sur trois appuis

$$L_x = 1.2 \text{ m} ; L_y = 4.45 \text{ m}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.2}{4.45} = 0.269 < 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon un sens } l_x$$

Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow q_u = 11.27 \text{ KN.m}$$

$$q_u = G + Q \rightarrow q_u = 7.96 \text{ KN.m}$$

$$\frac{L_x}{2} = \frac{4.45}{2} = 2.225 \Rightarrow L_y < L_x / 2$$

Donc :

$$\begin{cases} M_{0x} = p \times \frac{L_y^3}{6} \\ M_{0y} = p \times \frac{L_y^2}{2} \times L_x - \frac{2}{3} \times p \times L_y^3 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x^0 = 3.24 \text{ KN.m} \\ M_y^0 = 23.12 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travées $M_x^t = 0.85 \times M_x^0 = 2.76 \text{ KN.m}$

$$M_y^t = 0.85 \times M_y^0 = 19.65 \text{ KN.m}$$

➤ En appuis $M_x^a = M_y^a = -0.3 \times M_x^0 = -6.93 \text{ KN.m}$

$$V_u = \frac{q_u \times l_x}{2} = 6.76 \text{ KN}$$

Ferraillage :

$$\phi_x \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi_x \leq \frac{14}{10} ; \text{ Soit } \phi_x = 12 \text{ mm}$$

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e \right) \Rightarrow d_x = 14 - \left(\frac{1.2}{2} + 3 \right) = 10.4 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{3}{2} \phi_x + e \right) \Rightarrow d_y = 14 - \left(\frac{3}{2} \cdot 1.2 + 3 \right) = 9.2 \text{ cm}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.19. Ferraillage de dalle sur 3 appuis

Sens		Mt(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	Acal(cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	Aadp(cm ² / ml)
travée	x-x	2.73	0.0178	0.022	0.103	0.76	1.25	5HA8=2.51
	y-y	19.76	0.164	0.225	0.084	6.76	1.11	6HA12=6.79
appuis	x-x	6.93	0.069	0.089	0.081	2.45	1.25	5HA8=2.51
	y-y	6.93	0.069	0.089	0.081	2.45	1.25	5HA8=2.51

Calcul des espacements :

$$S_{tx} = \min(33\text{cm} ; 3 \times e) = \min(33 ; 3 \times 12) ; \text{ Soit: } S_t = 20\text{cm}$$

$$S_{ty} = \min(45\text{cm} ; 4 \times e) = \min(45 ; 4 \times 12) ; \text{ Soit: } S_{ty} = 25\text{cm}$$

Verifications:

L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.068\text{MPa} < \overline{\tau_u} = 3.25\text{MPa} .$$

À l'ELS :

Etat limite de compression de béton :

- Sens x-x :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y ; M_{SER} = 1.94\text{KN.m} ; y = 2.48\text{cm} ; I = 2870.08\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1.94 \times 10^{-3}}{2870.08 \times 10^{-8}} \times 2.48 \times 10^{-2} = 1.67\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{ vérifiée}$$

- Sens y-y :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{SER}}{I} \times y ; M_{SER} = 13.88\text{KN.m} ; y = 3.43\text{cm} ; I = 4736\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{13.88 \times 10^{-3}}{4736 \times 10^{-8}} \times 3.43 \times 10^{-2} = 10.05\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \text{ Vérifiée}$$

Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{120} = 0.12 > \frac{3}{80} = 0.037$$

$$\frac{Atx}{b \times d} = 0.009 < \frac{2}{fe} = 0.0005$$

$$\frac{e}{Lx} = 0.1 > \frac{Mtx}{20 \times Mx} = 0.084$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Donc la flèche est vérifiée.

Schéma de ferraillage :

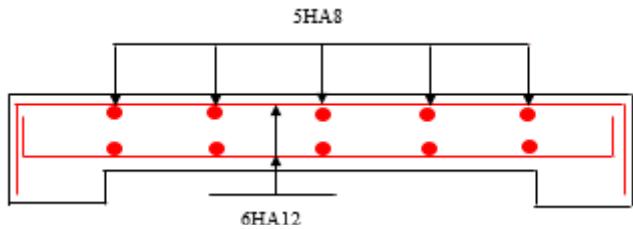


Figure III.13. Schéma de ferraillage de la dalle 3 appuis

3) Dalle avec ouverture :

➤ Calcul du chargement

$$G = 5.86 \text{ KN/m}^2 ; Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5.86 + 1.5 \times 2.5 = 11.66 \text{ KN/ml} \\ q_s = G + Q = 5.86 + 2.5 = 8.36 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.8}{3.3} = 0.54 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travail selon deux sens } l_x \text{ et } l_y$$

$$\nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.54$$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y à l'ELU et l'ELS

$$\text{à l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0908 \\ \mu_y = 0.0948 \end{array} \right. \quad \text{à l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.2500 \\ \mu_y = 0.4050 \end{array} \right.$$

➤ Calcul de M_{x0} et M_{y0}

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{0u}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0908 \times 11.66 \times 1.8^2 = 3.43 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0u}^y = \mu_y \times M_{0u}^x = 0.2500 \times 3.43 = 0.86 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^x = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0948 \times 11.66 \times 1.8^2 = 3.58 \text{ KN.m/ml} \\ M_{0ser}^y = \mu_y \times M_{0ser}^x = 0.4050 \times 3.58 = 1.45 \text{ KN.m/ml} \end{array} \right.$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

- En travée

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = 0.85M_{0u}^x = 0.85 \times 3.48 = 2.91 \text{ KN.m/ml} \\ M_u^y = 0.85M_{0u}^y = 0.85 \times 0.86 = 0.73 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = 0.85M_{0ser}^x = 0.85 \times 3.58 = 3.04 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^y = 0.85M_{0ser}^y = 0.85 \times 1.45 = 1.23 \text{ KN.m / ml} \end{array} \right.$$

- En appuis

$$\left\{ \begin{array}{l} M_u^x = M_u^y = -0.3M_{0u}^x = -0.3 \times 3.48 = -1.03 \text{ KN.m / ml} \\ M_{ser}^x = M_{ser}^y = -0.3M_{0ser}^x = -0.3 \times 3.58 = -1.07 \text{ KN.m / ml} \end{array} \right.$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Effort tranchant

$$V_x = \frac{qu \times lx}{2} = 10.49 \text{ kN}$$

$$V_y = \frac{P \times l_y}{2} = 19.24 \text{ KN}$$

➤ Ferrailage

Le diamètre des barres utilisées doit être $\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14mm$

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

Le tableau suivant résume les résultats de calcul des armatures en travées et en appuis dans les deux sens

Tableau III.20: Calcul de ferraillage de la dalle sur 4 appuis

En travée				
Sens-x	A calculé (cm²/ml)	A min (cm²/ml)	A adopté (cm²/ml)	S_t (cm)
	0.47	1.12	4HA8=2.01	25
Sens-y	0.12	1.12	4HA8=2.01	25
En appuis				
Sens x, sens y	0.16	1.12	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.16 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

⇒ Pas d'armature transversale

Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifier que la contrainte de compression dans le béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

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

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.21: contraintes dans le béton de la dalle sur 4 appuis

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Obsirvation
Selon x-x	3.04	2.29	2687.6	2.59	15	Vérifier
Selon y-y	1.23	2.29	2687.6	1.05	15	Vérifier

Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} & \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} & \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} & \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

$\frac{h}{L} = \frac{14}{333} = 0.042 < \frac{1}{16}$ La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la

flèche est nécessaire pour les deux sens.

Tableau III.22. Vérification des états limites de déformation

Planchers	Sens x	Sens y
G (KN/m ²)	5.86	5.86
J (KN/m ²)	4.5	4.5
P (KN/m ²)	8.36	8.36
M ₀ ^G (KN.m)	1.799	0.728
M ₀ ^J (KN.m)	1.382	0.559
M ₀ ^P (KN.m)	2.567	1.039
M _{jser} (KN.m)	1.17	0.47
M _{gser} (KN.m)	1.53	0.62
M _{pser} (KN.m)	2.18	0.88
Y _G (cm)	7.08	7.08
I ₀ (cm ⁴)	12293.13	12293.13
Y (cm)	2.29	2.29
I (cm ⁴)	2687.6	2687.6

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

ρ	0.0018	0.0018
λ_v	4.66	4.66
λ_i	11.66	11.66
σ_{sj} (Mpa)	56.87	22.85
σ_{sg} (Mpa)	74.37	30.14
σ_{sp} (Mpa)	105.97	42.78
μ_j	0	0
μ_g	0	0
μ_p	0	0
If_{ij} (m ⁴)	1.352×10^{-4}	1.352×10^{-4}
If_{ig} (m ⁴)	1.352×10^{-4}	1.352×10^{-4}
If_{ip} (m ⁴)	1.352×10^{-4}	1.352×10^{-4}
If_{vg} (m ⁴)	1.352×10^{-4}	1.352×10^{-4}
f_{ji} (mm)	0.086	0.116
f_{gi} (mm)	0.112	0.153
f_{pi} (mm)	0.160	0.218
f_{gv} (mm)	0.112	0.153
Δf (mm)	0.074	0.102
f_{adm} (mm)	3.6	6.6
Observation	Vérifiée	Vérifiée

Armatures de renforts au niveau de l'ouverture:

Les dimensions de l'ouverture: $a = 1.8$ m

Section d'acières coupées : $\begin{cases} // x = Atx \times b = 2.01 \times 1.8 = 3.62 = 7 \text{ Barres.} \\ // y = Aty \times a = 2.01 \times 1.8 = 3.62 = 7 \text{ Barres.} \end{cases}$

La section des barres de renforts :

$$// x = // y = 1HA25 = 4.91 \text{ cm}^2$$

Φ des barres de renforts est supérieur à $\frac{e}{10}$, donc on doit mettre des poutres de renforts // aux deux sens .

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.3. Etude de la dalle de l'ascenseur

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

- **Evaluation des charges et surcharges**

$$G_1 = 0.14 \times 25 = 3.5 \text{ KN/m}^2 \text{ Poids de la dalle en béton armé.}$$

$$G_2 = 0.05 \times 22 = 1.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Poids du revêtement en béton}$$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2.$$

$$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{35}{1.8 \times 1.8} = 10.88 \text{ KN/m}^2. \text{ Poids de la machine.}$$

$$G_{\text{totale}} = G' + G'' = 15.48 \text{ KN/m}^2.$$

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

III.3.1.1. Cas d'une charge répartie

Calcul des sollicitations

A l'ELU

$$\text{ELU : } q_u = 1.35 \times G_{\text{totale}} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 15.48 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 22.398 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{ELS : } q_s = G_{\text{totale}} + Q = 15.48 + 1 \Rightarrow q_s = 16.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.8}{1.8} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{ELU : } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{ELS : } \rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases} \quad \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 2.67 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 2.67 \text{ KNm}$$

- **Calcul des moments réels**

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 2.27 \text{ KNm}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.27 \text{ KNm}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = 0.3 \times M_0^x = 0.801 \text{ KNm}$$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Calcul des moments à l'ELU

Q _u (KN/m)	μ_x	μ_y	M _{0x} (KNm)	M _{0y} (KNm)	M _x t(KNm)	M _y t(KNm)	M _a ^x = M _a ^y (KNm)	V(KN)
22.398	0.0368	1	2.67	2.67	2.27	2.27	0.801	20.16

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

1. Calcul du ferraillage

Tableau III.24. Calcul de la section de ferraillage de la dalle d'ascenseur

position	sens	M(KN/m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{ad(cm²/ml)}	St(cm)
Travées	x=y	2.27	0.013	0.016	0.1092	0.597	1.12	4HA8=2.01	25
Appuis	x=y	0.801	0.004	0.005	0.1098	0.21	1.12	4HA8=2.01	25

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{20.16 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.183 \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

Tableau III.25. Calcul les moments a l'ELS

Q _u (KN/m)	μ_x	μ_y	M _{0x} KNm)	M _{0y} (KNm)	M _{x^t} (KNm)	M _{y^t} (KNm)	M _{a^x} = M _{a^y} (KNm)
16.48	0.0441	1	2.35	2.35	1.99	1.99	0.705

Les vérifications des contraintes

Tableau III.26. Vérification des contraintes à l'ELS

	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	1.99	2.29	2687.6	1.69	15	Vérifie
Appuis	0.705	2.29	2687.6	0.6	15	Vérifie

Vérification de la flèche

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{180} = 0.078 \geq \frac{3}{80} = 0.037 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = 0.0018 \leq \frac{2}{fe} = 0.005 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La flèche est vérifiée

III.3.2. Cas d'une charge concentrée

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

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

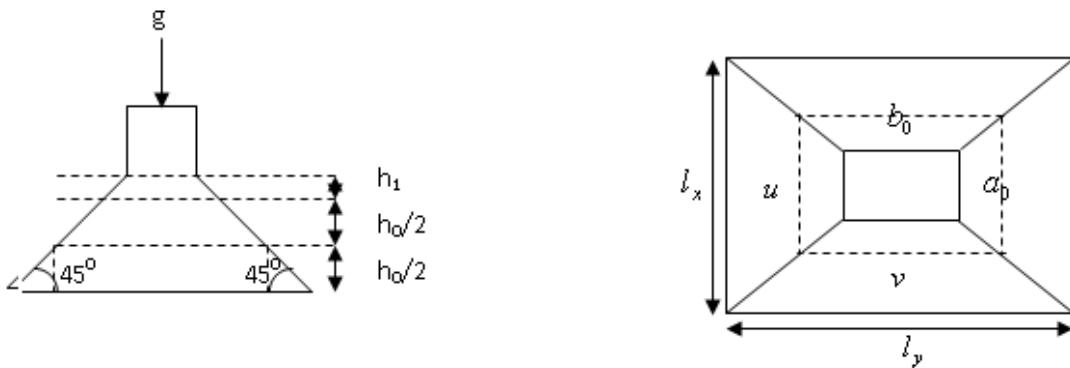


Figure III.14. Schéma de la surface d'impacte

$$\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases}$$

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

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

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

b_0 et v : Dimensions suivant le sens y-y'.

On a une vitesse $V = 1m/s \Rightarrow a_0 = 80cm ; b_0 = 80cm$

On a un revêtement en béton d'épaisseur $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

Donc :

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow u = 108cm \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 \Rightarrow v = 108cm \end{cases}$$

1. Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_x = P_u \times (M_1 + v \times M_2) \\ M_y = P_u \times (M_2 + v \times M_1) \end{cases}$$

Avec : Coefficient de poisson $\begin{cases} \nu = 0 \rightarrow ELU \\ \nu = 0.2 \rightarrow ELS \end{cases}$

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

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

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

M_1 En fonction de $\frac{u}{l_x}$ et ρ ; M_2 En fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho = 1$

Annexe 3

$$\begin{cases} \frac{u}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{u}{l_x} = 0.60 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.60 \end{cases} \Rightarrow M_1 = 7.6 \times 10^{-2}; \quad \begin{cases} \frac{v}{l_y} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_y} = 0.60 \\ \frac{v}{l_x} = \frac{108}{180} \Rightarrow \frac{v}{l_x} = 0.60 \end{cases} \Rightarrow M_2 = 7.6 \times 10^{-2}$$

$$M_1 = M_2 = 7.6 \times 10^{-2}$$

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = M_{y1}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 \rightarrow M_{x1} = 97.605 \times 0.076 = 7.42 KN.m \rightarrow M_{x1} = M_{y1} = 7.42 KN.m$$

- Evaluation des moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

Annexe I.

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

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 11.64 KN.m$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 11.64 KN.m$$

- Superposition des moments

Les moments agissants sur la dalle sont : $\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 19.06 KN.m \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 19.06 KN.m \end{cases}$

Pour tenir compte de l'encastrement

En travée : $M_t^x = M_t^y = 0.85 \times 19.06 = 16.2 KN.m$

En appuis : $M_y^a = M_x^a = 0.3 \times 19.06 = 5.72 KN.m$

2. Ferraillage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et $d=14$ cm

Tableau III.27 : ferraillage de la dalle de la salle des machines

	M (KN.m)	μ_{bu}	a	Z (cm)	A_t calculé (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A_{adopté} (cm²/ml)
Travée	16.2	0.094	0.124	0.104	4.47	1.12	4HA12 = 4.52
appuis	5.72	0.033	0.0419	0.108	1.52	1.12	4HA8 = 2.01

3. Vérification à l'ELU

a. Vérification au poinçonnement :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$p_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{BAEL91 (Article H. III.10)}$$

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

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) \Rightarrow U_c = 2 \times (108 + 108) \Rightarrow U_c = 432 \text{ cm.} ; \quad p_u = 453.6 \text{ KN}$$

$$p_u = 97.605 \text{ KN} \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 453.6 \text{ KN. Pas de risque de poinçonnement.}$$

b. Vérification de l'effort tranchant : $b=100\text{cm}$; $d=14\text{cm}$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } v = u \Rightarrow V_u = \frac{P_u}{3 \times v} = 30.98 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = 0.282 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié.}$$

4. Vérification à l'ELS

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

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 72.3 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 6.59 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 72.3 \times (0.076 + 0.2 \times 0.076) = 6.59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les moments M_{x2} et M_{y2} dus au poids propre de la dalle :

$$q_{ser} = 72.3 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 10.33 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 10.33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.33 + 6.59 = 16.92 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 10.33 + 6.59 = 16.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

a) Vérification des contraintes

Calcul des moments

$$M_t^x = M_t^y = 0.85 \times 16.92 \rightarrow M_t^x = M_t^y = 14.383 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 \times 16.92 \rightarrow M_a = 5.076 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression de béton :** $\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$y = 3.24 \text{ cm} ; \quad I = 5216.494 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.93 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{c'est vérifié.}$$

b) Etat limite d'ouverture des fissures

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

La fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification à faire.

c) Vérification de la flèche

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$1) \ h/l = 0.078 \geq 3/80 = 0.037 ;$$

$$2) \frac{A}{b \times d} = 0.004 \leq \frac{2}{f_e} = 0.005$$

Les conditions de la flèche sont vérifiées. La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4. Etude des escaliers

III. 4.1. Type 1 (RDC)

➤ Volée 1

Pour la volée : $G=7.34\text{KN/m}$; $Q=2.5\text{KN/m}$

$e=14\text{ cm}$

Combinaison de charge

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.66\text{KN/m}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 9.84\text{KN/m}$$

Volée 1 :

Calcul des sollicitations

$$M_U = \frac{P_u \times l^2}{2} = \frac{13.66 \times 1.5^2}{2} = 15.36\text{KN.m}$$

$$Vu = Pu \times l = 13.66 \times 1.5 = 20.49\text{KN}$$

$$M_s = \frac{P_s \times l^2}{2} = \frac{9.83 \times 1.5^2}{2} = 11.07$$

Ferraillage

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple

$b=100\text{cm}$, $h = 14\text{cm}$, $d = 10\text{cm}$, $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$

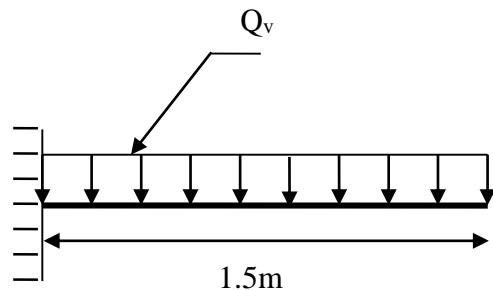


Figure III.15. Schéma statique de la volée (1)

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.28. Ferraillage d'escalier type 1(RDC volée 1)

M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{Adopté}$ (cm ² /ml)	S _t (cm)
15.36	0.089	0.116	0.104	4.24	1.32	4HA12=4.52	25

Les armatures réparties

$$A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

➤ Vérifications à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{20.49 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.18 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau III.29. Vérification des contraintes à l'ELS de L'escalier RDC

M _{ser} (KN.m)	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
11 .07	3.24	5216.49	6.87	15	vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots (1) \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots \dots (2) \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 2}) \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots (3) \end{array} \right.$$

On a : h=14cm.

L=150cm.

