

*RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE*

Université Abderrahmane Mira –Bejaia



*Faculté de la Technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin du cycle

*En vue de l'obtention du diplôme de Master en
Génie Civil*

Option : Structures.

Thème :

*Etude d'un bâtiment R+8 avec sous-sol à
usage d'habitation*

Présenté par :

M^r : CHABANE Mustapha.

M^r : BOUHEDDA Islam.

Promoteur :

M^r : LABIODH. B

Membres de Jury :

M^r : Sadaoui omar

M^{me} : Laoubi

PROMOTION: 2018/2019

Remerciements

Avant tout, nous remercions DIEU le tout- puissant de nous avoir donné le courage, la volonté, la patience et la santé durant toutes ces années d'étude et que grâce à lui ce travail a pu être réalisé.

Si nous sommes ici aujourd'hui, c'est grâce au soutien et aux encouragements de nos parents et de nos frères et sœurs auxquels, nous exprimons nos plus vifs remerciements.

Nous remercions notre promoteur monsieur LAIBIOD pour son long soutien et ses efforts qui nous ont permis de réaliser ce mémoire

Nous remercions aussi tous les enseignants nobles qui nous ont aidés de près ou de loin tout au long de notre parcours universitaire.

TABLE DES MATIERES

Introduction générale..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE 1 : GENERALITES

1.1. Présentation de l'ouvrage :	2
1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :	2
1.3. Les règlements et les normes utilisés :	2
1.4. Caractéristiques des matériaux :.....	Erreur ! Signet non défini.
1.5. Les actions et sollicitations :	8
1.6. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :	9

CHAPITRE 2 : PRE DIMENSIONNEMENT DE SELEMENTS

2.1. pré dimensionnement et évaluation des charges :	10
2.1.1. Plancher à corps creux :	Erreur ! Signet non défini.
2.1.2. Plancher à dalle pleine :	10
2.1.3. Les poutres :	Erreur ! Signet non défini.
2.1.4. les voiles :.....	12
2.1.5. Les Escaliers :.....	12
2.1.6. Evaluation des charges et surcharges :.....	13
2.1.6.1. Les planchers.....	14
2.1.6.2. Les murs	Erreur ! Signet non défini.
2.1.6.3. Les escaliers	Erreur ! Signet non défini.
2.1.6.4. L'acrotère	16
2.1.6.5. descente de charge.....	16
2.2. planchers a corps creux :	22
2.2.1. Etude des poutrelles :	22
2.2.1.1. Les différents types de poutrelles.....	22
2.2.1.2. calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles	23
2.2.1.3. Ferrailage de poutrelles	27
2.3. Plancher à dalle pleine :	34
2.4. Les escaliers	36
2.4.1. Calcul des sollicitations.....	36
2.4.2. Ferrailage.....	37
2.5. L'acrotère :	39

TABLE DES MATIERES

2.5.1. Evaluation des charges	39
2.5.2. Evaluation des sollicitations	40
2.5.3. Ferrailage.....	40
2.6. L'ascenseur :	41
2.6.1. Etude de l'ascenseur	41
2.6.2. Shéma de ferrailage	48
CHAPITRE 3 :	ETUDE SISMIQUE DE L'OUVRAGE
3.1. Méthode de calcul	49
3.1.1.Par la méthode statique équivalente.	49
3.1.2.Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.....	49
3.2.Disposition des voiles de contreventement :	53
3.3.Les résultats de la modélisation :	53
3.3.1. Périodes et taux de participation massique de la structure	53
3.3.2. Interprétation de résultat	54
3.3.3.Justification de l'interaction voiles-portiques	56
3.3.4.Vérification de l'effort normale réduit	57
3.4.Vérification des déplacements	58
3.5.Vérification des effets du second ordre (P- Δ)	59
CHAPITRE 4	CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX
4.1.Etude des poteaux	61
5.2. Etude des poutre	73
4.3.Etude des voiles	81
CHAPITRE 5	ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE
5.1. Les différents types de fondations	88
5.2. Choix du type des fondations	88
5.3.Les résultats géotechniques	88
5.4.Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	88
5.4.1. Semelles isolées	88
5.4.2. Semelles filantes	Erreur ! Signet non défini.
5.4.3. Vérification du radier général	90
5.5.calcul du voile périphérique	100
Conclusion générale	Erreur ! Signet non défini.05