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{(Vérifiée)}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{150} = 0.093 > \frac{M_t}{10M_0} = 0.1 \dots \text{(Non vérifiée)}$$

La condition (2) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.30. Vérification des états limite de déformation (escalier RDC)

M_{jser} (KN.m)	4.84	μ_g	0.149
M_{pser} (KN.m)	15.36	μ_p	0.410
M_{gser} (KN.m)	6.19	If_{ij} (m^4)	1.2×10^{-4}
Y (cm)	3.24	If_{ig} (m^4)	8.37×10^{-5}
I (cm^4)	5216.49	If_{ip} (m^4)	4.65×10^{-5}
Y_G (cm)	7.18	If_{vg} (m^4)	1.11×10^{-4}
I_0 (cm^4)	13327.57	f_{ji} (mm)	0.279
ρ	0.0041	f_{gi} (mm)	0.512
λ_i	5.25	f_{pi} (mm)	1.71
λ_v	2.1	f_{gv} (mm)	0.39
σ_{sj} (MPa)	108.55	Δf (mm)	1.3
σ_{sg} (MPa)	138.83	f_{adm} (mm)	9
σ_{sp} (MPa)	258.38	Observation	vérifier
μ_j	0.410		

➤ Schéma de ferraillage

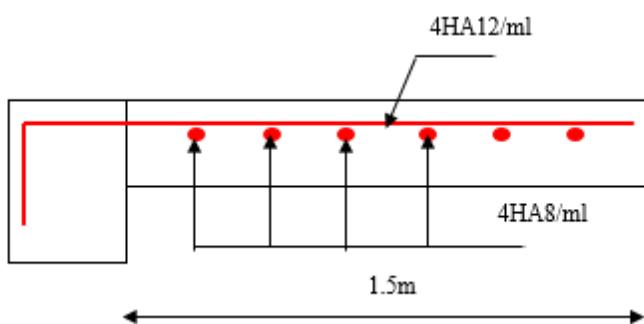


Figure III.16. Schéma de ferraillage de la volée 1

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ Volée 2

A l'ELU Calcul des réactions aux appuis :

$$\begin{aligned}\sum F/y &= 0 \Rightarrow R_A + R_B = p_u \times L_{AB} + G \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 13.66 \times 3.3 + 10.65 = 55.72 KN \\ \sum M/A &= 0 \Rightarrow 3.3R_B + 13.66 \times \frac{3.3^2}{2} = 0 \\ \Rightarrow \begin{cases} R_B = 22.53 KN \\ R_C = 33.19 KN \end{cases}\end{aligned}$$

➤ Calcul des moments fléchissants

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 3m$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{uv} \cdot x^2 / 2 - G_m \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.3) = 0.003 KN.m \end{cases}$$

➤ Calcul du moment max en travée

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.65 m \Rightarrow M_{0\max} = 18.59 KN.m$$

$$\begin{cases} M_a = -0.5M_{0\max} = -9.295 KN.m \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 13.94 KN.m \end{cases}$$

➤ L'effort tranchant max

$$T_{\max} = 33.19 KN$$

À l'ELS

Calcul des réactions aux appuis :

$$\begin{aligned}\sum F/A &= 0 \Rightarrow R_A + R_B = p_s \times L_{AB} + G \times L_{AB} \\ \Rightarrow R_A + R_B &= 9.84 \times 3.3 + 7.89 = 40.63 KN \\ \sum M/A &= 0 \Rightarrow -3.3R_B + 9.84 \times \frac{3.3^2}{2} = 0 \\ \Rightarrow \begin{cases} R_A = 24.13 KN \\ R_B = 16.23 KN \end{cases}\end{aligned}$$

➤ Calcul des moments fléchissants

Pour le calcul on utilise la méthode de la RDM

$$0 \leq x \leq 3m ;$$

$$M_z = R_A \cdot x - P_{sv} \cdot x^2 / 2 - G_m \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \\ M(3.3) = 0.003 KN.m \end{cases}$$

➤ Calcul du moment max en travée

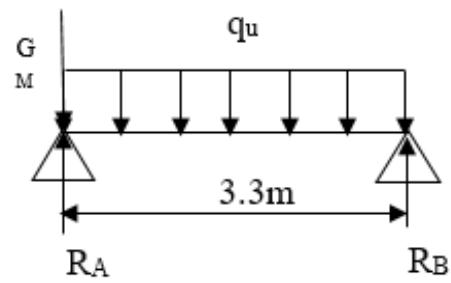


Figure III.17. Schéma statique de volée 2(ELU)

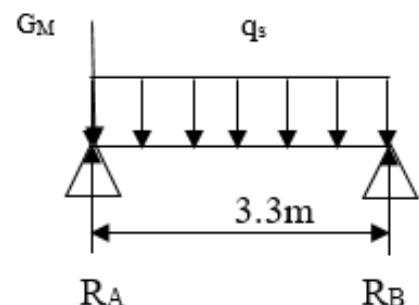
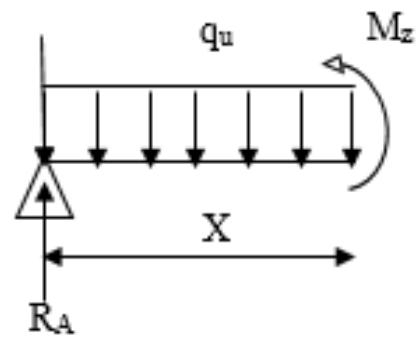
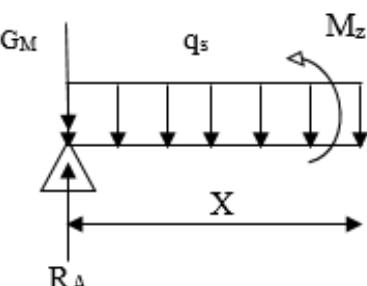


Figure III.18. Schéma statique de volée 2(ELS)



Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$dM_z/dx = 0 \Rightarrow x = 1.65 \text{ m} \Rightarrow M_{0\max} = 13.4 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} Ma = -0.5M_{0\max} = -9.29 \text{ KN.m} \\ M_t = 0.75M_{0\max} = 10.05 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On résume les résultats dans le tableau suivant

Tableau III.31. Sollicitation escalier (volée 2)

	M₀(KN.m)	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	V_u(KN)
ELU	18.59	13.94	-9.29	33.19
ELS	13.40	10.05	-6.7	/

➤ **Ferraillage**

Tableau III.32. Ferraillage d'escalier (volée 2)

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A_{Adopté} (cm²/ml)	S_t (cm)
En travée	13.59	0.081	0.105	0.105	3.81	1.33	4HA12=4.52	25
En appuis	9.29	0.054	0.069	0.107	2.49	1.33	4HA10=3.14	25

➤ **Les armatures réparties**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 3\text{HA8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 3\text{T8} = 1.51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 33\text{cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{33.19 \times 10^3}{1 \times 0.11} = 0.301 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (33.19 \times 10^{-3} - \frac{9.29 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -1.74 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ Vérification à l'ELS

Vérification de l'état limite de compression du béton :

Tableau III.33. Vérification des contraintes à l'ELS (volée 2)

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
En travée	10.05	3.24	5216.49	6.24	15	
En appui	-6.7	2.78	3898.64	4.16	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots (1). \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots \dots (2). \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots (3). \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 2})$$

On a : $h=14\text{cm}$

$L=330\text{cm}$

$$\frac{h}{l} = \frac{14}{330} = 0.042 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{(Non vérifiée)}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III. 34. Vérification des états limites de déformation (volée 2)

M_{jser} (KN.m)	5.85	μ_g	0.229
M_{pser} (KN.m)	10.05	μ_p	0.353
M_{gser} (KN.m)	7.48	If_{ij} (m ⁴)	1.05×10^{-4}
Y (cm)	3.24	If_{ig} (m ⁴)	7.83×10^{-5}
I (cm ⁴)	5216.49	If_{ip} (m ⁴)	6.04×10^{-5}
Y_G (cm)	7.65	If_{vg} (m ⁴)	1.16×10^{-4}
I_0 (cm ⁴)	15684.12	f_{ji} (mm)	1.86
ρ	0.0041	f_{gi} (mm)	3.2
λ_i	5.25	f_{pi} (mm)	5.58
λ_v	2.1	f_{gv} (mm)	2.16

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

σ_{sj} (MPa)	130.53	Δf (mm)	2.68
σ_{sg} (MPa)	166.9	f_{adm} (mm)	6.6
σ_{sp} (MPa)	224.25	Observation	vérifier
μ_j	0.122		

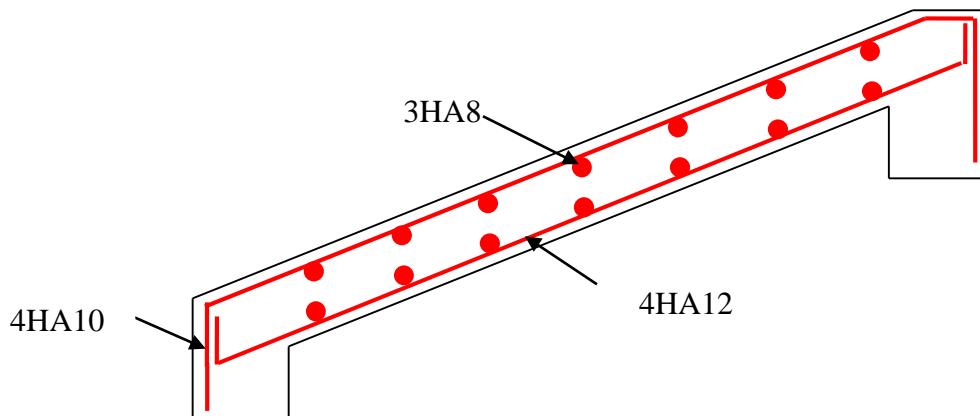


Figure III.19. Schéma de ferraillage des volées 2

III. 4.2. Type 2 (entre sol)

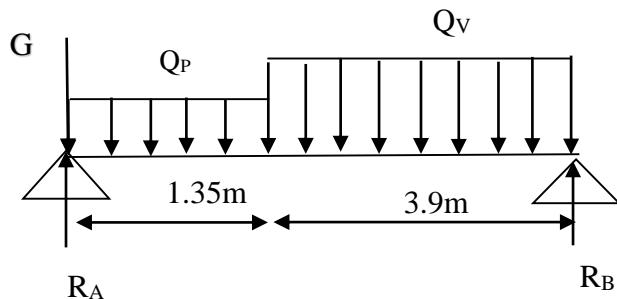


Figure III.20. Schéma statique d'entre sol

➤ Combinaison de charges

Pour la volée : $G = 8.14 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$; $e=18\text{cm}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.73 \text{ KN/m} \quad \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 10.64 \text{ KN/m}$$

- Pour le palier : $G = 6.02 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.87 \text{ KN/m} \quad \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 8.52 \text{ KN/m}$$

- Pour le mue : $G = 7.89 \text{ KN}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G = 10.65 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G = 7.89 \text{ KN}$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

➤ Les sollicitations à l'ELU

Tableau III. 35. Sollicitation à l'ELU escalier (entre sol)

	M₀(KN.m)	M_t^{max}(KN.m)	M_a(KN.m)	V_u(KN)
ELU	52.48	39.36	-26.36	45.95
ELS	37.95	28.46	-18.97	/

➤ Ferraillage

Tableau III.36. Ferraillage d'escalier type 2 (entre sol)

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm²/ml)	A_{min} (cm²/ml)	A_{adopté} (cm²/ml)	S_t (cm)
En travée	38.36	0.123	0.164	0.143	8.07	1.81	6T14=9.24	15
En appuis	26.24	0.082	0.107	0.143	5.38	1.81	5T12=5.65	20

➤ Les armatures réparties

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 15 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

➤ Vérifications à l'ELU

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{45.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.15} = 0.306 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (45.95 \times 10^{-3} - \frac{26.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.15}) \times \frac{1.15}{400} = -4.26 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

➤ Vérification à l'ELS

a) Vérification de l'état limite de compression du béton :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.37. Vérification des contraintes à l'ELS (entre sol)

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
En travée	28.46	9.24	17998.02	8.23	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	-18.96	5.65	12352.65	6.54	15	vérifiée

b) Vérification de l'état limite de déformation

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h / l \geq 1/16 \dots \dots \dots (1) \\ h / l \geq M_t / 10M_0 \dots \dots \dots (2) \\ A / b.d \leq 4.2 / f_e \dots \dots \dots (3) \end{array} \right. \quad (\textbf{BAEL91 ; L, VI, 2})$$

On a : h=16cm

L=450cm

$$\frac{h}{l} = \frac{18}{525} = 0.0343 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{(Non vérifiée)}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.38. Vérification des états limites de déformation d'escalier (entre sol)

M_{jser}	(KN.m)	18.77	μ_g	0.406
M_{pser}	(KN.m)	28.46	μ_p	0.518
M_{gser}	(KN.m)	21.81	If_{ij} (m⁴)	1.55×10^{-4}
Y	(cm)	9.24	If_{ig} (m⁴)	1.43×10^{-4}
I	(cm⁴)	17998.02	If_{ip} (m⁴)	1.26×10^{-4}
Y_G	(cm)	9.42	If_{vg} (m⁴)	2.22×10^{-4}
I_0	(cm⁴)	32178.73	f_{ji} (mm)	10.28
ρ		0.0061	f_{gi} (mm)	12.96
λ_i		3.44	f_{pi} (mm)	19.21
λ_v		1.38	f_{gv} (mm)	8.32
σ_{sj}	(MPa)	153.3	Δf (mm)	4 .29
σ_{sg}	(MPa)	178.13	f_{adm} (mm)	5.52
σ_{sp}	(MPa)	232.44	Observation	vérifier
μ_j		0.370		

Schéma de ferraillage :

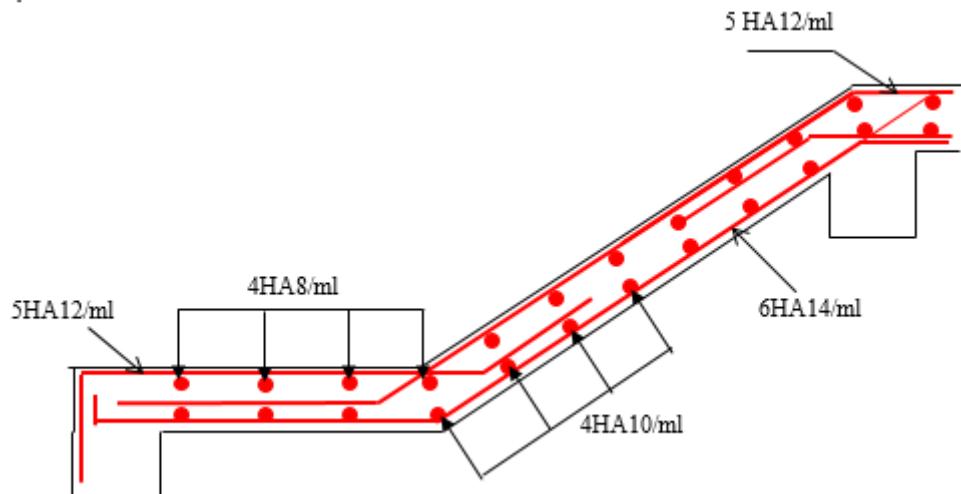


Figure III.21. Schéma de ferraillage d'escalier type 2

III. 4.3 Type 3 (Etage courant)

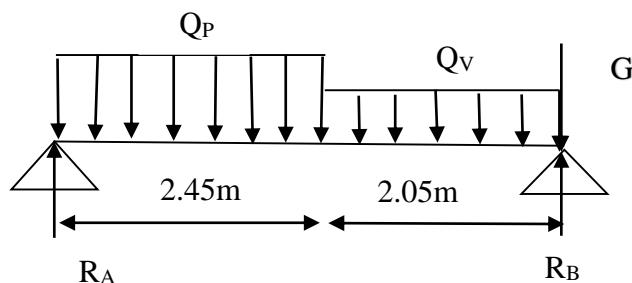


Figure III.22. Schéma statique d'étage courant

➤ Combinaison de charges

- Pour la volée $G = 7.91 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$; $e=15\text{cm}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.13 \text{ KN/m} \quad \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 10.19 \text{ KN/m}$$

- Pour le palier : $G = 5.27 \text{ KN/m}$; $Q = 2.5 \text{ KN/m}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.86 \text{ KN/m} \quad \underline{\text{ELS}} : q_s = G + Q = 7.7 \text{ KN/m}$$

- Pour le mue : $G = 7.89 \text{ KN}$

$$\underline{\text{ELU}} : q_u = 1.35G = 10.65 \text{ KN}$$

$$\underline{\text{ELS}} : q_s = G = 7.89 \text{ KN}$$

➤ Les sollicitations

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.39. Sollicitation escalier EC

	M₀(KN.m)	M_t^{max}(KN.m)	M_a(KN.m)	V_u(KN)
ELU	33.09	24.82	-16.54	37.46
ELS	23.8	17.85	-11.9	/

➤ **Ferraillage**

Tableau III.40 : ferraillage d'escalier EC

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{CAL} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{Adopté} (cm ² /ml)	S_t (cm)
En travée	24.82	0.121	0.162	0.112	6.37	1.45	6T12=6.79	16
En appuis	16.54	0.081	0.106	0.115	4.13	1.45	5T12=5.65	20

➤ **Les armatures réparties**

$$\text{En travée : } A_t \geq \frac{A_{sl}}{4} = \frac{6.79}{4} = 1.69 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

$$\text{En appuis : } A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.14 \text{ cm}^2/\text{ml} \rightarrow \text{Donc on choisit : } 4\text{T}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Avec } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} < \min(4e ; 45\text{cm}) \rightarrow S_t = 25\text{cm}$$

➤ **Vérifications à l'ELU**

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} = \frac{37.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.312 \text{ MPa} < \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = (37.46 \times 10^{-3} - \frac{16.54 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.12}) \times \frac{1.15}{400} = -3.33 \text{ cm}^2 \dots \text{vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Vérification de l'état limite de compression du béton

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.41. Vérification des contraintes à l'ELS d'escalier EC

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
En travée	17.85	4.03	8651.29	8.31	15	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En appui	-11.9	3.74	7526.08	5.91	15	vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/l \geq 1/16 \dots (1) \\ h/l \geq M_t/10M_0 \dots (2) \\ A/b.d \leq 4.2/f_e \dots (3) \end{array} \right. \quad (\text{BAEL91 ; L, VI, 2})$$

On a : $h=16\text{cm}$

$L=450\text{cm}$

$$\frac{h}{l} = \frac{15}{450} = 0.0333 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \text{(Non vérifiée)}$$

La condition (1) n'est pas vérifiée, alors la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau III.42. Vérification des états limites de déformation d'escalier EC

M_{jser} (KN.m)	10.75	μ_g	0.406
M_{pser} (KN.m)	17.85	μ_p	0.518
M_{gser} (KN.m)	13.19	If_{ij} (m ⁴)	8.74×10^{-5}
Y (cm)	4.03	If_{ig} (m ⁴)	7.66×10^{-5}
I (cm ⁴)	8651.29	If_{ip} (m ⁴)	6.56×10^{-5}
Y_G (cm)	7.79	If_{vg} (m ⁴)	1.2×10^{-4}
I_0 (cm ⁴)	17562.84	f_{ji} (mm)	7.67
ρ	0.0056	f_{gi} (mm)	10.74
λ_i	3.75	f_{pi} (mm)	16.98
λ_v	1.5	f_{gv} (mm)	6.86
σ_{sj} (MPa)	148.55	Δf (mm)	5.43

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

σ_{sg} (MPa)	182.27	f_{adm} (mm)	9
σ_{sp} (MPa)	246.66	Observation	vérifier
μ_j	0.323		

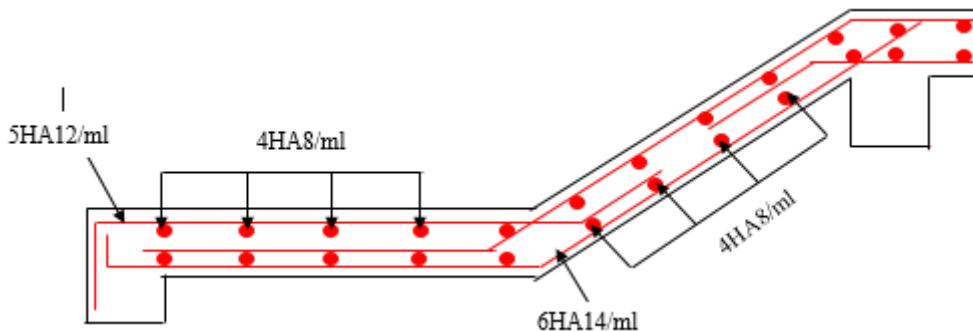


Figure III.23. Schéma de ferraillage d'escalier type 3

III.5. Etude de la poutre palier

➤ Pré dimensionnement

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$$\frac{445}{15} \leq h \leq \frac{445}{10}$$

$$29.6\text{cm} \leq h \leq 44.5\text{cm}$$

Vérifications

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ 1/4 \leq h/b \leq 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30 \times 40) \text{ cm}^2$$

➤ Charges revenant à la poutre palière

Poids propre :

$$G = 25 \times (0.3 \times 0.3) = 3 \text{ KN/m.}$$

✓ Réaction : à L'ELU : $R_B = 38.17 \text{ KN/m.}$

à L'ELS : $R_B = 27.56 \text{ KN/m}$

à L'ELU : $P_u = 1.35G_0 + R_{bu} = 42.22 \text{ KN/ml}$

à L'ELS : $P_s = G_0 + R_{bu} = 30.56 \text{ KN/ml}$

➤ Calcul des sollicitations

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

- A l'ELU

En travée : $M_t = \frac{Pu \times L^2}{24} = \frac{42.22 \times 4.45^2}{24} = 34.83 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = -\frac{Pu \times L^2}{12} = -\frac{42.22 \times 4.45^2}{12} = -69.67 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $v_u = \frac{Pu \times L}{2} = 93.94 \text{ KN}$

- A l'ELS

En travée : $M_t = \frac{Ps \times L^2}{24} = \frac{30.56 \times 4.45^2}{24} = 25.21 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a = -\frac{Ps \times L^2}{12} = -\frac{30.56 \times 4.45^2}{12} = -50.43 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant : $v_u = \frac{Ps \times L}{2} = 67.99 \text{ KN}$

➤ **Ferraillage :**

Tableau III.43. Ferraillage de poutre palier

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{min} (cm)$	$A_{adop} (cm^2)$
En travée	34.83	0.056	0.072	0.369	2.71	1.38	4HA12=4.52
En appuis	-69.67	0.113	0.150	0.357	5.60	1.38	6HA12=6.79

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau^- = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{v_u}{b * d} = \frac{93.94 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.824 \text{ MPa} < \overline{\tau_{adm}} \dots \text{Vérifiée.}$$