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *A l'âme de ma mère, symbole de l'affection et de tendresse. A mon père, symbole du courage et de la bonté*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *A tous ceux que je connais de prêt ou de loin*



Mustapha

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail à :

- ❖ *Mes parents qui m'ont soutenu et encouragé durant toute ma vie.*
- ❖ *Mes frères et mes sœurs et à toute ma famille*
- ❖ *Mes amis sans exception.*
- ❖ *Toute la promotion 2019*



Islam

INTRODUCTION GENERALE

Construire a toujours été un premier souci de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction de bâtiment connaît un grand essor.

Dans la plupart des pays et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de la promotion immobilière des travaux publics.

L'Algérie n'est pas en reste, elle est un immense chantier ou les intervenants sont nombreux et divers. Les besoins dans le domaine du logement de la population sont d'une importance capitale aussi bien économiquement, socialement, que politiquement.

Cependant, si les métiers du bâtiment peuvent se ranger parmi les anciens exercés par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur fallut au cours des temps et plus spécialement au cours de ces dernières décennies s'adapter pour tenir compte de l'évolution des techniques, de l'évolution des goûts et des mœurs.

A notre époque, placée sous le signe de la constance évolution des techniques, la formation du ne peut se limiter à l'acquisition du geste ou à l'imitation du passé. La réflexion, l'analyse technique qui procède à l'action, doivent s'appuyer sur une formation technologique sure et éprouvée. Nous essayerons d'apporter dans notre mémoire une contribution modeste à l'art de bâtir.

Le projet qui nous été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (comportant rez-de-chaussée et sous-sol à usage personnel, les autres étages à usage d'habitation ; il est contreventé par un système mixte (voile + portiques). Pour cela nous allons suivre le plan de travail suivant :

- ✓ Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- ✓ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de l'ouvrage, et pour le calcul des éléments secondaire.
- ✓ le troisième chapitre, pour la modalisation et l'étude sismique.
- ✓ le quatrième chapitre , pour le calcul des éléments structuraux.
- ✓ le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.
- ✓ Conclusion générale

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux Introduction utilisés.

1.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+8+sous-sol) implanté à Bejaia, cette structure est destinée à usage d'habitation elle est classée d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 » dans le groupe d'usage 2.

L'ouvrage rentre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière à ABOUDAOU, localité située à la sortie Est de la ville de Bejaia juste a cote de RN09 derrière le campus universitaire d'après la classification sismique des wilayas et communes de Béjaia (classification 2003), le site est classé en zone IIa(de sismicité moyenne).

1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Hauteur totale du bâtiment : 28.56m

Hauteur du RDC : 3.88 m

Hauteur de l'entre sol : 3.06 m

Hauteur de l'étage courant : 2.88m

Largeur totale du bâtiment : 11.07 m

Longueur totale du bâtiment : 17.9 m

1.3. Les règlements et les normes utilisés :

- ✓ **RPA99** «Règles parasismiques Algériennes /version 2003».
- ✓ **BAEL91** «Béton armé aux états limites ».
- ✓ **CBA 93** «Code du béton armé».
- ✓ **DTR BC 2.2** «Charges permanentes et surcharges d'exploitations».
- ✓ **DTR BC 2.33.1** «Règles de calcul des fondations superficielles»

1.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton

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

I.4.1.1. Composition du Béton

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

Le béton doit satisfaire selon l'exploitation les exigences suivantes :

Sécurité de la structure.

Propriétés particulières (confort).

La durabilité et la résistance.

L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les conditions suivantes :

Le malaxage (type et la durée).

Le transport (type et le temps écoulé).

La mise en œuvre (l'étalement, compactage).

La Cure du béton.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression

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

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

Bétons de résistance courante :
$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

Bétons de haute résistance :
$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

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

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

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

I.4.1.4. Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

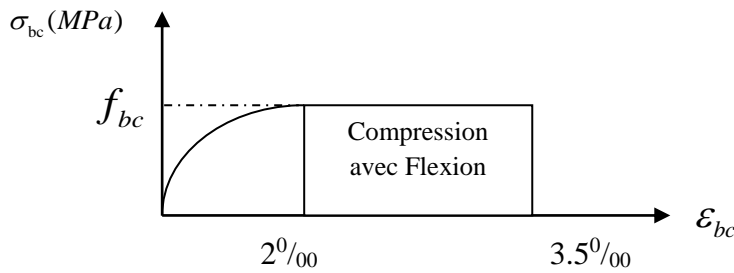


Figure 1: Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\epsilon_{bc})$.

En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰

En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle.

(2‰ < ϵ_{bc} < 3.5‰)

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

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

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :

$\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.

$\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).

$\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.

$\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.

$\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

La contrainte limite de compression à l'ELU $f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$ BAEL 91 (Article A.4.3).

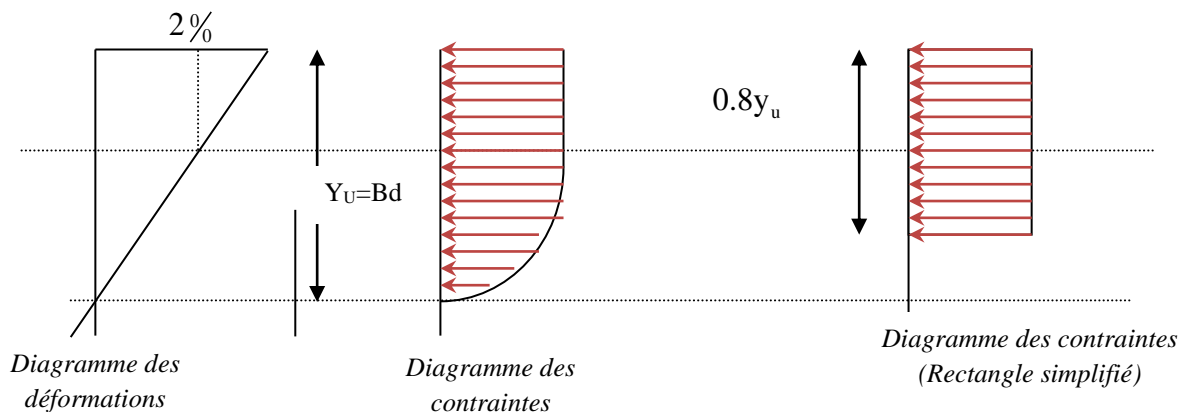


Figure 2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance et le type de fissuration

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

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

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

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

Etat limite de service :(ELS)

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

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

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

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

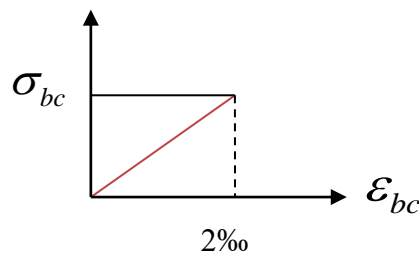


Figure 3: Diagramme contraintes déformations phase élastique

I.4.1.6. Autres caractéristiques

Module de déformation longitudinale du béton

A court terme

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

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

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

A long terme

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

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

Il est donné par la formule suivante

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

Pour $f_e = 28 = 25 \text{ MPa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ MPa}$

Coefficient de poisson :

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

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

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

Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

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

I.4.2. Les aciers

I.4.2.1. Définition

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

Les treillis soudés (TR):

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

Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

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

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

I.4.2.2. Nuances des aciers utilisés

Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400MPa.

Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235MPa avec $\emptyset 6$

I.4.2.3 Contraintes de calcul aux états limites :

Etat limite ultime (ELU) :

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

Telque :

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

Pour notre cas :

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

Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

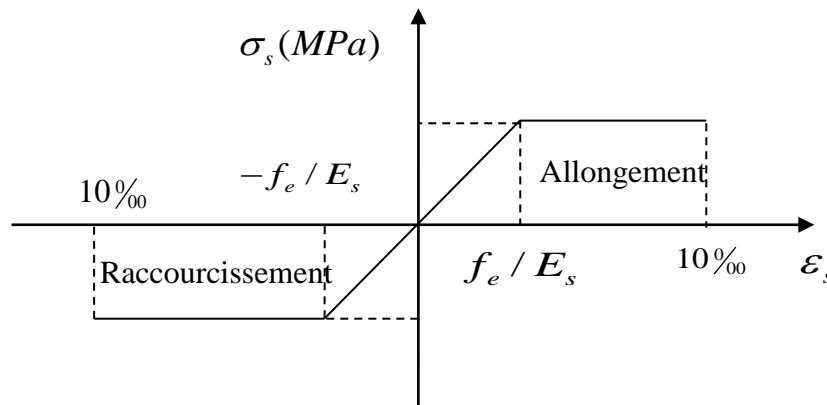


Figure 4 : Diagramme contraintes déformations.

Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91

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

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \text{ CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

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

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ Pour les HA.

I.5. Les actions et sollicitations

I.5.1. Actions

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

Des charges permanentes.

Des charges d'exploitation.

Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

Les actions permanentes (G)

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

Poids propres des éléments de construction.

Le poids de revêtement et cloisons.

Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

Les actions variables (Qi)

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

Surcharge d'exploitation.

Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).

Charges climatiques (neige, vent).

Actions de températures, du retrait...etc.

Les actions accidentelles (FA)

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

Séisme.

Chocs de véhicules routiers.

Explosion.

Avalanche.

I.5.2. Sollicitations

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

I.6. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

Situation durable :

ELU : $1.35G+1.5Q$

ELS : $G+Q$

Situation accidentelle :

$G+Q\pm E.$

$G+Q\pm 1.2 \times E.$

$0.8G\pm E$

Conclusion

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

Vu que le matériau béton possède une faible résistance à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression

Pré dimensionnement et calcul des éléments secondaires :

Sur la figure suivante nous montrons la disposition des poutrelles adoptées ainsi que l'emplacement de nos différentes dalles pleines

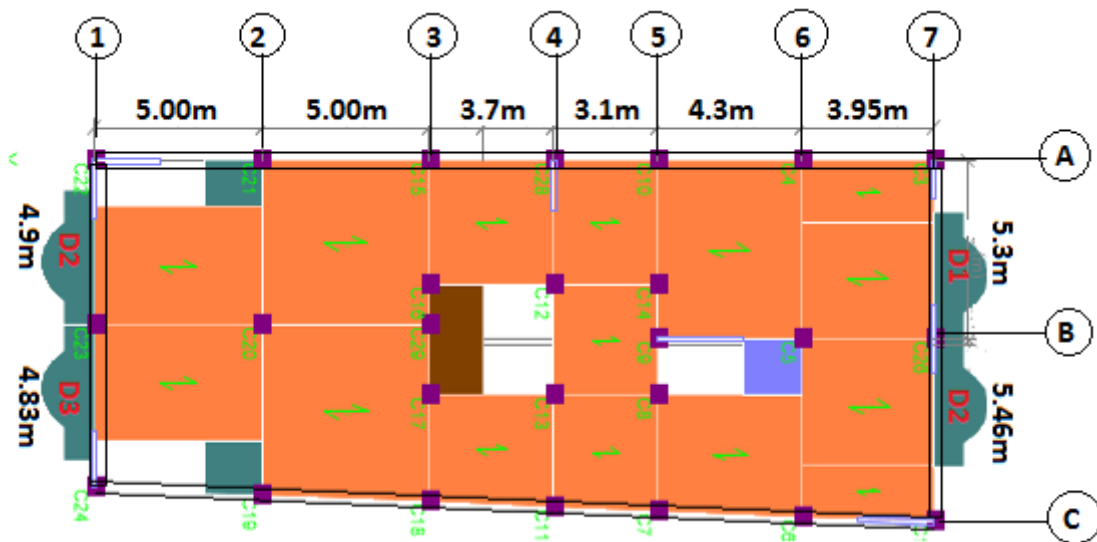


Figure5 : disposition des poutrelles

2.1. Pré dimensionnement et évaluation des charges

2.1.1. Plancher à corps creux

Les planchers des étages 1 jusqu'à 8 (service et habitation) sont en corps creux.