Donc Il n'y a pas risque de rupture par cisaillement

- **Armatures transversales**

On fixe St = 20 cm

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t \times (Z_u - 0.3 f_{t28})}{f_e} \rightarrow A_{trans} \geq 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0.6; 0.3) = 0.6 \text{ cm}^2$$

Contraint de cisaillement en flexion simple

$$\tau = \frac{v_u}{b * d} = 0.824 \text{ MPa}$$

- **Calcul d'armatures à la torsion**

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier c'est le moment d'appui de l'escalier

$$M^{tor} = M_a \times \frac{L}{2} = 15.50 \text{ KN.m}$$

$$A^{tor} = \frac{M^{tor} \times U \times Y_s}{2 \times \Omega \times f_s} = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.0875 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times ((h - e) + (b - e)) = 1.2 \text{ m}$$

$$e = \frac{b}{6} = 5 \text{ cm}$$

En travée : $A_{st} = A_{trav}^{fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 2.71 + \frac{3.51}{2} = 4.46 \text{ cm}^2$; Soit **6HA12**

En appuis : $A_{SA} = A_{app}^{fs} + \frac{A_{tor}}{2} = 5.60 + \frac{3.51}{2} = 7.35 \text{ cm}^2$; Soit **6HA14**

- **Vérification de la contrainte de cisaillement**

Avec : $\tau = \sqrt{\tau_{tor}^2 + \tau_u^2}$

On a $V^{max} = 93.94 \text{ KN}$

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{15.50 \times 10^{-3}}{2 \times 0.0875 \times 0.05} = 1.77 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 1.95 \text{ MPa} < \tau^- = 3.33 \text{ MPa}$ Vérifiée

$$A_t^{min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = 0.38 \text{ cm}^2$$

$A_t = 0.6 + 0.38 = 0.98 \text{ cm}^2$ Soit un cadre et un étrier Ø8=4HA8=2.01 cm²

- **Etat limite de compression du béton**

La condition qu'on doit vérifier est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc}^- = 15 \text{ MPa}.$$

$$Y = 9.78 \text{ cm}$$

$$I = 49849.74 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.95 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

- **Etat limite de déformation**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

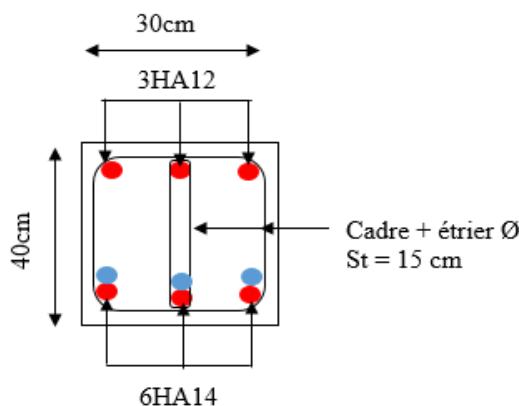
$$\frac{h}{l} = 0.089 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.089 > \frac{M_{tsr}}{10M_0} = 0.0509 \dots \text{vérifiée.}$$

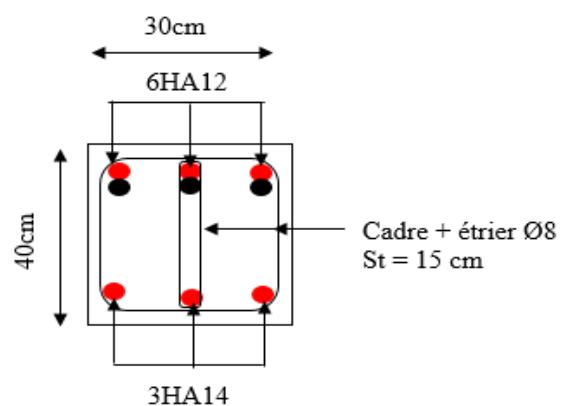
$$\frac{A_s}{b.d} = 0,0029 < \frac{4,2}{f_e} = 0,0105 \dots \text{vérifiée.}$$

Donc la flèche est vérifiée

Schéma de ferraillage



En travée



En appui

FigureIII.24. Schéma de ferraillage de la poutre palière

III.6. Etude de l'acrotère

1) Evaluation des charges

La surface

$$S = 15 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 1135 \text{ cm}^2$$

$$\text{Poids propre : } G_1 = 25 \times 0.1135 \times 1 \text{ m} \Rightarrow G_1 = 2.84 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit extérieur (ciment: e = 1.5cm) : } G_2 = 20 \times 0.015 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_2 = 0.21 \text{ KN}$$

$$\text{Poids d'enduit intérieur (ciment: e = 2cm) : } G_3 = 20 \times 0.02 \times 0.7 \times 1 \Rightarrow G_3 = 0.28 \text{ KN}$$

$$\text{Le poids total : } W_p = G_1 + G_2 + G_3 = 3.33 \text{ KN}$$

- La charge due à la main courante : Q=1KN
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \quad (\text{RPA Article 6.2.3})$$

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

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.145 \Rightarrow F_p = 1.029KN$.

2) Calcul des sollicitations

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 6.33cm; \quad Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 33.19cm$$

$$N_G = 2.145KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.029 \times 0.3319 \Rightarrow M_{F_p} = 0.341KN.m$$

Tableau.III.44. Combinaison d'action de l'acrotère

Sollicitations	ELA	ELU	ELS
Combinaison de charges	$G + Q + E$	$1,35G + 1,5Q$	$G + Q$
N (KN)	2.145	2.895	2.145
(M KN.m)	0.941	0.9	0.60

3) Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.31m; \quad \frac{h}{6} = 0.10m$$

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

partiellement comprimée, le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = 2cm; \quad e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}; \quad \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad (\textbf{RPA Article A.4.3.5})$$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

l_f : Longueur de flambement ; $l_f = 2 \times h = 1.2m$

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

$$e_2 = 0.0086m$$

Donc:

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0.02 + 0.31 + 0.0086 \Rightarrow e = 0.33m$$

➤ Calcul à l'ELU

$$N_u = 2.89KN ; M_u = N_u \times e = 2.89 \times 0.33 \Rightarrow M_u = 0.95KN.m ; f_{bu} = 14.2MPa ; \sigma_{st} = 348MPa$$

$$h = 10 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.95 + 2.89 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.03KN.m$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} \Rightarrow (\mu_{bu} = 0.011) < (\mu_l = 0.392) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.013; Z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) \Rightarrow Z = 0.079m$$

$$A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.03 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_l = 0.37cm^2$$

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.32 \times 10^{-4} - \frac{2.89 \times 10^{-3}}{348} \Rightarrow A_s = 0.287cm^2$$

➤ Vérification à l'ELU

La condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{min} = 0.97cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2 / ml$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025cm^2 \Rightarrow A_r = 4T6 = 1.13cm^2 / ml$$

- Espacement

1. Armatures principales : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm. On adopte $S_t = 20$ cm

- Vérification au cisaillement :

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

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3MPa) \Rightarrow \tau \leq 2.5MPa$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.029 + 1 \Rightarrow V_u = 2.029 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.029 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.025 MPa \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérifié}$$

Vérification de l'adhérence : $\zeta_{se} = V_u / (0.9 \times d \times \sum \mu_i)$ **RPA (Article. A.6.1, 3)**

$\sum \mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \sum \mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \sum \mu_i = 100.48 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.029 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 100.48) \rightarrow \zeta_{es} = 0.28 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad (\text{RPA Article. A.6.1, 21})$$

Ψ_s est le coefficient de scellement.

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

➤ Vérification à l'ELS

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.145 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h \Rightarrow M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

Vérification des contraintes : $\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre : $c = d - e_1$

e_1 : distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = M_{ser} / N_{ser} + (d - h/2) \Rightarrow e_1 = (0.6 / 2.145) + (0.08 - 0.1 / 2) \Rightarrow e_1 = 0.309 \text{ m.}$$

$e_1 > d \Rightarrow$ "c" à l'extérieur de section $\rightarrow c = 0.08 - 0.309 \Rightarrow c = -0.229 \text{ m.}$

$$c = -0.229 \text{ m} ; y_{ser} = y_c + c ; y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots (*)$$

$$p = -3 \times c^2 + 90 \times A \times (d - c) / b ; q = -2 \times c^3 + 90 \times A \times \frac{(d - c)^2}{b}$$

$$P = -3 \times (-0.229)^2 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{0.08 + 0.229}{1} \Rightarrow P = -0.152 \text{ m}^2$$

$$q = -2 \times (-0.229)^3 + 90 \times 2.01 \times 10^{-4} \times \frac{(0.08 + 0.229)^2}{1} \Rightarrow q = -0.022 \text{ m}^3$$

En remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.258 \text{ m} \Rightarrow y_{ser} = 0.029 \text{ m.}$

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

$$\mu_t = \frac{b \times y^2}{2} - 15 \times A \times (d - y) \Rightarrow \mu_t = 2.26 \times 10^{-4} m^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.145 \times 10^{-3}}{2.27 \times 10^{-4}} \times 0.029 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.27 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{2.145 \times 10^{-3}}{2.26 \times 10^{-4}} \times (0.08 - 0.029) \Rightarrow \sigma_s = 7.26 MPa < \overline{\sigma_{adm}}$$

- Schéma de ferraillage de l'acrotère

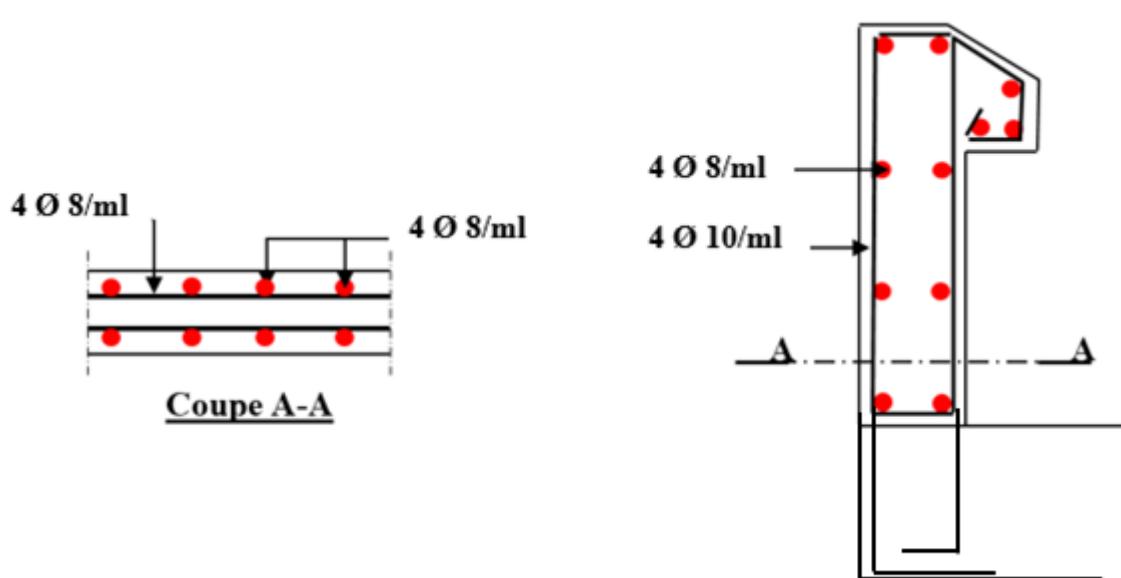


Figure III.25. Schéma de ferraillage de l'acrotère



CHAPITRE IV

Etude sismique

IV.1. Introduction

Les séismes figurent parmi les catastrophes naturelles les plus destructrices, notamment en milieu urbain. Pour limiter leurs impacts, il est crucial de concevoir des structures à la fois rigides et résistantes, tout en tenant compte des exigences architecturales. Dans cette optique, le logiciel ETABS 2016 sera utilisé pour l'analyse et la modélisation.

IV.2. Méthode de calcul

Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) l'étude peut être menée suivant deux méthodes :

1. La méthode statique équivalente.
2. La méthode dynamique :
 - La méthode d'analyse modale spectrale.
 - La méthode d'analyse par Accélérogrammes.

Dans notre cas, la structure étudiée, d'une hauteur de 35,08 m, est située à Béjaïa, en zone sismique **IIa**, et classée dans le groupe d'usage 2 (importance moyenne). Étant donné sa régularité en plan et en élévation, les conditions requises pour appliquer la méthode statique équivalente sont satisfaites. Conformément aux dispositions du RPA99 (version 2003), la méthode d'analyse appropriée retenue est donc la méthode statique équivalente. Cette approche est mise en œuvre à l'aide du logiciel ETABS 2016, bien adapté à ce type d'étude sismique.

IV.2.1. Méthode statique équivalente

➤ Principe de la méthode :

Cette méthode consiste à représenter les effets dynamiques engendrés par un séisme au sein de la structure par un ensemble de forces statiques hypothétiques. Ces forces sont définies de manière à produire des effets similaires à ceux provoqués par l'action sismique réelle.

➤ Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots \text{RPA99.Art (4.2.3)}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas : groupe d'usage 2

$$\text{Zone sismique : IIa} \Rightarrow A = 0,15.$$

Chapitre IV : Etude sismique

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 de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots \dots \dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} . \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

T_2 : période caractéristique associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site meuble (S_1).

D'où : $T_1 = 0.15 \text{ sec.}$ $T_2 = 0.30 \text{ sec.}$

η : Facteur d'amortissement donné par la formule suivante : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7.$

$\xi (\%)$: pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la Structure et de l'importance des remplissages. $\Rightarrow \xi = 7 \%$

T : période empirique donnée par le RPA (4-6) : $T = C_T \times (h_N)^{3/4} \Rightarrow T = 0.7207 \text{ s}$

h_N : hauteur mesurée de la base de la structure jusqu'au dernier niveau : $h_N = 35.08 \text{ m}$

C_T = coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le RPA tableau (4-6). Pour notre cas, le contreventement est assuré partiellement par des voiles en béton armé d'où $C_T = 0.05$

On a : $T_2 \leq T \leq 3\xi ;$

donc : $D = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3}$

- **Calculer de la période fondamentale :**

- **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99-2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$h_N = 35.08 \text{ m}$

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé , $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 35.08^{\frac{3}{4}} = 0.72 \text{ s}$$

$L_x = 29.89 \text{ m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

Chapitre IV : Etude sismique

$L_y = 9 \text{ m}$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 35.08}{\sqrt{29.89}} = 0.58s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 35.08}{\sqrt{9}} = 1.05s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.58s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.72s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.3}{0.75}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_x = 1.42$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.88 \times \left(\frac{0.3}{0.72}\right)^{\frac{2}{3}} \Rightarrow D_y = 1.23$$

Condition de la période

R : coefficient de comportement global de la structure.

(Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$).

Q : facteur de qualité de la structure

- Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :
- Redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité de contrôle de la construction
- La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$
- **P_q** : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau 4-4 (**RPA 99**).

Tableau IV. 1. Valeurs des pénalités P

Critère q	Observée	P _q /xx	Observée	P _q /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2- Redondance en plan	Oui	0	Non	0.05
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Oui	0.05
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $Q_y = 1.10$; $Q_x = 1.10$

$$W : \text{poids total de la structure} : W = \sum_1^9 W_i , \text{ avec} : W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

Chapitre IV : Etude sismique

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) du RPA 99.

$\beta = 0.2 \rightarrow$ usage d'habitation.

On a :

$$W = 37534.4979 \text{ KN}$$

$$D'où : D_x = 1.42 ; D_y = 1.23$$

$$\text{Sens(x)} : V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.42 \times 1.1}{5} \times 37534.4979 \Rightarrow V_{stx} = 1758.87 \text{ KN}$$

$$\text{Sens(y)} : V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.23 \times 1.1}{5} \times 37534.4979 \Rightarrow V_{sty} = 1523.52 \text{ KN}$$

IV.2.2. Les méthodes dynamiques

❖ 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 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

IV.3 Disposition des voiles de contreventement

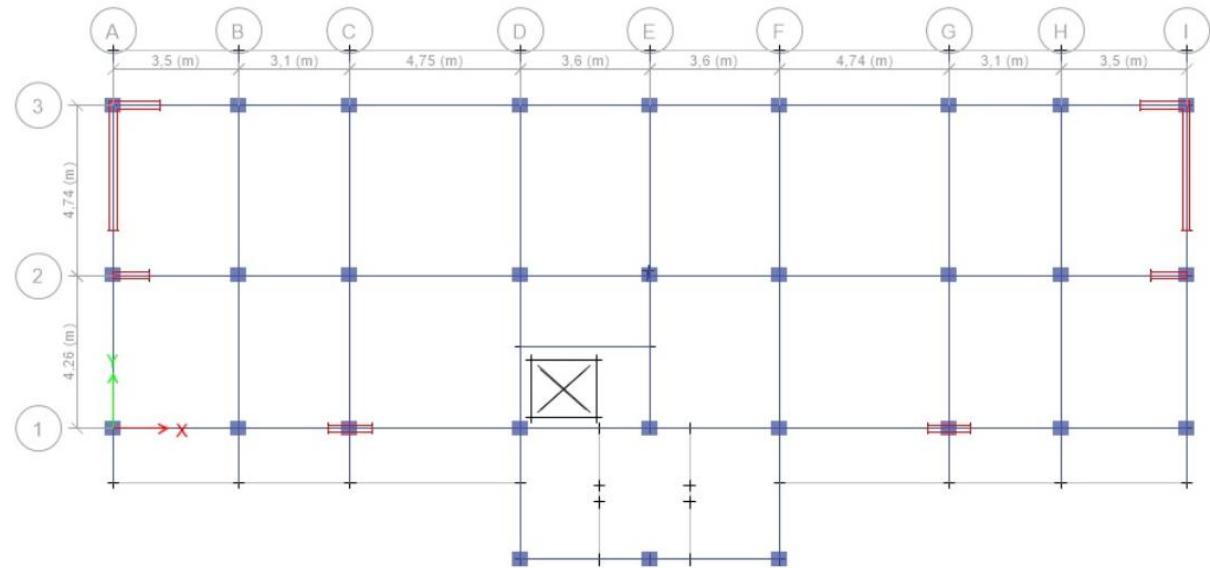


Figure IV.1 plans de disposition des voiles

IV.3. Résultats obtenus :

IV.3.1. Les modes de vibration

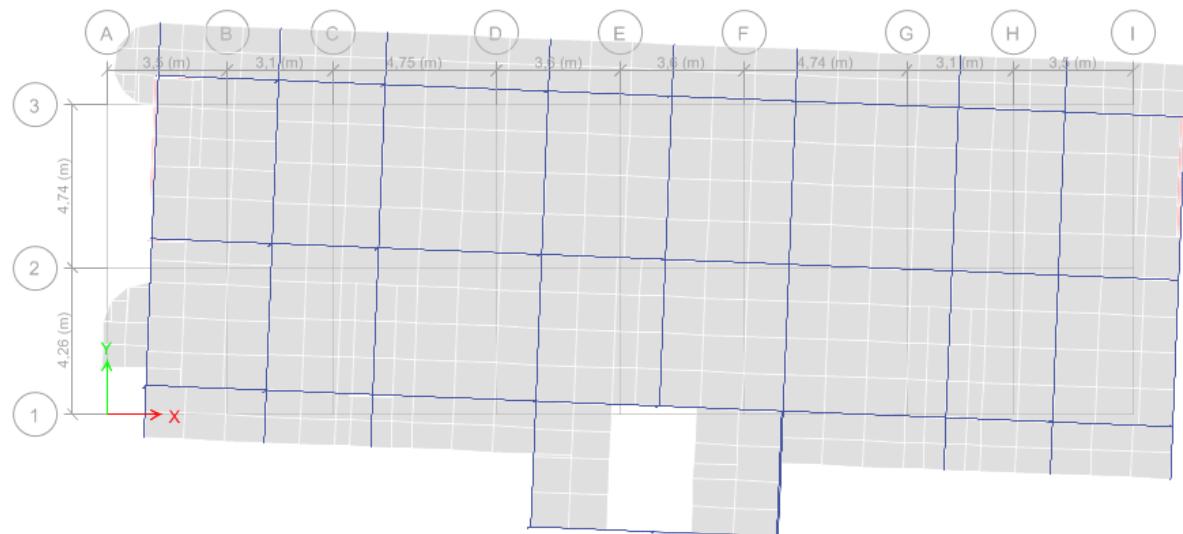


Figure IV.2. Mode 1 de déformation (translation suivante l'axe X-X)

Chapitre IV : Etude sismique



Figure IV.3. Mode 2 de déformation (translation suivante l'axe Y-Y)

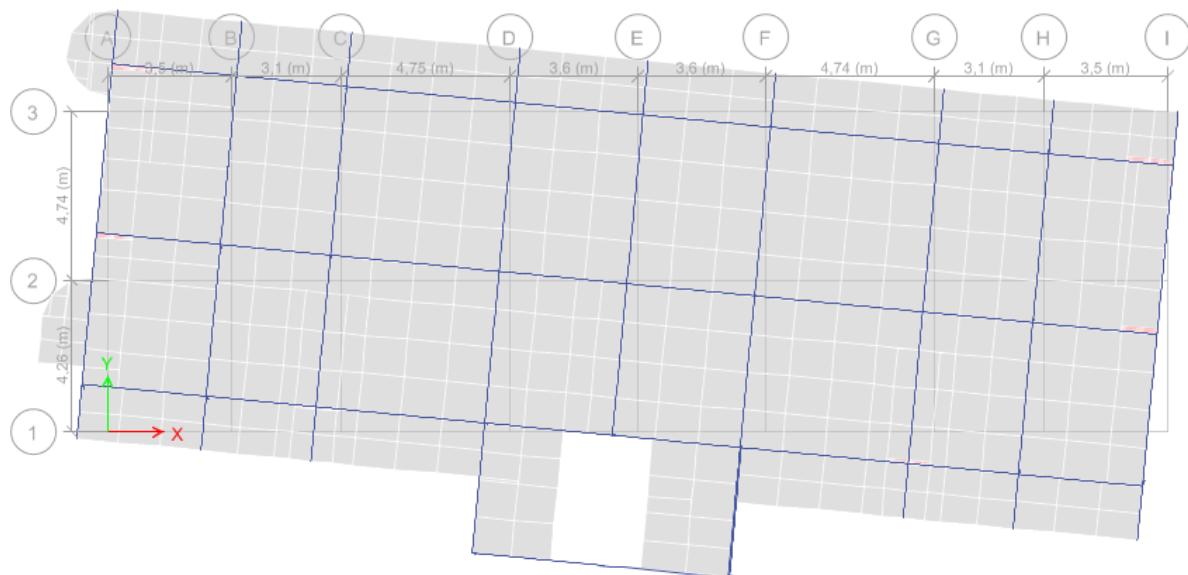


Figure IV.4. Mode 3 de déformation (rotation suivante l'axe Z-Z)

Chapitre IV : Etude sismique

IV.3.2. Périodes de vibration et participation massique

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

Modes	Périodes Sec	Individuel mode		Cumulative sum (%)	
		<i>Ux</i>	<i>Uy</i>	<i>Ux</i>	<i>Uy</i>
1	0.926	0.5306	0.0122	0.5306	0.0122
2	0.887	0.0117	0.6263	0.5424	0.6385
3	0.712	0.0292	0.0015	0.5715	0.64
4	0.29	0.1057	0.0002	0.6772	0.6402
5	0.256	0.0001	0.2048	0.6774	0.845
6	0.199	0.0071	0.0003	0.6844	0.8453
7	0.149	0.0435	0.0001	0.728	0.8454
8	0.129	3.15E-05	0.0886	0.728	0.9339
9	0.097	0.0547	6.29E-06	0.7828	0.9339
10	0.088	0.0013	0.0001	0.784	0.9341
11	0.081	0	0.0302	0.784	0.9642
12	0.065	0.0636	9.97E-06	0.8477	0.9642
13	0.057	0.0337	0.0008	0.8813	0.9651
14	0.056	0.0027	0.0113	0.884	0.9764
15	0.05	0.0459	0	0.9299	0.9764

IV.4. Les vérifications

IV.4.1. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/version2003, le rapport des forces sismique à la base obtenue V_{dy} / V_{st} ne doit pas être inférieur à 80%, ces rapports sont résumés dans le tableau suivant : $V_{dy} \geq 0.8V_{st}$

Tableau IV.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0.8 \times V_{st}$ (KN)	Observation
Sens x-x	2022.018	1407.096	vérifiée
Sens y-y	1706.4446	1218.816	vérifiée

IV.4.2. Vérification l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales : (ELS)**
 - Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
 - Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.
- **Sous charges horizontales :**
 - Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
 - Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Chapitre IV : Etude sismique

$\frac{\sum V_{portiques}}{\sum V_{portiques} + \sum V_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$\frac{\sum V_{voiles}}{\sum V_{portiques} + \sum V_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats de l'interaction sous charges verticales et horizontales obtenus par le logiciel ETABS 2016 sont :

Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et voiles

Niveaux	Charges verticales (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
7 ^{me} étage	3592.0698	693.352	82.82	16.18
6 ^{ème} étage	6420.9733	1526.1507	80.80	19.20
5 ^{ème} étage	9474.4437	2217.174	81.04	18.96
4 ^{ème} étage	12453.031	2976.9886	80.71	19.29
3 ^{ème} étage	15723.6328	3538.2349	81.63	18.37
2 ^{ème} étage	18870.6894	4216.8008	81.74	18.26
1 ^{er} étage	22365.7163	4643.46888	82.81	17.19
RDC	25394.1594	5457.5937	82.31	17.70
Entre sol 3	22114.353	4979.6756	81.62	18.38
Entre sol 2	24599.0601	5228.4186	82.47	17.53
Entre sol 1	27085.92451	5575.9917	82.93	17.07

Chapitre IV : Etude sismique

Tableau IV.5. Charges horizontale reprise par les portique et voiles

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portique (%)	Voile (%)	Portique s (KN)	Voiles (KN)	Portiq ue (%)	Voile (%)
7^{me} étage	384.0018	171.9739	69.07	30.93	263.0302	220.4862	54.40	45.60
6^{ème} étage	400.791	347.7257	53.54	46.45	232.6247	367.7138	36.90	63.09
5^{ème} étage	637.958	304.6736	67.68	32.32	357.6728	397.4414	47.37	52.63
4^{ème} étage	637.394	452.0699	58.50	41.50	328.7246	520.0436	38.73	61.27
3^{ème} étage	851.4379	374.1952	69.47	30.53	436.3576	511.9656	46.01	53.99
2^{ème} étage	820.4525	550.9861	59.82	40.17	382.2798	655.8697	36.82	63.18
1^{er} étage	961.7536	540.2955	64.03	35.97	395.8902	727.8845	35.23	64.77
RDC	877.3499	742.8514	54.15	45.85	587.4894	388.4745	60.19	39.80
Entre sol3	71.0552	333.8953	17.55	82.45	250.7307	299.0137	45.61	54.39
Entre sol 2	202.4563	210.4625	49.03	50.97	214.6691	500.1344	30.03	69.97
Entre sol 1	184.4361	209.1743	46.86	53.14	188.6171	543.4072	25.67	74.23

IV.4.3. Vérification de l'effort normal

L'effort normal réduit doit être vérifié pour éviter l'écrasement du béton.

La formule utilisée est la suivante : $\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \dots \dots \text{RPA 99 (Article 7.1.3.3)}$

N_d : Effort normal de calcul retiré à partir des résultats donnés par ETABS2016.

B_c : L'aire brute du poteau

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	B(m ²)	N(KN)	V	Observation
7^{me} étage	30×35	0.105	288.9227	0.1100	Vérifier
6^{ème} étage	30×35	0.105	432.0667	0.1646	Vérifier
5^{ème} étage	35×40	0.14	579.335	0.1655	Vérifier
4^{ème} étage	35×40	0.14	726.4158	0.2075	Vérifier
3^{ème} étage	40×45	0.18	878.1217	0.1951	Vérifier
2^{ème} étage	40×45	0.18	1033.9095	0.2297	Vérifier
1^{er} étage	45×50	0.225	1225.3153	0.2178	Vérifier
RDC	45×50	0.225	1546.6188	0.2749	Vérifier
Entre sol3	50×50	0.25	1514.7716	0.2424	Vérifier
Entre sol 2	50×55	0.275	1689.8353	0.2458	Vérifier
Entre sol 1	50×60	0.3	1881.4787	0.2509	Vérifier

Chapitre IV : Etude sismique

IV.4.4. Vérification vis à vis des déformations

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \dots \quad \text{RPA (Formule 4-19)}$$

$$\text{Avec : } \Delta_k < 1\% \times h_e \dots \quad \text{RPA99 (Art. 5.10)}$$

h_k : Étant la hauteur de l'étage.

- Sens X-X

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatif selon X-X

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	H_k (mm)	Δ_k/h_k	observation
7 ^{me} étage	21.729	108.645	99.975	8.67	3100	0.002797	Vérifiée
6 ^{ème} étage	19.995	99.975	88.45	11.525	3100	0.003718	Vérifiée
5 ^{ème} étage	17.69	88.45	75.4	13.05	3100	0.004209	Vérifiée
4 ^{ème} étage	15.08	75.4	60.735	14.665	3100	0.004731	Vérifiée
3 ^{ème} étage	12.147	60.735	45.41	15.325	3100	0.004943	Vérifiée
2 ^{ème} étage	9.082	45.41	29.6	15.81	3100	0.005100	Vérifiée
1 ^{er} étage	5.92	29.6	15.22	14.38	3100	0.004639	Vérifiée
RDC	3.044	15.22	5.305	9.915	3100	0.003198	Vérifiée
Entre sol 3	1.061	5.305	2.975	2.33	3100	0.000752	Vérifiée
Entre sol 2	0.595	2.975	1.26	1.715	3100	0.000553	Vérifiée
Entre sol 1	0.252	1.26	0	1.26	4080	0.000309	Vérifiée

- Sens-Y-Y

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatif selon Y-Y

Niveau	δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	δ_{k-1} (mm)	Δ_k (mm)	H_k (mm)	Δ_k/h_k	observation
7 ^{me} étage	15.938	79.69	70.665	9.025	3100	0.002911	Vérifiée
6 ^{ème} étage	14.133	70.665	61.545	9.12	3100	0.002942	Vérifiée
5 ^{ème} étage	12.309	61.545	52.27	9.275	3100	0.002992	Vérifiée
4 ^{ème} étage	10.454	52.27	42.865	9.405	3100	0.003034	Vérifiée
3 ^{ème} étage	8.573	42.865	33.68	9.185	3100	0.002963	Vérifiée
2 ^{ème} étage	6.736	33.68	24.855	8.825	3100	0.002847	Vérifiée
1 ^{er} étage	4.971	24.855	16.875	7.98	3100	0.002574	Vérifiée
RDC	3.375	16.875	10.575	6.3	3100	0.002032	Vérifiée
Entre sol 3	2.115	10.575	5.875	4.7	3100	0.001516	Vérifiée
Entre sol 2	1.175	5.875	2.34	3.535	3100	0.001140	Vérifiée
Entre sol 1	0.468	2.34	0	2.34	4080	0.000573	Vérifiée

Chapitre IV : Etude sismique

IV.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut-être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que :}$$

RPA99/2003(Article 5.9)

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 ».

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.

- **Sens X-X**

Tableau IV.9. Vérification de l'effet P-Δ selon le sens X-X

Niveau	P_K (KN)	V_X (KN)	Δ_k (mm)	H_K (mm)	θ_k (mm)	Observation
7^{me} étage	3904.2314	561.1257	8.67	3100	0.019459	Vérifiée
6^{ème} étage	7013.0996	827.2204	11.525	3100	0.031518	Vérifiée
5^{ème} étage	10200.2029	1039.4497	13.05	3100	0.041131	Vérifiée
4^{ème} étage	13387.3261	1214.2376	14.665	3100	0.052157	Vérifiée
3^{ème} étage	16659.9868	1366.9017	15.325	3100	0.060252	Vérifiée
2^{ème} étage	19932.6476	1525.3422	15.81	3100	0.066645	Vérifiée
1^{er} étage	23302.4708	1653.8601	14.38	3100	0.065358	Vérifiée
RDC	26672.294	1773.8245	9.915	3100	0.048093	Vérifiée
Entre sol3	28532.4691	1717.5017	2.33	3100	0.012486	Vérifiée
Entre sol 2	31904.9221	1809.3497	1.715	3100	0.009755	Vérifiée
Entre sol 1	35890.7005	1889.2055	1.26	4080	0.005930	Vérifiée

Chapitre IV : Etude sismique

- Sens-Y-Y

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P-Δ selon le sens Y-Y

Niveau	P _k (KN)	V _y (KN)	Δ _k (mm)	H _k (mm)	θ _k (mm)	Observation
7 ^{me} étage	3904.2314	454.9673	9.025	3100	0.024983	Vérifiée
6 ^{ème} étage	7013.0996	683.7188	9.12	3100	0.030176	Vérifiée
5 ^{ème} étage	10200.2029	828.4565	9.275	3100	0.036837	Vérifiée
4 ^{ème} étage	13387.3261	948.3601	9.405	3100	0.042827	Vérifiée
3 ^{ème} étage	16659.9868	1059.4185	9.185	3100	0.046593	Vérifiée
2 ^{ème} étage	19932.6476	1171.0196	8.825	3100	0.048457	Vérifiée
1 ^{er} étage	23302.4708	1287.4667	7.98	3100	0.046591	Vérifiée
RDC	26672.294	1399.6283	6.3	3100	0.038728	Vérifiée
Entre sol 3	28532.4691	556.817	4.7	3100	0.077689	Vérifiée
Entre sol 2	31904.9221	717.1746	3.535	3100	0.050729	Vérifiée
Entre sol 1	35890.7005	837.5899	2.34	4080	0.024576	Vérifiée

IV. Conclusion

La disposition des voiles a été adoptée afin d'optimiser la performance de l'interaction entre les voiles et les portiques, tant en direction horizontale que verticale. Cette configuration a permis de satisfaire l'ensemble des exigences de l'analyse dynamique, incluant la vérification de la période propre, l'étude du comportement global de la structure, l'évaluation de l'interaction voiles-portiques, ainsi que le calcul de l'effort normal réduit, conformément aux prescriptions du RPA 99/2003. Il convient de souligner que la satisfaction de ces exigences n'est pas aisée pour tous les types de structures, en raison des contraintes architecturales pouvant limiter les possibilités de conception. Toutefois, dans le cadre de ce projet, toutes les prescriptions ont été rigoureusement respectées avec succès.



CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction

Les éléments principaux désignent les composants structurels qui participent directement à la résistance globale aux sollicitations sismiques ou à la répartition de ces efforts à travers l'ouvrage. Ils incluent notamment les portiques constitués de poteaux et de poutres, ainsi que les voiles.

V.2. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux chargés d'assurer la reprise et la transmission des efforts (efforts axiaux et moments fléchissant) vers la base de la structure. Leur armature est dimensionnée en tenant compte de la flexion composée, selon les combinaisons de sollicitations les plus critiques, introduites dans le logiciel ETABS2016 suivant dans l'ordre suivant

- | | |
|-------------------|-------------------------------|
| 1) $G + Q$ | 4) $0.8G - E$ |
| 2) $1.35G + 1.5Q$ | 5) $G + Q + E$ (RPA99) |
| 3) $0.8G + E$ | 6) $G + Q - E$ |

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations :

- 1.** ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
- 2.** ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)
- 3.** ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)

Les résultats obtenus par les sollicitations les plus défavorables sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.1 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	Section	N_{\max}, M_{corr}		N_{\min}, M_{corr}		N_{corr}, M_{\max}	
		N (KN.)	M (KN.M)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)
Entre sol 1	50×60	-2517.736	-20.269	182.051	45.766	-14.013	49.148
Entre sol 2	50×55	-2253.249	-20.196	65.195	21.710	-2031.495	53.798
Entre sol 3	50×50	-2009.396	-14.716	40.638	47.170	-81.037	51.787
RDC+1 ^{er} étage	45×50	-1792.582	13.398	96.656	28.869	-298.488	253.034
2+3 ^{ème} étage	40×45	-1376.052	11.403	14.282	7.315	-334.479	80.890
4+5 ^{ème} étage	35×40	-973.132	10.239	-3.785	3.494	-202.949	67.710
6+7 ^{ème} étage	30×35	-579.112	9.277	12.777	2.682	-93.3039	-49.146

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.2.1. Recommandations du RPA99 (Article 7.4.2.1)

a) - Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
 - Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% b_1 \times h_1$ en zone IIa
 - Leur pourcentage maximale sera de :
 - 4 % en zone courante
 - 6 % en zone de recouvrement
 - Le diamètre minimum est de 12 mm
 - La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ En zone IIa.

b) Les 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 de rupture fragile par effort tranchant ; il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

Où : ϕ 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 :

- $A_t^{\min} = 0,3\% \ (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$
 - $A_t^{\min} = 0,8\% \ (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_i$ 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.

V.2.2. Ferraillage des poteaux

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables

Exemple de calcul

Soit le poteau (entre sol 1)

$$N_{max} = -2517.7361 \text{ KN} ; M_{corr} = -20.269 \text{ KN/m}$$

$$N_{min} = 182.0514 \text{ KN} ; M_{corr} = 45.766 \text{ KN/m}$$

$$N_{corr} = -14.0131 \text{ KN} ; M_{max} = 49.1488 \text{ KN/m}$$

$$b = 50 \text{ cm} ; h = 60 \text{ cm} ; d = 0.57 \text{ cm} ; d' = 3 \text{ cm}$$

1) Calcul sous N_{max} et M_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{20.269}{2517.7361} = 0.00805 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m (N compression)} \rightarrow \text{SEC}$$

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 699.850 \text{ KN.m}$$

$$1)- N_u \left(d - d' \right) - M_{ua} = 1.405$$

$$2)- (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu} = 0.986$$

Donc $1 < 2 \rightarrow A=0$

$$\Psi = \frac{0.337 + \left(\frac{N_u(d-d') - M_{ua}}{bh \times h \times f_{bu}} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.688$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left(1 + \left(1.719 - 4.010 \frac{d'}{h} \sqrt{1 - \Psi} \right) \right) = 0.004 > \varepsilon_l = 0.002$$

$$f_s = 400 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$$A' = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{f's} \rightarrow A' = -37.26 \text{ cm}^2/\text{face}$$

2) Calcul sous N_{\min} et M_{corr}

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{45.7666}{182.0514} = 0.251 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m} \quad (\text{N traction}) \rightarrow \text{SET}$$

$$f_{st} = 400 \text{ MPa}$$

$$e_1 = \left(\frac{h}{2} - d' \right) + e_G = 0.521 \text{ m}$$

$$e_2 = (d - d') - e_1 = 0.019 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{st} \times (d - d')} = \frac{45.7666 \times 10^{-3} \times 0.019}{400(0.57 - 0.03)} \rightarrow A_1 = 0.040 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$A_2 = \frac{N \times e_1}{f_{st} \times (d - d')} = \frac{45.7666 \times 10^{-3} \times 0.521}{400(0.57 - 0.03)} \rightarrow A_2 = 1.103 \text{ cm}^2/\text{face}$$

3) Calcul sous N_{corr} et M_{\max}

$$e_G = \frac{M}{N} = 3.51 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.3$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 52.932 \text{ KN.m}$$

$$(A) \rightarrow N(d - d') - M_{ua} = -0.045$$

$$(B) \rightarrow (0.337h - 0.81d')b \times h \times f_{bu} = 0.091$$

$$(A) < (B)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.018 ; \mu_l = 0.379$$

$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$ (les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire)

$\mu_{bu} < 0.186$ pivot A

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.022 ; z = 0.564 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = \frac{52.932 \times 10^{-3}}{0.564 \times 400} \rightarrow A_1 = 2.346 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} \rightarrow A = -0.029 \text{ cm}^2/\text{face}$$

$$A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.8\%(b \times h) = 0.8\%(50 \times 60) \rightarrow A_{\min}^{\text{RPA}} = 24 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}^{\text{BAEL}} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{50 \times 60 \times 2.1}{400} \rightarrow A_{\min}^{\text{BAEL}} = 15 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.2. Ferraillage des poteaux

Niveau	Section	$A_{min}^{RPA}(cm^2)$	$A_{min}^{BAEL}(cm^2)$	$A_{calcul}(cm^2)$	$A_{Adop}(cm^2)$
Entre sol 1	50×60	24	15	14.86	14HA16=28.15
Entre sol 2	50×55	22	14.44	6.45	4HA16+10HA14=23.43
Entre sol 3	50×50	20	13.12	10.56	4HA16+8HA14=20.36
RDC+1^{er} étage	45×50	18	11.81	9.54	4HA16+8HA14=20.36
2+3^{ème} étage	40×45	14.4	9.45	3.9	4HA14+8HA12=15.21
4+5^{ème} étage	35×40	11.2	7.35	8.7	4HA14+8HA12=15.21
6+7^{ème} étage	30×35	8.4	5.51	8.1	8HA12=9.05

➤ Armatures transversales

Exemple de calcul : on prend pour exemple de calcul le poteau (entre sol)

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 4.08 = 2.856m$$

$$\lambda g = \frac{l_f}{b} \text{ ou } \frac{l_f}{a} = \frac{2.856}{0.6} \rightarrow \lambda g = 4.76 < 5 \rightarrow p 3.75$$

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho \times vu}{hi \times fe}$$

$S_t = \min(10 \varnothing_{min}; 15 \text{ cm})$ zone nodale

$S_t \leq 15 \varnothing_{min} \rightarrow$ zone courante

zone nodale : $\varnothing_{min} = 1.6 \text{ cm}$

$S_t \leq \min(10 \times 1.6; 15) \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq 15 \varnothing_{min} = 15 \times 1.6 = 24 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t = \frac{\rho \times Vu \times t}{hi \times fe} = \frac{3.75 \times 49.7816 \times 10^{-3} \times 0.15}{0.6 \times 400} \rightarrow A_t = 1.66 \text{ cm}^2$$

❖ Longueur de recouvrement

Le diamètre minimal des barres est de 12 mm

$L_v = 40 \varnothing_{max}$ en zone I et II

$L_v = 50 \varnothing_{max}$ en zone III

$\rightarrow \varnothing_{max} = 1.6 \text{ cm} ; L_v = 60 \text{ cm}$

❖ Quantité d'armature minimale

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit :

- $A_t^{\min} = 0,3\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \geq 5$

- $A_t^{\min} = 0,8\% (t \cdot b_1)$ si $\lambda_g \leq 3$

$$\lambda g = 4.76 \rightarrow 0.3 + \frac{0.8 - 0.3}{3 - 5} (4.76 - 5) = 0.36\%$$

$$A_{min}^t = 0.36\% b \times t = \frac{0.36}{100} \times 50 \times 10 \rightarrow A_{min}^{ZN} = 1.8 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_{min}^{ZC} = 2.7 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.3. Armatures transversales des poteaux