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

- Etage d'habitation

$$L_{max} = 5.46 - 0.4 = 5.06 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{506}{22.5}$$

$$\text{Donc : } h_t \geq 22.48 \text{ cm}$$

$$\text{Alors, on opte pour un plancher } [20 + 4], \text{ avec : } \begin{cases} h_{corpscreeux} = 20 \text{ cm} \\ h_{dalledecompression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

2.1.2 Plancher à dalle pleine : D1 D2 D3 et D4

Balcons : On a un seul type de balcon, sur 2 appuis

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \quad (\text{Pour une dalle sur deux appuis}).$$

$$\frac{150}{35} \leq e \leq \frac{380}{30} \Rightarrow 4.28 \leq e \leq 12.67 \Rightarrow e \geq 8.47 \text{ cm}$$

On adopte : **e=12cm**

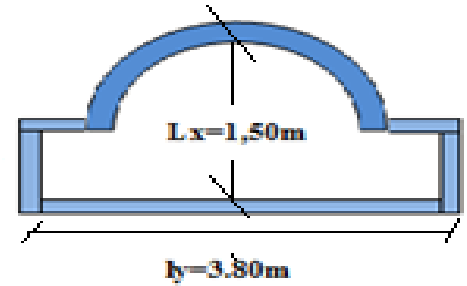


Figure 6 : Schema de la dalle balcon

2.1.3. Les poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

2.1.3.1. Poutre principale: On a $L_{max} = (5.46 - 0.35) = 5.11$ m.

$$\text{Donc : } \frac{511}{15} \leq h_s \leq \frac{511}{10} \Rightarrow 34.06 \text{ cm} \leq h_s \leq 51.1 \text{ cm}$$

Alors, on prend : $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA :

✓ $b_s = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.1428 < 4$, vérifiée.

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

2.1.3.2. Poutre secondaire : On a $L_{max} = (5 - 0.35) = 4.55$ m.

$$\text{Donc : } \frac{455}{15} \leq h_p \leq \frac{455}{10} \Rightarrow 30.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 45 \text{ cm}$$

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

❖ Vérification des conditions du RPA :

✓ $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

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

✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.428 < 4$, vérifiée.

2.1.3.3. Les poutrelles

Définition

Les poutrelles sont des sections en T, en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales sur lesquelles elles se reposent.

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend des deux critères suivants

-Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.

-Critère de continuité : Si les deux sens ont les mêmes dimensions, les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon la plus petite portée

Soit: $b_0 = 12 \text{ cm}$

$b_1 \leq \min (L_x/2, L_y/10)$ CBA93 (ART A.4.1.3)

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

$L_y = 350 - 30 = 320 \text{ cm}$.

$b_1 \leq \min (55/2, 320/10) \rightarrow b_1 \leq \min (27.5; 32)$

$b_1 = 27.5 \text{ cm}$

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

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

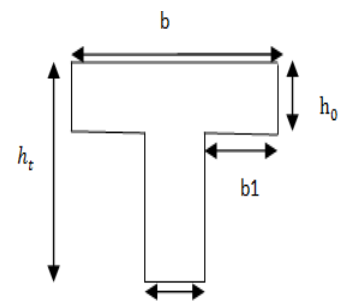


Figure 7 : schéma d'une poutrelle

2.1.4 : voile de contreventement

Les murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme des voiles, avec :

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

- **Epaisseur du voile** : $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm, article 7.7.1 du RPA 99 / 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ avec : (h_l : hauteur libre d'étage).

On va opter pour un voile simple

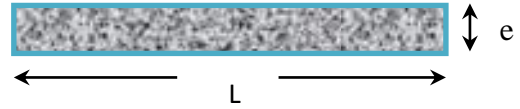
- **RDC** : $h_{\text{étage}} = 408 \text{ m}$, donc, $h_l = 3,88\text{m}$.

$$e \geq \frac{388}{20} \Rightarrow e \geq 19,4 \text{ cm} ;$$

On adopte : **e=20cm**

- **Etages (habitation)**

- $h_{\text{étage}} = 3.06\text{m}$, donc, $h_l = 2,86\text{m}$.