❖ Vérification nécessaires

❖ Vérification au flambement

$$N^{\max} \leq N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right); \quad \gamma_b = 1.5; \quad \gamma_s = 1.15$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul

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

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} ; \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.4. Justification de flambement

Niveau	Section	L _f (m)	I (m ⁴)	i (m)	λ	B _r (cm ²)	A _s (cm ²)	α	N _u (KN)	N _u ^{max} (KN)
Entre sol 1	50×60	2.856	0.009	0.173	16.51	0.2784	28.15	0.807	4950.69	2517.74
Entre sol 2	50×55	2.17	0.0069	0.158	13.74	0.2544	23.43	0.819	4525.85	2253.25
Entre sol 3	50×50	2.17	0.0052	0.145	14.96	0.2304	20.36	0.814	4049.52	2009.39
RDC+1 ^{er étage}	45×50	2.17	0.0047	0.144	15.07	0.2064	20.36	0.813	3683.21	1792.58
2+3 ^{ème étage}	40×45	2.17	0.003	0.129	16.82	0.1634	15.21	0.805	2861.75	1376.05
4+5 ^{ème étage}	35×40	2.17	0.0019	0.116	18.71	0.1254	15.21	0.796	2269.61	973.13
6+7 ^{ème étage}	30×35	2.17	0.0011	0.102	21.27	0.0924	9.05	0.781	1582.22	579.11

Du tableau a dessus on constate que N_u^{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il y'a pas risque de flambement

■ 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 :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ; d = 0.9 \times h \quad \text{On a :}$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.5.Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3	RDC+ 1 ^{er} étage	2+3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} étage	6+7 ^{ème} étage
Section (cm²)	50×60	50×55	50×50	45×50	40×45	35×40	30×35
d (cm)	54	49.5	45	45	40.5	36	31.5
A (cm²)	28.15	23.43	20.36	20.36	15.21	15.21	9.05
V (cm)	32.96	29.99	27.18	27.39	24.52	22.24	19.10
V' (cm)	27.08	25.01	22.82	22.13	20.48	17.76	15.9
I_{gg} (m⁴)	0.0104	0.0084	0.0063	0.0056	0.0037	0.0024	0.0013
N^{ser}(KN)	1829.65	1638.75	1463.13	1305.37	1002.53	709.76	423.60
M^{ser}(KN.m)	19.66	14.54	10.61	9.67	8.22	7.37	6.69
σ_{bc} (MPA)	6.71	6.59	6.41	6.37	6.23	5.87	5 .23
σ̄_{bc} (MPA)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	Vérifiée

Vérification des contraintes de cisaillement

D'après le RPA99/2003 (art 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.6. Vérification des contraintes de cisaillement

Niveau	Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3	RDC+ 1 ^{er} étage	2+3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} étage	6+7 ^{ème} étage
Section (cm²)	50×60	50×55	50×50	45×50	40×45	35×40	30×35
L_f (m)	2.856	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17	2.17
λg	4.76	3.94	4.34	4.34	4.82	5.42	6.2
ρd	0.04	0.04	0.04	0.04	0.04	0.075	0.075
d (cm)	54	49.5	45	45	40.5	36	31.5
V_u (KN)	49.78	70.86	36.51	180.80	106.47	77.12	63.21
τ_{bu} (MPA)	0.18	0.286	0.162	0.89	0.66	0.612	0.669
$\bar{\tau}_{bu}$ (MPA)	1	1	1	1	1	1.875	1.875
Obs	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

V.2.3. Schéma de ferraillage des poteaux

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.7. Schéma de ferraillage des poteaux

Entre sol 1	Entre sol 2
<p>Entre sol 1</p> <p>4HA16</p> <p>60 cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>50cm</p>	<p>Entre sol 2</p> <p>2HA16</p> <p>55cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>50cm</p> <p>3HA14</p>
Entre sol 3	RDC+1 ^{er} étage
<p>Entre sol 3</p> <p>2HA16</p> <p>50cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>50cm</p> <p>2HA14</p>	<p>RDC+1^{er} étage</p> <p>2HA16</p> <p>50cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>45cm</p> <p>2HA14</p>
2+3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} étage
<p>2+3^{ème} étage</p> <p>2HA14</p> <p>45cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>40cm</p> <p>4HA12</p>	<p>4+5^{ème} étage</p> <p>2HA14</p> <p>40cm</p> <p>3 cadre Ø 10</p> <p>35cm</p> <p>2HA12</p>
6+7 ^{ème} étage	
<p>6+7^{ème} étage</p> <p>3HA12</p> <p>35cm</p> <p>2 cadre Ø 10</p> <p>30cm</p>	

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferraillage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL99.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ITABS Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- ✓ 1.35G + 1.5 Q
- ✓ G + Q
- ✓ G + Q + E
- ✓ G + Q - E
- ✓ 0.8G + E
- ✓ 0.8G - E

RPA99 (Article)

V.2.1. Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire , $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 3\% \times S_t \times h$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$$-S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right). : \text{dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.}$$

$$-S_t \leq \frac{h}{2} : \text{en dehors de la zone nodale.}$$

- La valeur du diamètre ϕ_l est le plus petit diamètre utilisé.

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appuis ou de l'encastrement.

V.2.2. Ferraillage des poutres

En présent les sollicitations des poutres dans le tableau suivant :

Tableau.V.8. Les sollicitations des poutres

	Poutre principale	Poutre secondaire	Poutre porteuse	Poutre chainage
M_{tu}	98.369	43.653	38.914	16.26
M_{au}	-86.650	-78.618	-63.041	-25.01
M_{ts}	72.302	31.713	28.268	11.72
M_{as}	-63.541	-41.711	-51.747	-18.08
V_{max}	-136.203	76.478	-72.998	46.81

Les armatures longitudinales

- Exemple de calcul

Prenons comme exemple de calcul de ferraillage la poutre principale (30×40) ; avec les sollicitations suivantes : M_t = 98.369 KN.m ; M_a = -86.65 KN

Armatures en travée

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{98.369 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 14.2} = 0.168 ; \mu_l = 0.392$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.231$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.322$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{98.369 \times 10^{-3}}{0.335 \times 348} \rightarrow A = 7.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% (b \times h) = 0.5\% (30 \times 40) \rightarrow A_{min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

Armatures en appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{86.65 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.37^2 \times 18.48} = 0.114 ; \mu_l = 0.379$$

$$\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 0.152$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.347$$

$$A = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{86.65 \times 10^{-3}}{0.347 \times 400} \rightarrow A = 6.24 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.3 \times 0.37 \times \frac{2.1}{400} \rightarrow A_{min}^{BAEL} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) \rightarrow A_{min}^{RPA} = 6 \text{ cm}^2$$

Tableau V.9. Ferraillage des poutres

Type Des poutres	Section (cm)	localisation	M (KN.m)	Acalcul (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adapt} (cm ²)
Principale	30×40	Travée	98.369	7.64	6	6HA14 = 9.24
		Appuis	86.650	6.22	6	6HA12 = 6.79
Secondaire	30×35	Travée	43.653	4.14	5.25	3HA14 = 4.62
		Appuis	-78.618	6.64	5.25	6HA12 = 6.79
P. porteuse	30×40	Travée	38.914	3.13	6	3HA14 = 4.62
		Appuis	-63.914	4.91	6	3HA14 = 4.62
P. chainage	25×30	Travée	16.26	1.79	3.75	3HA12=4.62
		Appuis	-25.01	2.81	3.75	3HA12=4.62

a) Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \quad BAEL91$$

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

Donc on prend $\phi_t = 10mm \Rightarrow A_t = 4HA10 = 3.14cm^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de HA10 pour tous les poutres

Selon le RPA99/version 2003(art 7.5.2.2) :

- Zone nodale : $S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{min}; 30\text{cm}\right),$

$$S_t \leq \text{Min}(10\text{cm}; 14.4\text{cm}, 30\text{cm}) \text{ Soit : } S_t = 10 \text{ cm}$$

- Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20 \Rightarrow S_t \leq 20\text{cm} ; \text{ Soit : } S_t = 15\text{cm}$$

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t = 3.14\text{cm}^2 > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

V.2.3. Vérifications des poutres

➤ A ELU

1) Condition de non fragilité

$$A > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Contrainte tangentielle maximale

a) Vérification de l'effort tranchant : $\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu}$

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min (0.2 \times \frac{f_{c28}}{y_b}; 5 \text{ MPa}) \rightarrow \bar{\tau}_{bu} = 3.33$$

Tableaux V.10. Vérification de l'effort tranchant

	V _u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Poutres principales	136.203	1.23	3.33	Vérifiée
Poutres secondaires	76.478	0.796	3.33	Vérifiée
Poutres porteuse	72.998	0.66	3.33	Vérifiée
Poutres de chaînage	46.81	0.69	3.33	Vérifiée

Donc pas de risque cisaillement et cela pour tout type des poutres

b) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- pour les appuis de rive : $A_l \geq A_l^{\text{riv}} = V_u \times \frac{y_s}{f_e}$
- Pour les appuis intermédiaires : $A_l \geq A_l^{\text{int}} = (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d}) \times \frac{y_s}{f_e}$

Tableaux V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{riv} (cm ⁴)	A _l ^{int} (cm ⁴)	A _l	observation
Poutres principales	136.203	86.650	3.40	-3.1	9.24	Vérifiée
Poutres secondaires	76.478	78.618	1.91	-4.91	6.79	Vérifiée
Poutres porteuse	72.998	63.914	1.82	-2.97	4.62	Vérifiée
Poutres de chaînage	46.81	25.01	1.17	-0.26	4.62	Vérifiée

➤ A l'EIS

a) état limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

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

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau V.12. Vérification de l'Etat limite de compression

Type Des poutres	localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	observation
Principale 30x40	Travée	72.302	14.43	160000	6.52	15	Vérifiée
	Appuis	63.541	12.81	160000	5.09	15	Vérifiée
Secondaire 30x35	Travée	31.713	10.06	107187.5	2.97	15	Vérifiée
	Appuis	41.711	11.73	107187.5	4.56	15	Vérifiée
P. porteuse 30x40	Travée	28.268	10.96	160000	1.93	15	Vérifiée
	Appuis	51.747	10.96	160000	3.54	15	Vérifiée
P. chaînage 25x30	Travée	11.72	9.77	56250	2.03	15	Vérifiée
	Appuis	-18.08	9.77	56250	3.14	15	Vérifiée

b) État limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D'après le **BAEL91** et le **CBA93** la vérification à la flèche est inutile si :

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

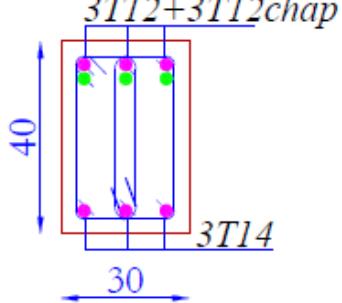
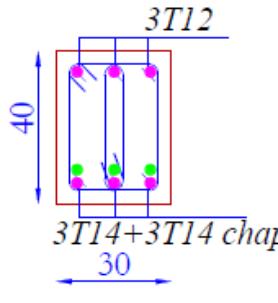
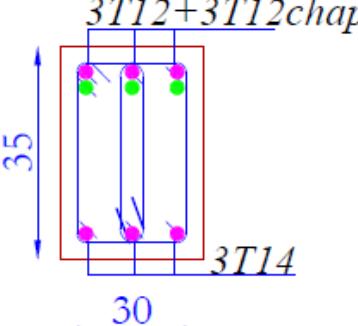
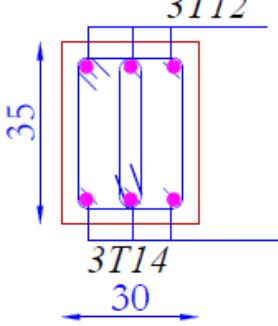
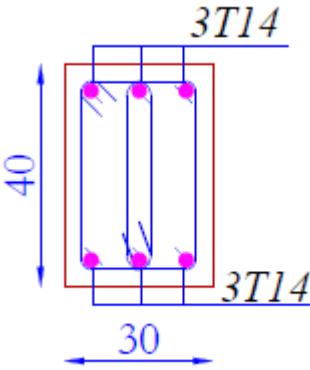
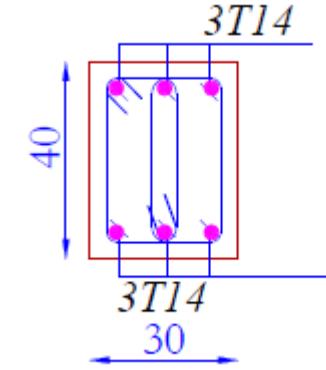
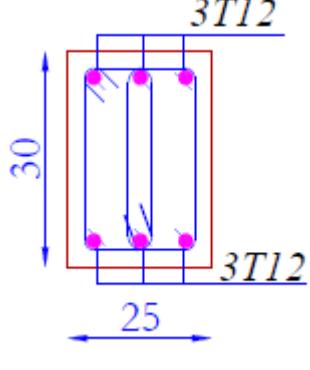
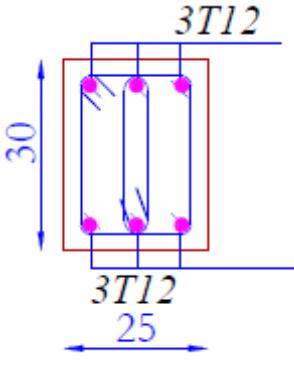
Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

	H _t (cm)	b(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	H _t /L	M _t /10M ₀	A _s /b ₀ .d	4.2/f _e	Cndt 1	Cndt 2	Cndt 3
P.P	40	30	4.75	9.24	0.08	0.033	0.008	0.01	Vérifie	Vérifie	Vérifie
P.S	35	30	4.75	6.79	0.07	0.033	0.006	0.01	Vérifie	Vérifie	Vérifie
P. port	40	30	4.75	4.62	0.08	0.033	0.004	0.01	Vérifie	Vérifie	Vérifie
P. chaînage	30	25	2.85	4.62	0.09	0.33	0.006	0.01	Vérifie	Vérifie	Vérifie

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées

V.2.3. Schéma de ferraillage des poutres

Tableau V.14. Schéma de ferraillage des poutres

	En appuis	En travée
Poutre principale	 <p>$3T12+3T12\text{chap}$ 40 30 $3T14$</p>	 <p>$3T12$ 40 $3T14+3T14\text{chap}$ 30</p>
Poutre secondaire	 <p>$3T12+3T12\text{chap}$ 35 30 $3T14$</p>	 <p>$3T12$ 35 $3T14$ 30</p>
Poutre porteuse	 <p>$3T14$ 40 30 $3T14$</p>	 <p>$3T14$ 40 $3T14$ 30</p>
Poutre chainage	 <p>$3T12$ 30 25 $3T12$</p>	 <p>$3T12$ 30 25 $3T12$</p>

III.3. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du **RPA 99/03** (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistant ultimes des extrémités des poteaux aboutissant au nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

✓ **Détermination du moment résistant dans les poteaux :**

Le moment résistant M_r d'une section de béton dépend :

- 1) des dimensions de la section du béton.
- 2) de la quantité d'acier dans la section du béton.
- 3) de la contrainte limite élastique des aciers.

Telle que : $M_r = Z \times A_s \times \sigma_s \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

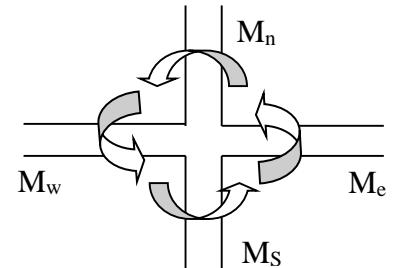


Schéma de la Zone nodale

Avec :

$$M_n = A_n \times Z \times \sigma_s ; M_s = A_s \times Z \times \sigma_s ; M_g = A_g \times Z \times \sigma_s ; M_d = A_d \times Z \times \sigma_s$$

$$Z = \frac{M}{A_s \cdot \sigma_s} \quad \text{pour raison de simplicité on prend } Z = 0.9h$$

h : hauteur de la section

Tableau V.15. Les moments résistants dans les poteaux

	Entre sol 1	Entre sol 2	Entre sol 3	RDC+ 1 ^{er} étage	2+3 ^{ème} étage	4+5 ^{ème} étage	6+7 ^{ème} étage
Section	50×60	50×55	50×50	45×50	40×45	35×40	30×35
Z (cm)	54	49.5	45	45	40.5	36	31.5
A_s (cm²)	10.05	8.64	7.1	7.1	5.34	5.34	3.39
M_r(KN.m)	217.08	171.07	127.8	127.8	86.51	76.89	42.71

✓ **Détermination des moments résistant dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière dans les poteaux

Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres

Type Des poutres	Localisatio n	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Principale 30×40	Travée	36	9.24	133.056
	Appuis	36	6.79	97.776
Secondaire 30×35	Travée	31.5	4.62	54.432
	Appuis	31.5	6.79	85.554

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Tableau V.17. Vérification des zones nodales

Niveau	plan	$M_n=M_s$ (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	$M_w=M_e$ (KN.m)	$1.25 \times (M_w + M_e)$ (KN.m)
Entre sol 1	p. principale	217.08	434.16	133.056	332.64
	p. secondaire	217.08	434.16	85.554	213.892
Entre sol 2	p. principale	171.07	342.14	133.056	332.64
	p. secondaire	171.07	342.14	85.554	213.892
Entre sol 3	p. principale	127.8	255.6	133.056	332.64
	p. secondaire	127.8	255.6	85.554	213.892
RDC+1^{er} étage	p. principale	127.8	255.6	133.056	332.64
	p. secondaire	127.8	255.6	85.554	213.892
2+3^{ème} Etage	p. principale	86.51	173.02	133.056	332.64
	p. secondaire	86.51	173.02	85.554	213.892
4+5^{ème} Etage	p. principale	76.89	153.78	133.056	332.64
	p. secondaire	76.89	153.78	85.554	213.892
6+7^{ème} Etage	p. principale	42.71	85.42	133.056	332.64
	p. secondaire	42.71	85.42	85.554	213.892

V.5. Etude des voiles

Définition :

Les voiles sont des éléments verticaux minces assurant la stabilité des structures face aux efforts horizontaux dans leur plan. Leur faible rigidité perpendiculaire nécessite un appui par des portiques. Selon leur forme, ils peuvent être simples ou composés. Soumis à la flexion composée, ils doivent être armés verticalement et horizontalement.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- | | |
|--------------------|-------------------|
| 1). $1.35G + 1.5Q$ | 3). $G + Q \pm E$ |
| 2). $G + Q$ | 4). $0.8G \pm E$ |

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Les armatures sont déterminées suivantes les couples de sollicitation :

- 1) $N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- 2) $N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$
- 3) $N_{\text{corr}} \rightarrow M_{\max}$

V.5.1. Recommandation du RPA99/V2003

1. Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera répartie comme suit :

- Les barres verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles.
- Dans la zone extrême les barres verticales doivent être ligaturées par des cadres horizontaux
- L'espacement des cadres horizontales ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- En zone tendue l'espacement maximal est de 15cm et un pourcentage de 0.2% de la section de béton $A_{\min} = 0.2\% *lt *e$ Avec lt : longueur de la zone tendue.

2. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements.

Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{\min} = 0.15\% b \times h \dots \text{dans la section globale de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% b \times h \dots \text{dans la zone courante.}$$

$$-\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e \text{ (Exception faite pour les zones d'about).}$$

- L'espacement : $S_t = \min(1.5 \times e; 30\text{cm})$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingle par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge

V.5.3. Disposition des voiles

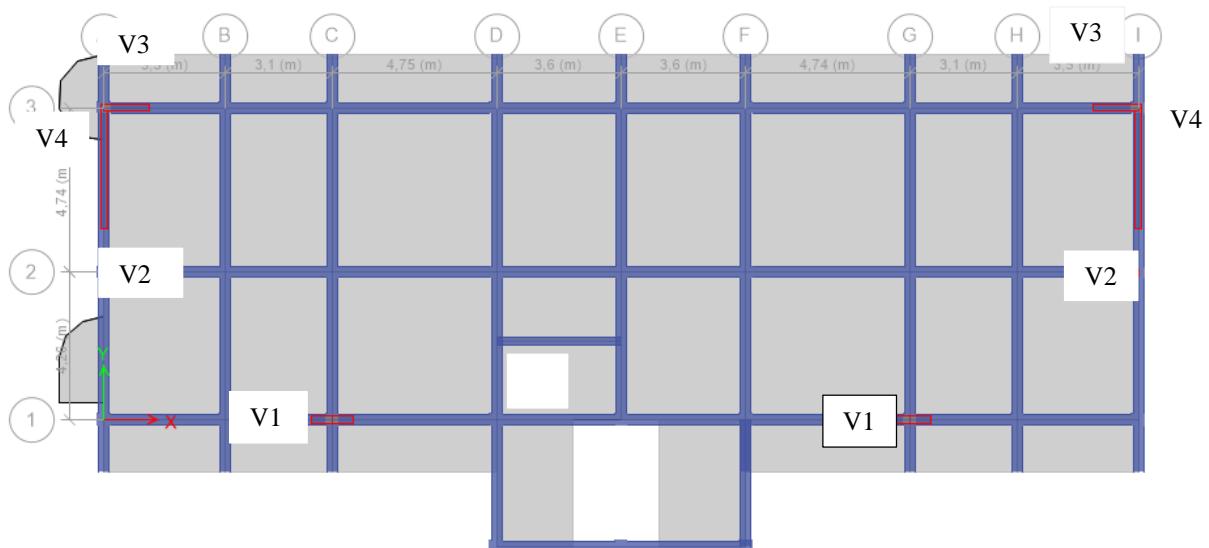


Figure V.1. Disposition des voiles

1. Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) comme indiquée sur la figure (V-3-4).

Selon la sollicitation la plus défavorable des sollicitations

Suivantes :

- $N_{\max} \rightarrow M$ correspondant.
- $N_{\min} \rightarrow M$ correspondant.
- N correspondant $\rightarrow M_{\max}$

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 :

$$\frac{A_t}{b \times S_t} \geq \frac{\tau - 0.3 \times f_y \times k}{0.9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

Elle doit aussi respecter les conditions du **RPA 99**.

A_v^{\min} /voile : Section d'armatures minimales dans le voile complet.

$$A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$A_v^{\text{calculé}}/\text{face}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile.

$A_v^{\text{adopté}}/\text{face}$: Section d'armatures adoptée pour une seule face du voile.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: Nombre de barres adoptées par face.

S_t : Espacement.

$A_h^{\text{min}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales dans le voile complet. $A_h^{\text{min}} = 0.15 \times b \times h$.

$A_h^{\text{calculé}}/\text{face}$: section d'armatures horizontales calculées. ($A_{\text{adopté}}/4$).

$A_h^{\text{adopté}}/\text{face}$: section d'armatures adoptées par un mètre linéaire.

$N^{\text{bre}}/\text{face}$: nombre des barres adoptées par un mètre linéaire.

V.5.4. Sollicitation dans les voiles

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ETABS, les résultats des sollicitations maximales de calcul dans le voile et le voile sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau V.18. Sollicitations maximales dans les voiles

		N_{\max}	M_{corr}	N_{\min}	M_{corr}	N_{corr}	M_{\max}	V_{\max}
Voile 1	6 premiers niveaux	-1030.119	3.451	-236.229	18.225	-763.519	244.123	-89.0896
	5 derniers niveaux	-704.675	-21.586	-73.116	-15.429	-465.017	-82.667	-53.6764
Voile 2	6 premiers niveaux	-692.035	-3.743	73.457	6.712	-123.182	98.832	67.551
	5 derniers niveaux	-380.222	-37.569	45.376	11.45	-70.729	-58.371	-60.276
Voile 3	6 premiers niveaux	-1186.553	-23.186	195.835	26.325	-141.461	198.016	103.643
	5 derniers niveaux	-581.479	-51.111	39.504	10.114	-121.898	89.096	89.096
Voile 4	6 premiers niveaux	-2162.361	-857.71	195.835	26.325	-1000.45	1296.21	348.6438
	5 derniers niveaux	-1061.019	212.634	39.504	10.114	-609.266	684.179	262.7085

V.5.5. Calcul de ferraillage

Exemple de calcul :

$$L = 1.2 \text{ m}, d = 1.15 \text{ m}, e = 0.2 \text{ m}.$$

$$N_{\min} = -236.229 \text{ KN} ; M_{\text{cor}} = 18.2258 \text{ KN.m}.$$

$$\sigma^+ = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \times \frac{L}{2} = 1.36 > 0$$

$$\sigma^- = \frac{N}{S} - \frac{M}{I} \times \frac{L}{2} = 0.604 > 0$$

$$M_{ua} = M_{uG} + Nu \left(d - \frac{h}{2} \right) = 148.151 \text{ KN.m}$$

$$1)- \quad Nu (d - d') - M_{ua} = 0.111$$

$$2)- \quad (0.5 \times h - d') \times b \times h \times f_{bu} = 12.196$$

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Donc $1 < 2$

$$\Psi = \frac{0.337 + \left(\frac{Nu(d-d') - Mua}{bh \times h \times fbu} \right)}{0.857 - \frac{d'}{h}} = 0.443$$

$$\varepsilon_s = \frac{2}{1000} \left(1 + (1.719 - 4.010 \frac{d'}{h} \sqrt{1 - \Psi}) \right) = 4.31 \times 10^{-3} > \varepsilon_l = 0.002$$

$$f'_s = 400 \text{ MPa}$$

$$A' = \frac{Nu - \Psi \times b \times h \times fbu}{f'_s} \rightarrow A' = -239.69 \text{ cm}^2$$

→ Donc on ferraillage avec A_{\min}

Sections d'armature minimales exigées par le RPA

$$A_{\min}^{\text{voile}} = 0.15\% \times e \times L = 0.15\% \times 0.2 \times 1.2 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Espacement des barres

$$S_t \leq (1.5e ; 30\text{cm}) \rightarrow S_t \leq (30 ; 30\text{cm}) \rightarrow \text{soit } S_t = 20\text{cm}$$

Armatures horizontales

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivant : $\frac{Ah}{b_0 \times t} \geq \frac{ys \times r}{0.9 \times f_e}$

$$\tau = \frac{1.4V}{b \times d} = 0.108 \text{ MPa} < \tau_{\text{adm}} = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{pas risque de rupture par cisaillement}$$

$$\text{D'où : } A_h \geq \frac{ys \times \tau \times b \times t}{0.9 \times f_e} \rightarrow A_h = 0.6 \text{ cm}^2$$

Tableau V.19. Ferraillage des voiles V1 et V2 à tous les niveaux

	V1		V2	
	Les 6 premiers niveaux	Les 5 derniers niveaux	Les 6 premiers niveaux	Les 5 derniers niveaux
Section (m)	0.2×1.2	0.2×1.2	0.2×1	0.2×1
N (KN)	-236.229	-73.117	73.457	45.376
M (KN.m)	18.226	15.429	6.712	11.45
Combinaison	ELA	ELA	ELA	ELA
V (KN)	89.089	53.676	67.551	60.276
Type de section	SEC	SPC	SEC	SPC
σ^{\max} (MPa)	1.361	0.626	3.572	0.117
σ^{\min} (MPa)	0.604	-0.016	3.348	-0.570
A (cm^2)	0	-1.82	0	-0.29
A' (cm^2)	-239.69	0	-203.29	0

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

$A_{min} (\text{cm}^2)$	3.6	3.6	3	3
$A_v^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
$L_t (\text{m})$	0.384	0.03	0.519	0.83
$L_c (\text{m})$	0.432	1.14	0	0
S_t	20	20	20	20
$\tau (\text{MPa})$	0.529	0.313	0.473	0.422
$\tau_{\text{adm}} (\text{MPa})$	5	5	5	5
$A_h^{\text{calcul}} (\text{cm}^2)$	0.588	0.348	0.525	0.469
$A_h^{\text{min}} (\text{cm}^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (\text{cm})$	20	20	20	20

Tableau V.20. Ferraillage des voiles V3 et V4 à tous les niveaux

	V3		V4	
	Les 6 premiers niveaux	Les 5 derniers niveaux	Les 6 premiers niveaux	Les 5 derniers niveaux
Section (m)	0.2×1.3	0.2×1.3	0.2×3.5	0.2×3.5
N (KN)	195.835	39.504	348.644	262.708
M (KN.m)	26.325	10.114	26.325	10.114
Combinaison	ELA	ELA	ELA	ELA
V (KN)	103.643	89.096	348.644	262.708
Type de section	SEC	SPC	SEC	SEC
$\sigma^{\text{max}} (\text{MPa})$	1.221	0.331	0.344	0.081
$\sigma^{\text{min}} (\text{MPa})$	0.285	-0.0276	0.215	0.031
$A (\text{cm}^2)$	0	-0.987	0	0
$A'(\text{cm}^2)$	-258.76	0	-267.91	-215.2
$A_{min} (\text{cm}^2)$	3.9	3.9	10.5	10.5
$A_v^{\text{adoptée}} (\text{cm}^2)$	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
$L_t (\text{m})$	0.247	0.1	1.346	0.969
$L_c (\text{m})$	0.806	1.1	0.808	1.562
S_t	20	20	20	20
$\tau (\text{MPa})$	0.558	0.479	0.697	0.525

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

τ_{adm} (MPa)	5	5	5	5
A_h^{calcul} (cm^2)	0.62	0.532	0.774	0.583
A_h^{min} (cm^2)	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h^{adoptée}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

V.5.6. Schéma de ferraillage

V1 : L = 1.2m

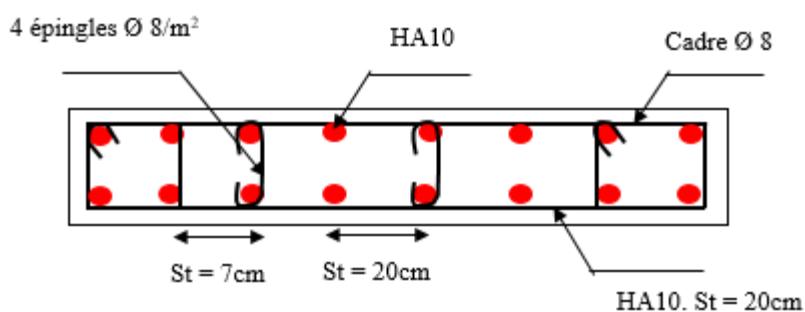


Figure V.2. Schéma de ferraillage de voile



CHAPITRE VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. INTRODUCTION

L'infrastructure regroupe l'ensemble des éléments destinés à transférer les charges permanentes et temporaires de la superstructure vers le sol. Ce transfert peut s'effectuer de manière directe, par des fondations superficielles telles que des semelles ou des radiers, ou de façon indirecte à travers des fondations profondes, comme les pieux. Partie fondamentale de toute construction, une infrastructure bien conçue et correctement exécutée constitue une base stable, permettant une répartition uniforme des charges et limitant les risques de tassements différentiels.

VI.2. Les vérifications des semelles isolées

$$\text{La vérification a faire : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par la surface d'appui de la semelle

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol

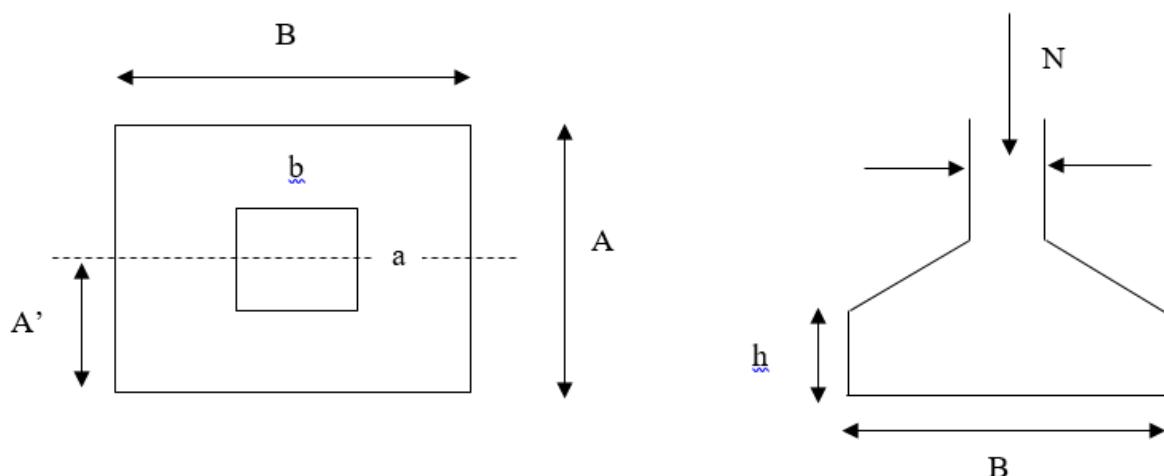


Figure VI.1. Semelle isolée de fondation isolée

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre :

$$N = 1867.41 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

$$A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} \times B \quad \text{On remplace la valeur de } A \text{ dans (1) et on trouve la valeur de } B$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.6}{0.5} \times \frac{1867.47 \times 10^{-3}}{0.2}}$$

$B \geq 3.34 \text{ m} \rightarrow \text{on prend } B = 3.35 \text{ m}$

On remarque qu'il ya chevauchement entre la semelle en tannant compte des entre axes de poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

VI.3. Vérification de semelles filantes

Pour cette vérification on doit déterminer la semelle filante la plus sollicitée en utilisant logiciel ETABS 2016 pour tires les efforts normaux situés sous les fils des portiques

Tableau VI.1. La sommes des efforts normaux situés sous les fils des portiques

Les filles	A	B	C	D	E	F	G	H	I
La somme	959.65	2639.49	3617.76	4155.58	3765.81	4017.00	3599.94	2634.77	1021.63

D'après les résultats de tableau précédent on constate que la fille (D) est la plus sollicitée. De longueur L et largeur B située sous un portique pour 3 poteaux N_1, N_2, N_3 avec un débord de 0.5m de chaque coté, la surface totale des semelles se calcul par la formule suivant :

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow B \geq \frac{Ns}{\sigma_{sol} \times L}$$

$$B \geq \frac{4155.58}{200 \times 10} \rightarrow B \geq 2.07 \text{ m}$$

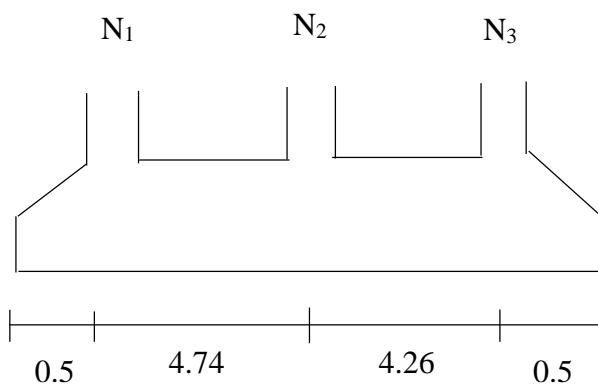


Figure VI.2. Les différentes files des semelles filantes

Vue que l'entraxe minimal de deux portiques parallèles est de 1.9 m, on remarque qu'il n'y a pas un chevauchement entre deux semelles, ce qui revient à dire que ce type de fondation adéquate pour notre cas

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.3.1. Etude des semelles filantes sous poteaux

1) Dimensionnement (coffrage)

$$S = \frac{\frac{1.15 \times \sum Ni}{\sigma_{sol}}}{200} = \frac{1.15 \times 4155.58}{200} 23.90 \text{ m}^2$$

$$S = L \times B \rightarrow B = \frac{S}{L} = \frac{23.90}{10}$$

$$B = 2.39 \text{ m} \rightarrow \text{Soit } B = 2.40 \text{ m}$$

2) Calcul la hauteur totale de la semelle h_t

La hauteur totale de semelle (h_t) est déterminée par l'équation suivant :

$$h_t = d + c$$

Avec : c : enrobage des armatures ; $e = 5 \text{ cm}$

d : hauteur utilisée doit vérifier la condition suivant

$$d \geq \max\left(\frac{B-a}{4}; \frac{B-b}{4}\right) \rightarrow d \geq \max\left(\frac{240-50}{4}; \frac{240-60}{4}\right) \rightarrow d \geq (45 \text{ cm}; 47.5 \text{ cm})$$

$$d = 50 \text{ cm}$$

$$d = 0.5 \rightarrow h_t = 0.5 + 0.05$$

$$h_t = 0.55 \text{ m}$$

Vérification

Poids propre de la semelle

$$G = \gamma_b \times B \times L \times h = 25 \times 2.40 \times 10 \times 0.55$$

$$G = 330 \text{ KN}$$

$$N_t = N^f + G = 4155.58 + 330$$

$$N_t = 4485.58 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{4485.58 \times 10^{-2}}{2.40 \times 10} \rightarrow \sigma = 1.87 \text{ bar} < \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$$

Donc la dimension de B est satisfaisante

Vérification de poinçonnement

Il faut vérifier que : $N_d < 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

N_d : l'effort normal de calcul

U_c : le périmètre de contour au niveau de filles moyen

$$a = 0.6 \text{ m}$$

$$b = 0.5 \text{ m}$$

$$U_c = 2(A+B) \quad \text{avec} \quad \begin{cases} A = a + h_t = 1.15 \text{ m} \\ B = b + h_t = 1.05 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Donc } U_c = 2(A+B) \rightarrow U_c = 4.40 \text{ m}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$N_d = 1.83070 \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.55 \times \frac{25}{1.15} = 2.37$$

Vérification de la stabilité au renversement (ELS)

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003 On doit vérifier que :

$$\frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \quad \text{avec } M = 82.88 \text{ KN.m} ; N = 4317.74 \text{ KN}$$

Sens-y-y

$$e = \frac{82.88}{4317.74} = 0.019 \text{ m} < \frac{2.4}{4} = 0.60 \text{ m}$$

Pas de risque au renversement

Vérification de la contrainte dans le sol

Cette vérification de la contrainte de sol consiste à satisfaire la condition suivant dans le sens transversal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}}$$

avec : $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$

$$\sigma = \frac{N}{S} + \frac{M \times YG}{Ix}$$

$$I_x = \frac{2.4 \times 10^3}{12} = 200 \text{ m}^4$$

$$I_y = \frac{10 \times 2.4^3}{12} = 11.52 \text{ m}^4$$

$$Y_G = \frac{10}{2} \rightarrow Y_G = 5 \text{ m}$$

Remarque : l'effort normal N et le moment M doivent être à l'ELS car la contrainte admissible du sol est obtenue à l'ELS, ou bien on peut prendre N à l'état accidentel mais en majorant la contrainte admissible du sol par le coefficient 3/2

Sens-y-y

$$N = 4317.74 \text{ KN} ; M = 82.88 \text{ KN} ; I_y = 11.52 \text{ m}^4 ; Y_G = 5 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\text{max}} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G \Rightarrow \sigma_{\text{min}} = 0.143 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.197 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = \frac{3}{2} \times 0.2 = 0.3 \text{ MPa} \dots \text{C'est vérifiée.}$$

Donc la contrainte est vérifiée selon sens y-y

VI.3.2. Le ferrailage de la semelle filante

$$B=2.4, b=0.5 \text{ m}, d=0.5 \text{ m}, N_u= 2519.227 \text{ KN}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- **Acier principaux (A/L)**

$$A_{L} = \frac{N_u \times (B - b)}{8 \times d \times f_{st}} \quad \text{avec } N_u : \text{effort ultime de la sollicitation de la semelle}$$

$$A_{L} = 11.75 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 6HA16=12.06 cm²/ml

- **Acier répartition (A_L)**

$$A_{L} = \frac{A_{L}}{4} \times B = 7.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 11HA12=12.44 cm²/ml

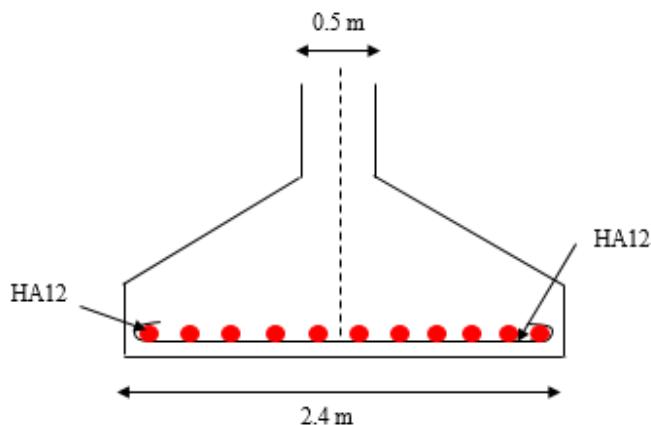


Figure VI.3. Schéma de ferraillage de la semelle filante

VI.4. Etude des poutres de rigidité :

VI.4.1 Définition :

Est un élément structural qui relie plusieurs nœuds de manière à ce que leurs déplacements relatifs soient nuls. Autrement dit, la poutre de rigidité impose une liaison rigide entre les nœuds qu'elle connecte, empêchant toute déformation relative entre eux.