$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14,3 \text{ cm}; \text{On adopte : } \mathbf{e=15\text{cm}}$$

figure 8 : coupe transversale du voile

2.1.5. Les Escaliers :

- **Pré dimensionnement des escaliers** : On distingue dans notre projet deux types d'escalier :

Type 1 : escalier droit à deux volées

Type 2 : escalier droit à une seule volée

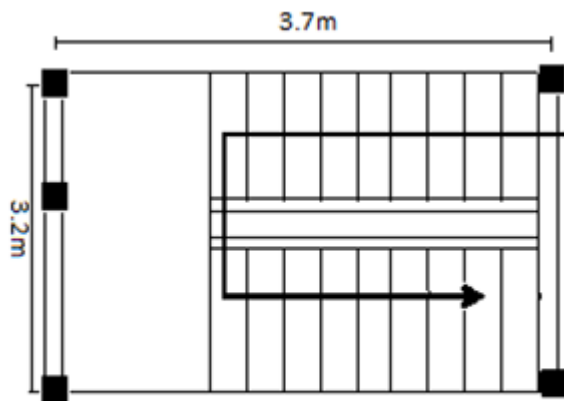


Figure 9:schema de l'escalier

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

- La hauteur(h) des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur (g) se situe entre 25 et 32cm.
- On utilise la formule empirique de Blondel: $59 \leq g + 2 \times h \leq 64 \dots \dots \dots (1)$.

Si $g + 2 \times h = 64\text{cm} \dots \dots \dots (2)$. $h = \frac{H}{n}$ et $g = \frac{L}{n-1} \dots \dots \dots (3)$.

On remplace (3) dans (2) : $L/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$

Donc: $64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2 H = 0 \text{ (cm)}$.

Soit: (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches

H : la hauteur de la volée

L : la longueur projetée de la volée

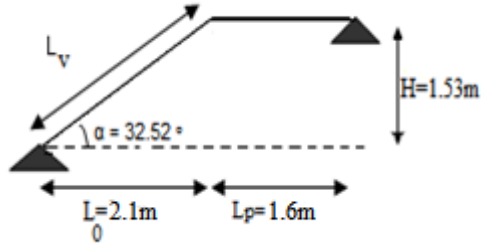


Figure 10 : schéma statique de l'escalier

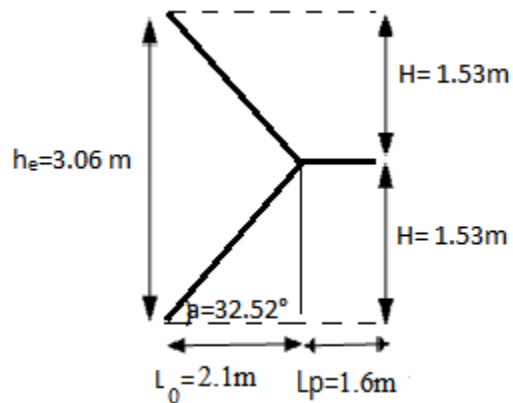


Figure 11 : Schéma de l'escalier d'étage courant

$H = 1.53\text{m}$; $L = 2.1\text{m}$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.53 + 2.1) n + 2 \times 1.53 = 0$$

Donc : nombre de contre marche (n = 9) ; Nombre de marche (n-1) = 8

$$g = L/n - 1 = 2.1/9 = 30\text{cm} \text{ et } h = H/n = 1.53/9 = 17\text{cm}$$

- **Epaisseur de la paillasse** : Elle est calculée par la relation suivante :

$$L/30 \leq e \leq L/20 \Rightarrow 285/30 \leq e \leq 385/20$$

$$L = 2.1 + 1.6 = 3.7\text{m} \Rightarrow 9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm}$$

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

Poids de la paillasse :

$$\alpha = \text{tg}^{-1}(H/L) = \text{tg}^{-1}(1.53/2.40) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.12}{\cos 32.52^\circ} = 3.55 \text{ KN/m}^2$$

2.1.6 : Evaluation des charges et surcharges :

2.1.6.1 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

Tableau.2. 1 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers.