VI.4.2. Dimensionnement :

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminer à partir de la formule suivant :

$$\frac{L_{max}}{9} \leq h \leq \frac{L_{max}}{6}$$

L : étant la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle

$$L = 450 \text{ cm} ; \quad 50 \leq h \leq 75$$

$$\text{On prend } h = 75 \text{ cm} ; \quad b = 70 \text{ cm}$$

On à un poteau de dimension

$$b = 60 \text{ cm} ; \quad b_0 = b + 5e \rightarrow b_0 = 70 \text{ cm}$$

Hauteur total de la semelle filante

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$h_t \geq \frac{B-b_0}{4} + 0.05 = 0.225 \rightarrow \text{on prend } h_t = 40 \text{ cm}$$

Hauteur de glacis h_1 et le poteau h_0

$$h_0 \geq 6 \varnothing + 6 = 6 \times 1.6 + 6 = 15.6$$

soit : $h_0 = 25 \text{ cm}$

$$h_1 = 40 - 25 = 15 \text{ cm}$$

Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité

N_u : l'effort normal tirée de logiciel ETABS 2016

$$Q_u = \frac{\Sigma N_u}{L}; \text{ avec : } N_u = 2519.227 \text{ KN} ; L = 10 \text{ m}$$

$$Q_u = 251.9227 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{\Sigma N_s}{L} \rightarrow Q_s = 116.296 \text{ KN}$$

VI.4.3. Calcul des sollicitations des poutres de rigidité

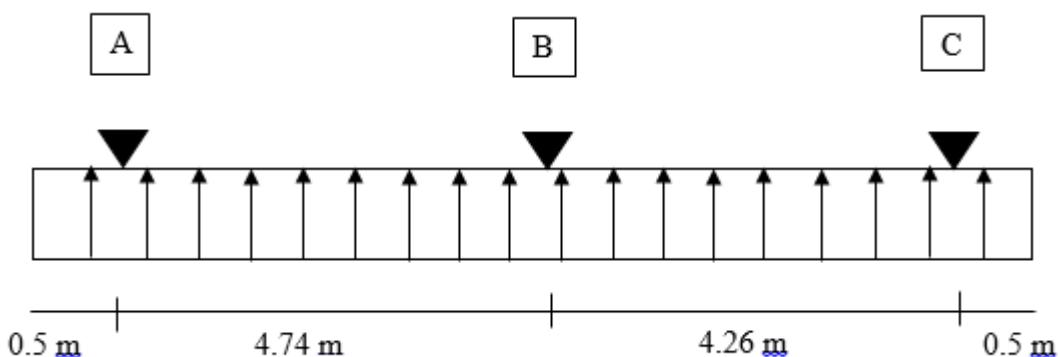


Figure VI.4. Des charges réparation sur la poutre de rigidité

Les sollicitations de la poutre de rigidité

Tableau VI.2.les sollicitation des moments et l'efforts tranchants au niveau des appuis

	$M_u (\text{KN.m})$	$M_s (\text{KN.m})$	$V_u (\text{KN})$
Appuis A	-106.125	-48.99	597.22
Appuis B	-424.50	-195.96	-686.8
Appuis C	-106.125	-48.99	536

Tableau VI. 3.les sollicitation des moments au niveau de la travée

	$M_{tu} (\text{KN.m})$	$M_{ts} (\text{kn.m})$
Travée AB	558.9	258.02
Travée BC	386.89	179.02

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Les résultats des moment max et l'effort tranchant max

$$M_a = -424.5 \text{ KN.m} ; M_t = 258.02 \text{ KN.m} ; V = 1686.8 \text{ KN}$$

VI.4.4. Calcul du ferraillage de la poutre rigidité

Calcul du ferraillage de la fille (D) sera le même dans les autres filles :

Le ferraillage se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) à la flexion simple

a) ferraillage de la partie inférieur (appuis)

ou à $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_e = 400 \text{ MPa}$; $f_{bu} = 14.2 \text{ (ELU)}$; $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{424.441 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.7^2 \times 14.2} \rightarrow \mu_{bu} = 0.087$$

$$\mu_{bu} = 0.087 \rightarrow \text{pivot A}, f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_l = 1.74 \times 10^{-3}; \alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.668$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.114$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.668 \text{ m} ; A = 18.25 \text{ cm}^2$$

On adopté un ferraillage inférieur : 4HA20+4HA14 = 20.61cm²/ml

b) ferraillage de la partie supérieur (travée)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{258.02 \times 10^{-3}}{0.7 \times 0.7^2 \times 14.2} ; \mu_{bu} = 0.053$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.053 < \mu_l = 0.932 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.068 ; Z = 0.681$$

$$A = 10.89 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4HA20 = 12.57 cm²/ml

c) ferraillage vis-à-vis de l'effort tranchant

$\tau_u < \tau_{adm} \rightarrow$ vérifier

d) ferraillage transversale

$$\emptyset_t \leq \min (\emptyset_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10})$$

$$\emptyset_t \leq \min (1.5; 2.14; 6)$$

Soit : $\emptyset_t = 10 \text{ mm}$

Calcul A_{min}

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.7 \times 0.6 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 5.07 \text{ cm}^2$$

Les armatures de peau

On prend 2HA12 = 2.26 cm²

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Les espacements :

BAEL_91 : $S_t \leq \min(0.9d; 30)$

RPAV_2003 : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l) = \min(18.75; 16.8)$

Soit $S_t = 15$ cm

Vérification des contraintes

Tableau VI.4. Vérification des contraintes

M_{ser}	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Appuis	195.96	1.86	15	Vérifiée
Travée	258.02	2.5	15	Vérifiée

Schéma de ferraillage de la poutre de rigidité

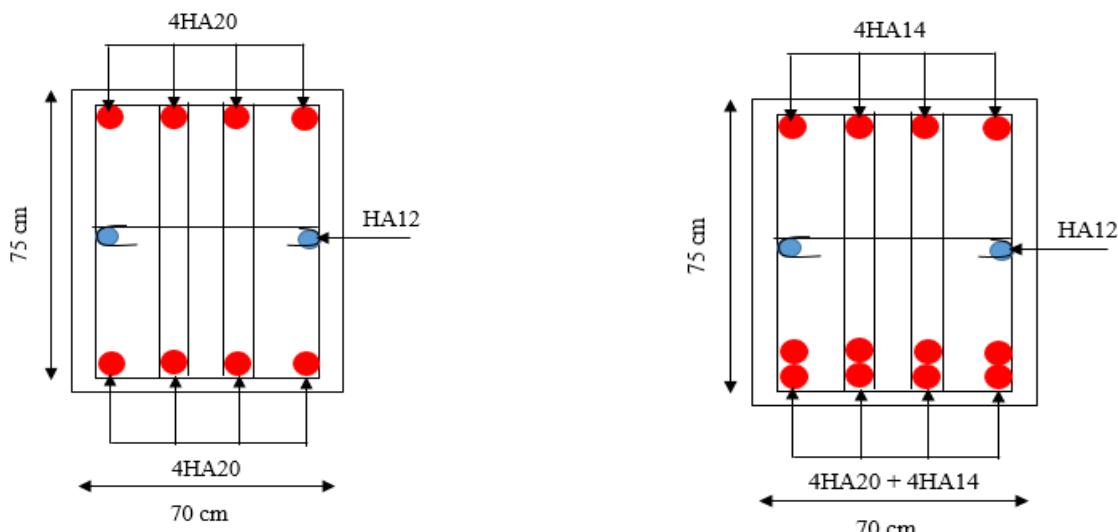


Figure VI.5 Schéma de ferraillage de la poutre de rigidité

VI.5. Voile périphérique :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

- Dimensionnement des voiles :

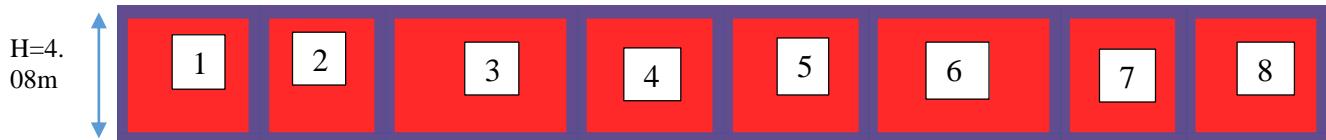


Figure VI.6 Les panneaux ont ferraillé

- La hauteur $h = H_{\text{étage}} - h_{\text{pp}} = 4.08 - 0.4 = 3.68 \text{ m}$
- La longueur $L = L - b_{\text{pot}} = 4.25 \text{ m}$
- L'épaisseur $e = 15 \text{ cm}$

- Caractéristiques du sol

- Le poids spécifique $\gamma_h = 18 \text{ KN/m}^3$
- L'ongle de frottement $\varphi = 15^\circ$
- La cohésion $c = 0.3 \text{ bar}$, mais pour le cas le plus défavorable on prend $c = 0$

- Evaluation des charges et surcharge

Le voile périphérique est soumis à

La poussée des terres :

$$G = h \times (\gamma \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) - 2 \times c \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}))$$

$$G = 3.68 \times (18 \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2}) - 2 \times 0 \times \operatorname{tg}(\frac{\pi}{4} - \frac{15}{2})) = 42.35 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge accidentelle :

$$q = 10 \text{ KN/m}^2 \quad ; \quad Q = q \times \operatorname{tg}^2(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}) \rightarrow Q = 5.89 \text{ KN/ml}$$

VI.5.1. Ferraillage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

$$\sigma_{\max} = 1.35 \times G + 1.5Q = 66 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 8.835 \text{ KN/m}^2$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

A L'ELU :

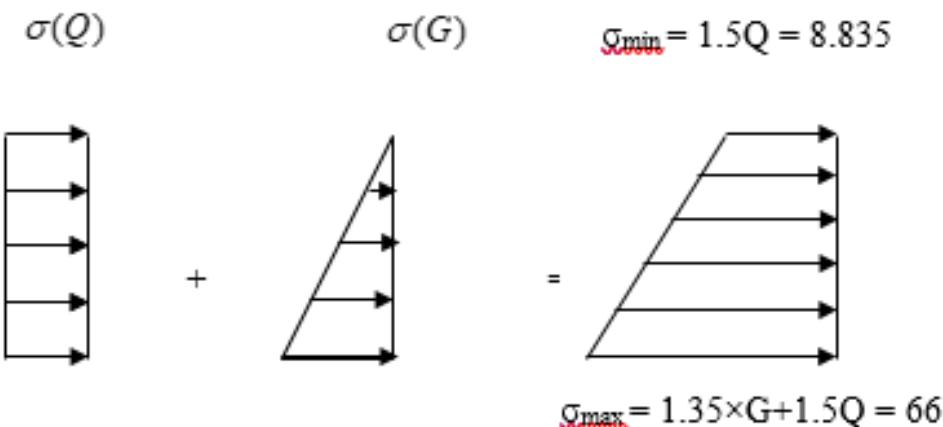


Fig. VI.7. Répartition des contraintes sur le voile

A L'ELU :

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 51.7 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 51.7 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 3.68 \text{ m} \quad b = 100 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.25 \text{ m} \quad e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{l_y} = 0.86 > 0.4 \rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$\rho = 0.86 \rightarrow \text{ELU : } \mu_x = 0.0496 \quad \dots \quad (\text{ANNEXE II})$$

$$\mu_y = 0.7052$$

$$M_{0x} = 34.73 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = 24.49 \text{ KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_{0x} = 29.5 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_{0y} = 20.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = 0.5 \times M_{0x} = 17.36 \text{ KN.m}$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec :

$$A_{\min} = 0.1\% \ b \times h \dots \dots \dots \text{condition exigée par le RPA} .$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5. Section des armatures du voile périphérique.

		M _x (KN.m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	29.5	0.122	0.163	0.121	7	1.5	7HA12	15
	y-y	20.8	0.086	0.112	0.124	4.82	1.5	7HA12	15
Appuis	appuis	17.36	0.072	0.093	0.125	3.99	1.5	7HA12	15

Espacement des armatures

Armatures // L_x : S_t ≤ min (2e ; 25cm) → soit S_t = 15cm

Armatures // L_y : S_t ≤ min (2e ; 25cm) → soit S_t = 15cm

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\rho < 0.4$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0.07 \times f_{c28} = 1.17 MPa.$$

$$V_x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 60.39 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 39.53 \text{ KN}$$

Sens x-x : → τ_u = 0.47 MPa < 1.17 MPa C'est vérifié

Sens y-y : → τ_u = 0.30 MPa < 1.17 MPa C'est vérifiée

Pas de risque de cissaillement

Condition non fragilité

$$\left\{ \begin{array}{l} e > 14 \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} A_{\min}^x = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b \times e = 1.28 \\ A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1.2 \end{array} \right.$$

A > A_{min} condition vérifier

A L'ELS :

$$\sigma_{\max} = G + Q = 48.24 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = Q = 5.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 37.65 \text{ KN/m}^2 ; \rho = 0.86 \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0566 \end{array} \right.$$

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

$$\mu_y = 0.7932$$

$$M_{0x} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 28.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 22.88 \text{ KN.m}$$

En travée : X : $M_t^x = 24.52 \text{ KN.m}$

Y : $M_t^y = 19.45 \text{ KN.m}$

En appuis : X : $M_a^x = -0.5M_0^x = -12.26 \text{ KN.m}$

Y : $M_a^y = -0.5M_0^y = -11.44 \text{ KN.m}$

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Vérification des contrainte

	Sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travée	X	24.52	4.5	11620.8	9.45	15
	Y	19.45	4.5	11620.8	7.53	15
Appuis	X	12.26	4.5	11620.8	4.75	15
	Y	11.44	4.5	11620.8	4.43	15

Schéma de ferrailage de voile

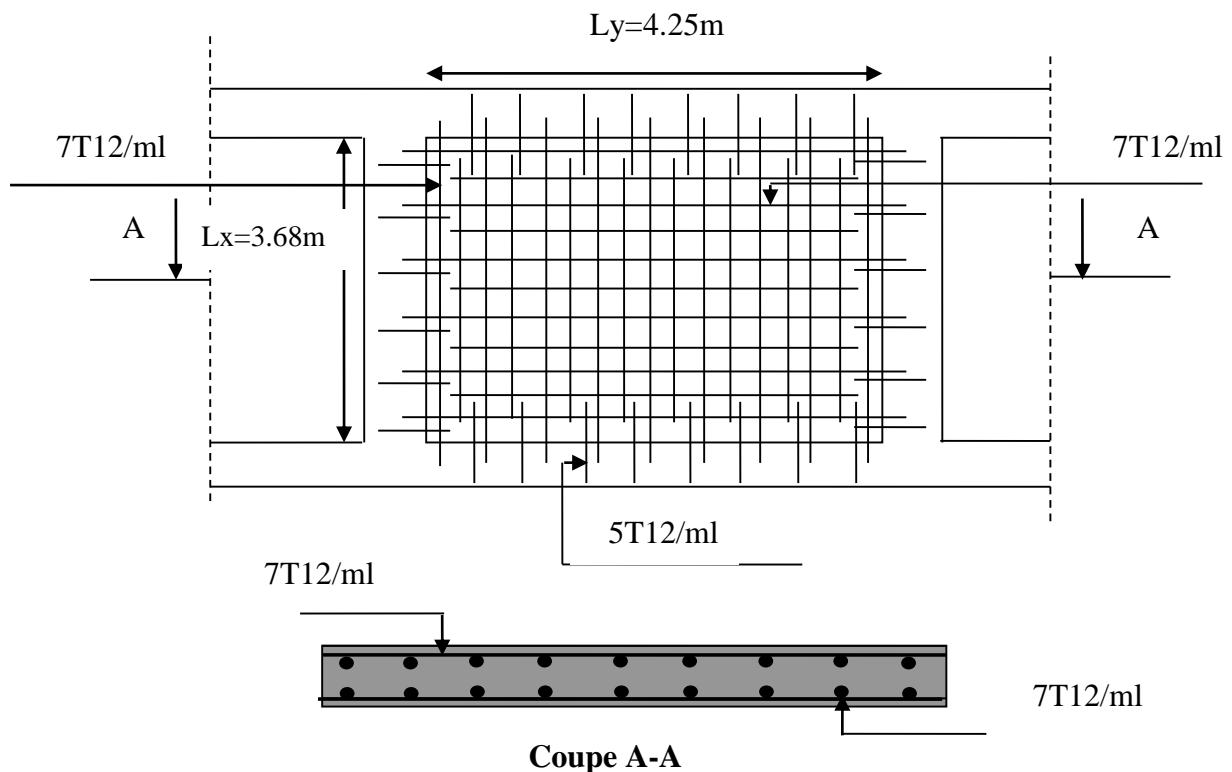


Figure VI.8 Schéma de ferraille de voile

Conclusion général

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique l'ensemble des connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire, ainsi que d'explorer des méthodes que nous n'avions pas eu l'occasion d'approfondir durant notre formation. À travers ce travail, nous avons pu appliquer différents règlements tels que le « BAEL91/99 » et le « RPA99/version 2003 », en plus de consulter divers documents techniques.

En complément des calculs manuels, souvent longs et fastidieux, nous avons pu, grâce à cette étude, illustrer les principales étapes de la modélisation avec le logiciel ETABS 2016. Cet outil nous a permis d'analyser le comportement global de la structure, sa dynamique (périodes, modes, déplacements, moments, contraintes, etc.) ainsi que le ferraillage.

Même si certaines interrogations initiales n'ont pas trouvé de réponses complètes à travers ce travail, cette expérience nous a permis de mieux comprendre les responsabilités qui incombent à un ingénieur en génie civil, et de nous engager pleinement dans cette voie.

Nous espérons enfin que ce modeste travail sera bénéfique aux futures promotions et servira de base ou de référence pour leurs propres projets.

Annexe 1

DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGEES ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU v = 0		ELS v = 0.2		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU v = 0		ELS v = 0.2	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0671	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrée $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$\rho = 0.5$

		u/Lx	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
		v/Ly											
Valeur de M ₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M ₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

10. CONCLUSIONS :

Le site réservé à la réalisation des 150 logements L.P.P est situé à Ibourassen, commune d'Oued Ghir, wilaya de Bejaia, au coté Est de la garde communale.

L'investigation « in situ » par sondages carottés, montre que le site est constitué essentiellement par des blocs gréseux fissurés, recouvertes par des argiles graveleuses rougeâtres en surface.

Les analyses chimiques des sols n'ont pas révélé la présence de sulfates, les sols ne sont donc pas agressifs vis-à-vis des bétons de fondations.

En se basant sur la nature des sols qui constituent le site, nous vous recommandons des fondations superficielles, qu'il y'a lieu d'ancrer soit à 1.50 m de profondeur dans les argiles graveleuses et de prendre une contrainte admissible $Q_a = 2$ bars ; soit dans les blocs gréseux fissurés à partir de 3.0m et de prendre dans ce cas une contrainte admissible de 3.5 bars. Les côtes étant données par rapport au niveau de terrain actuel.

Vu la nature lithologique des sols du site, les tassements seront admissibles.

Eviter d'ancrer les fondations sur les formations d'argile graveleuse et la roche gréseuse à la fois, afin d'éviter d'exposer les blocs constituant le projet au risque de tassement différentiel.

Un talus sera créé dans la partie amont du terrain, un soutènement de ce talus est vivement recommandé. Le drainage des eaux (de surface et souterrains d'infiltration) est à prendre en compte. Pour le calcul de stabilité de ce mur de soutènement nous vous présentons les caractéristique mécanique des formation rencontrées ; des argiles graveleuse ont ($\gamma_h = 1.8t/m$ $Cu = 0.3$ bar et $15^\circ < \phi_u < 20^\circ$) et les grès ont : ($\gamma_h = 2.2t/m$ $Cu = 2$ bar et $35^\circ < \phi_u < 45^\circ$)

Selon le **DTR- BE 1.2** les formations du site peuvent appartenir aux roches tendres de classe D, et les travaux de terrassements s'effectueront au moyen d'une pelle mécanique puissante, et peuvent nécessiter l'aide d'un brise - roche.

Selon le Règlement Parasismique Algérien (**RPA -2003**) La région de Bejaia est située dans la zone de moyenne sismicité (ZIIA). Il y a lieu d'en tenir compte dans la conception de l'ouvrage.

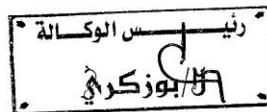
Les formations du site peuvent appartenir au site rocheux de catégorie S1. (**R.P.A - 2003**).

LE CHARGE D'ETUDE

M^{me} MOUSSAOUI



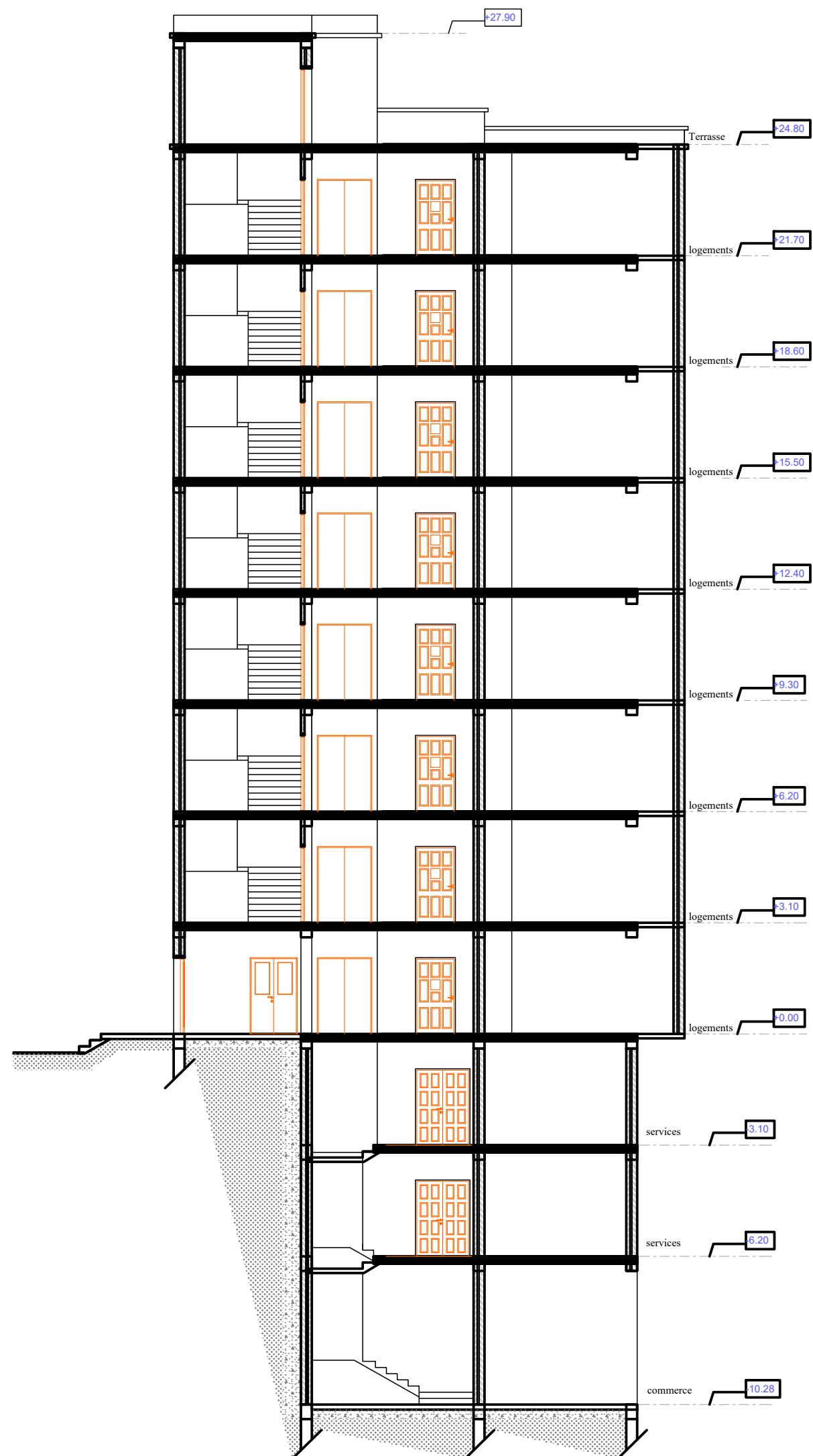
LE CHEF D'ANTENNE

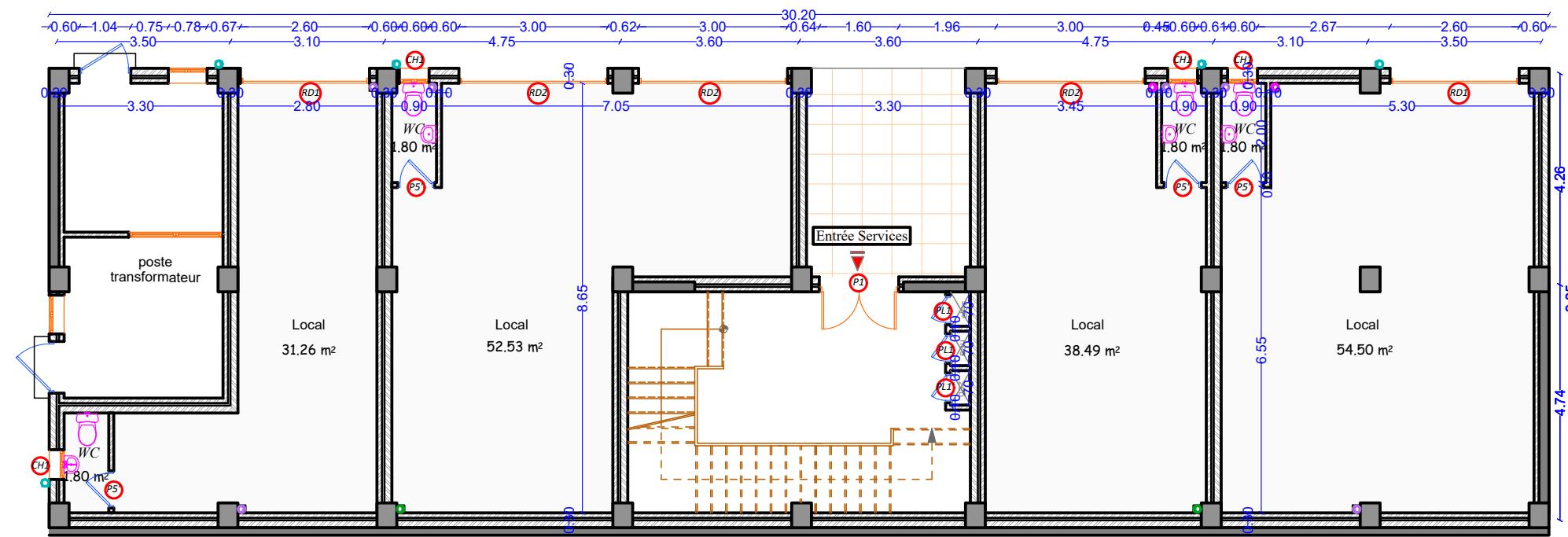


LE DIRECTEUR REGIONAL

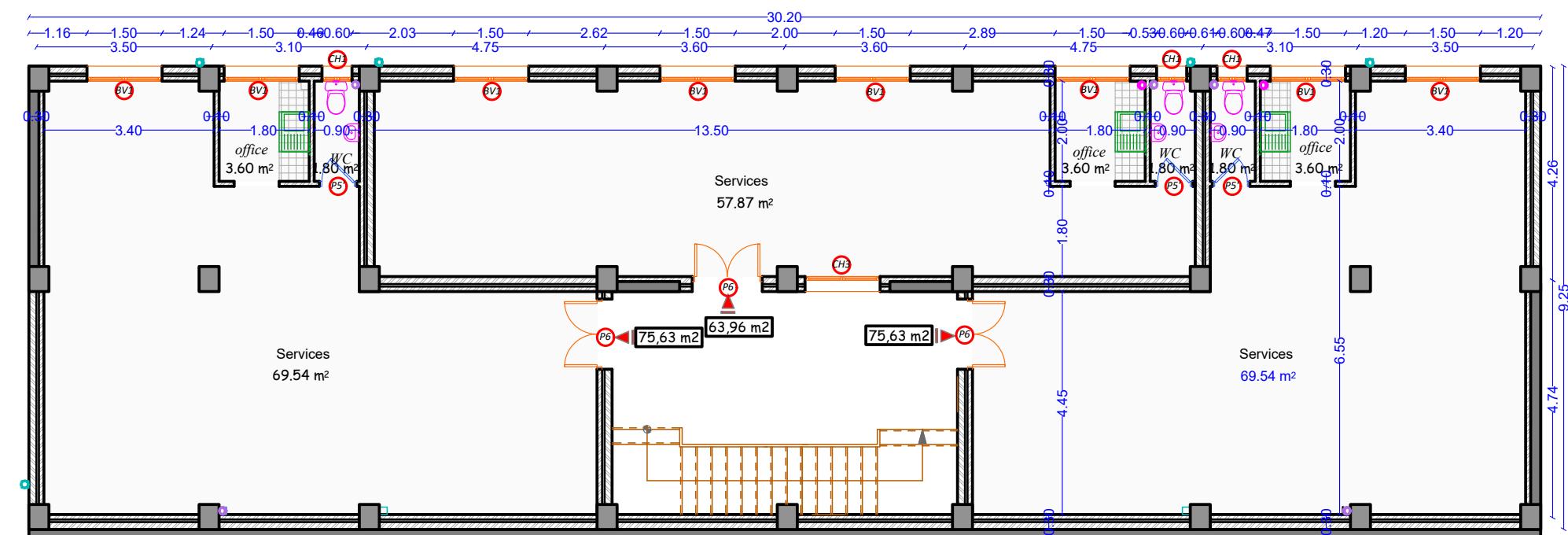




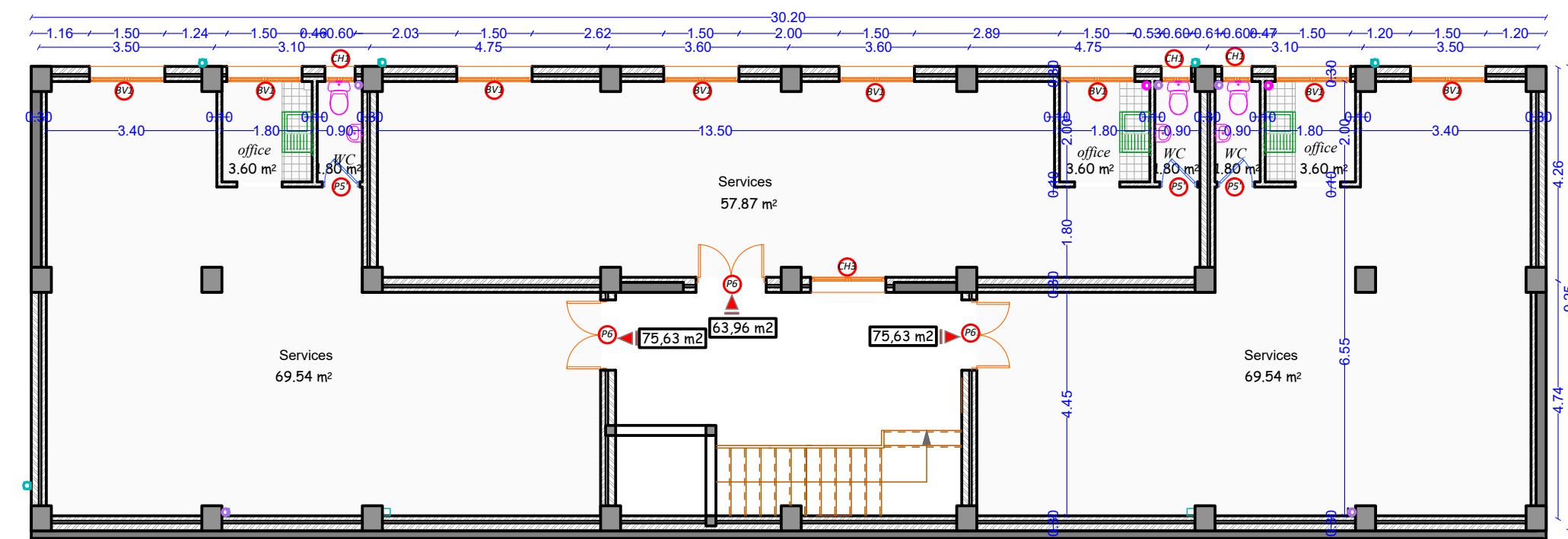




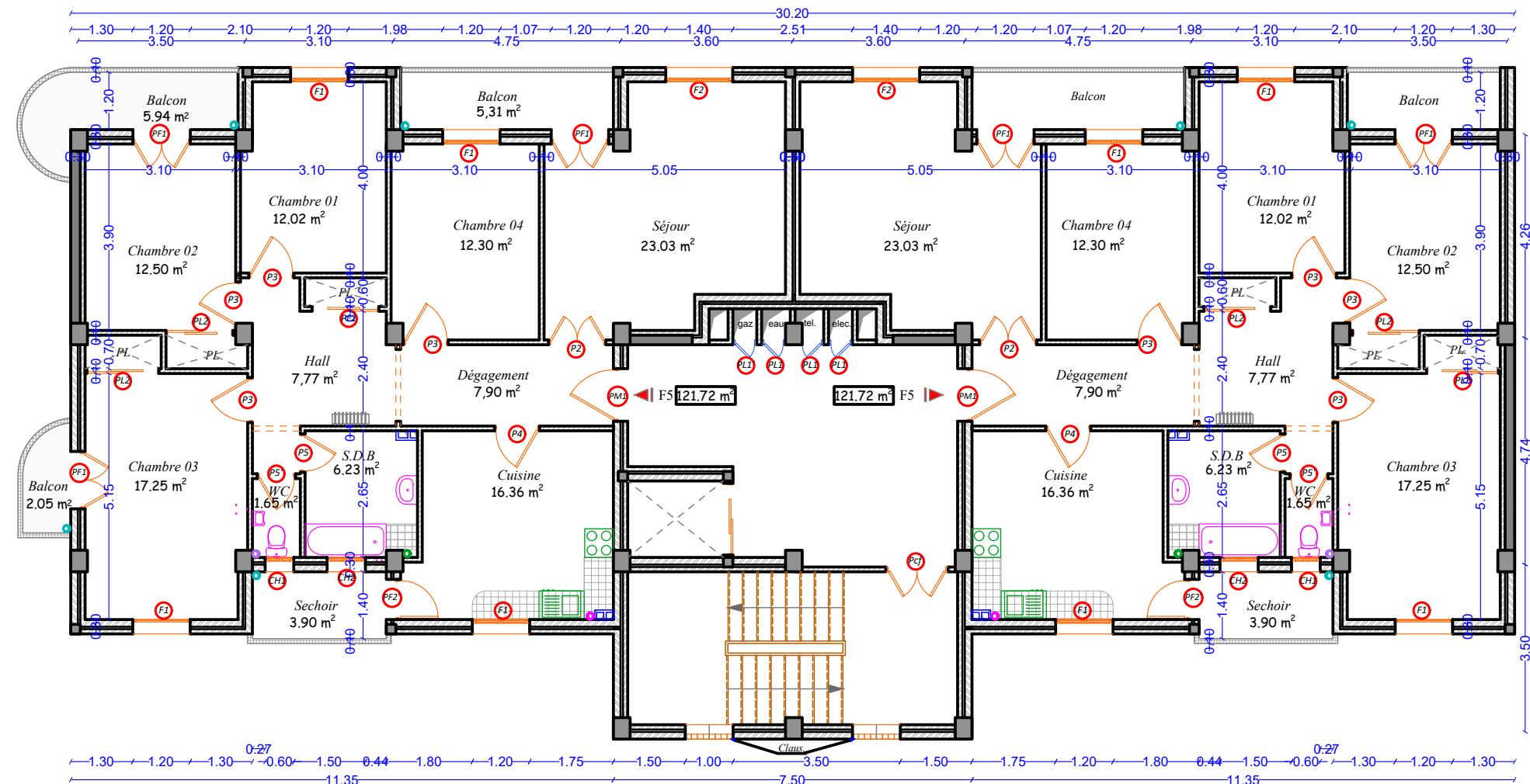
Entre Sol 1



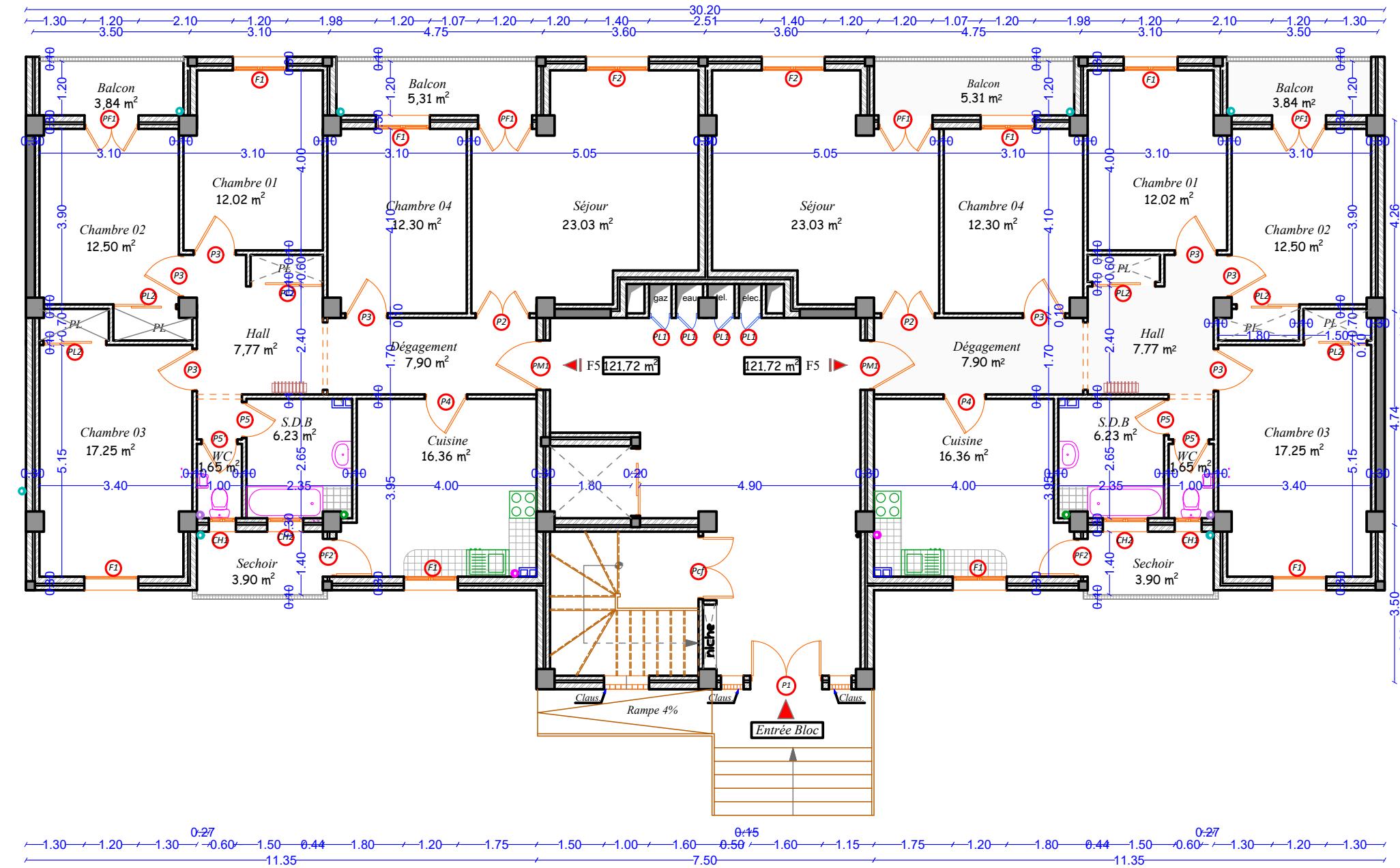
Entre Sol 2



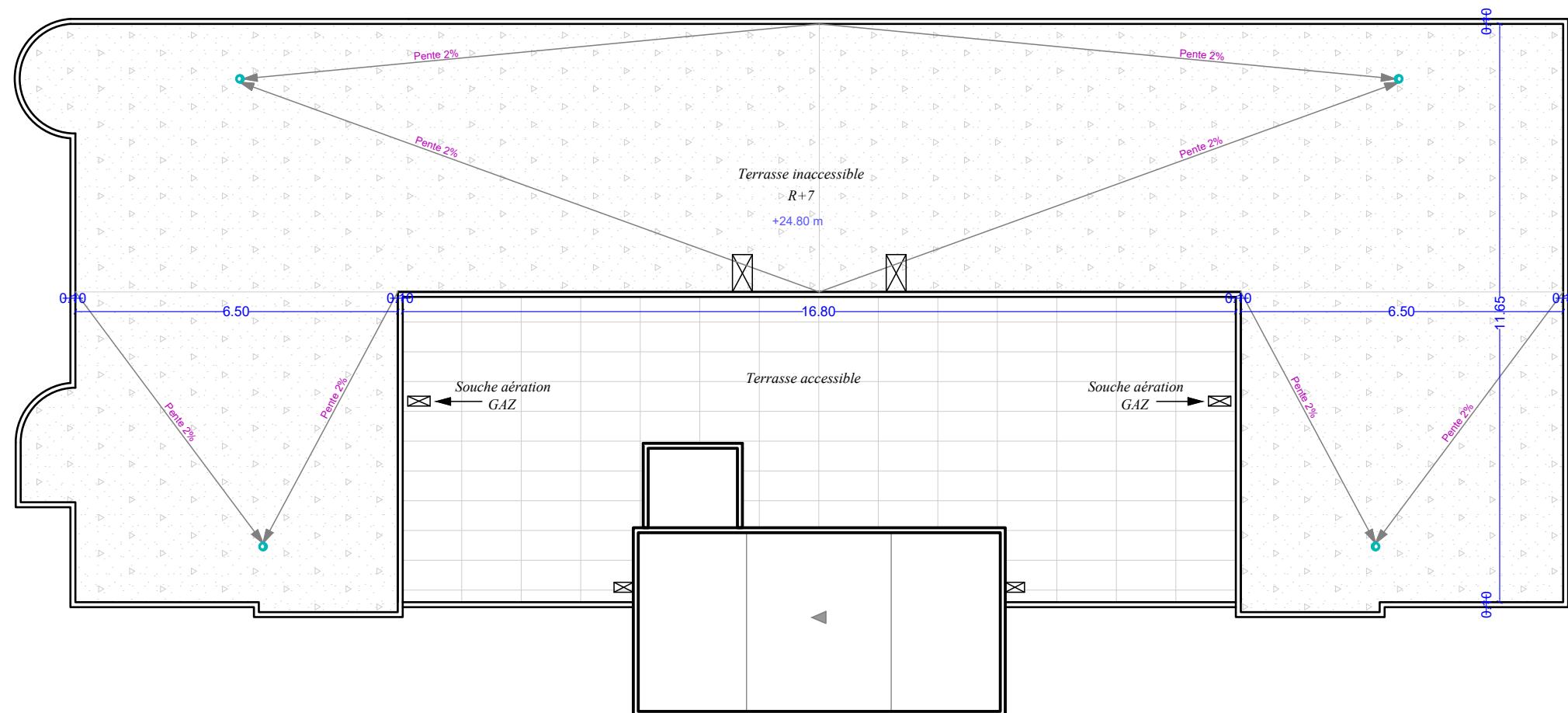
Entre Sol 3



Etages Courants



RDO



Toiture

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure en béton armé, constituée de R+7 avec 3 entre sol, implantée à la wilaya de Bejaia qui est classée comme une zone de moyenne de sismicité. La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur en Algérie (RPA99/2003, CBA93, BAEL91), la résistance du bâtiment est assurée par un système de contreventement mixte (portiques et voiles). L'étude dynamique a été faite à l'aide du logiciel SAP2000 V14.2.2.

Mots clés

Béton armé, contreventement mixte, poteaux, poutres, voiles, étude dynamique.

Abstract

The purpose of this work is to study a reinforced concrete structure consisting of a ground floor plus seven stories (R+7) and three mezzanine levels, located in the wilaya of Bejaia, which is classified as a moderate seismic zone. The design was carried out according to the construction regulations in force in Algeria (RPA99/2003, CBA93, BAEL91). The building's resistance is ensured by a mixed bracing system composed of frames and shear walls. The dynamic analysis was performed using the software SAP2000 V14.2.2.

Key words :

Reinforced concrete, mixed bracing, columns, beams, shear walls, dynamic analysis.