Plancher	Référent5	Désignation	Poids	Epaisseurs	Poids G	Surcharges
----------	-----------	-------------	-------	------------	---------	------------

			volumique (KN/m ³)	(m)	(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Étanchéité multicouches	6	0.02	0.12	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	
	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	
	5	Plancher à corps creux (20+4)	/	/	3.20	
	6	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					6.1	
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	1.5 pour le plancher d'habitation
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (20+4)			3.20	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.68	
Dalle pleine, RDC, balcon et plancher	1	Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44	3.5 pour les balcons
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	

central	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total					4.48	

2.1.6.2 : Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs :

Type de murs	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'aire		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				2.93
Murs intérieurs	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de plâtre	14	0.02	0.28
Total				1.46

2.1.6.3 : Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des escaliers :

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0.12	3.55	
Carrelage	22	0.02	0.44	

Mortier de pose	20	0.02	0.4	2.5
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.33	
Total	/	/	5.08	

Tableau 2.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en carrelage V	22	0.02 h/g	0,25	
Mortier de pose H	20	0.02	0.4	
Mortier de pose V	20	0.02 h/g	0.23	
Marches	22	h/2	1.87	
Paillasse	25	0.12/cos(32.52°)	3.55	
Enduit en plâtre	14	0.02/cos(32.52°)	0.33	
Total		Epaisseur 12cm	6.74	2.5

2.1.6.4 : l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

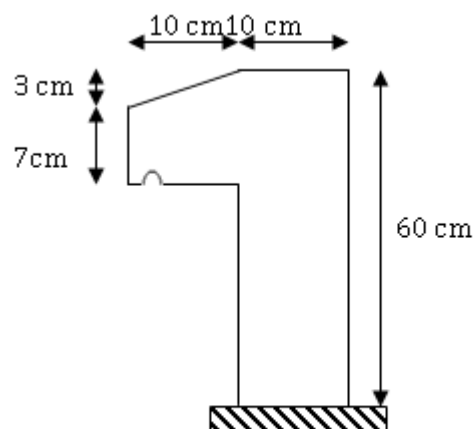


Figure 12: coupe transversale de l'acrotère

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

Tableau 2. 5 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

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

2.1.6.5 : Descente de charges :

Calcul des surfaces revenant au poteau :

$$S_{aff} = [2.16(2.35) + 2.30(2.35)] * 2 = 20.96m^2.$$

- Poutres :

$$L_{pp} = 2.5 * 2 = 5m \quad L_{ps} = 2.45 + 2.31 = 4.$$

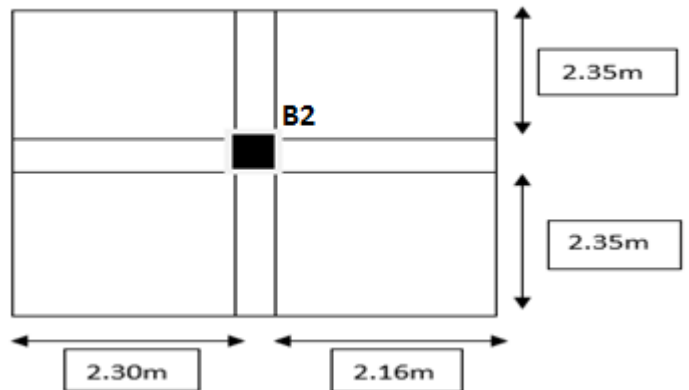


Figure 13: surface afferente de B2

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

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

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

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

❖ Évaluation de la surcharge << Q >> :

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non comptés dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (*Figure II.6*) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, On notera N* et N comme suite :

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

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploit

Tableau 2.7: descente de charge <<G>>					
NIVEAU	Désignation	SECTION (m ²)	POIDS (KN /m ²)	G Total (KN)	Q (KN)
Terrasse	N0*			0	
Inaccessible	Terrasse	20.96	6.1	127.85	
	p.p	0.35*0.3 =0.105	25*4.7	12.33	
	P.s	0.3*0.3 = 0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°8	N0			150.21	
	Pot	0.45*0.40	25*2.88	10.08	20.96
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N1*			187.57	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°7	N1			328.98	
	Pot	0.16	25*2.88	11.52	52.40
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N2*			367.78	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°6	N2			509.19	

	Pot	0.45*0.45	25*2.88	11.52	101.13
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N3*			667.04	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°5	N3			808.45	106.89
	Pot	0.5*0.45	25*2.88	12.96	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N4*			848.69	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°4	N4			990.1	129.40
	Pot	0.5*0.45	25*2.88	12.96	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N5*			1030.34	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°3	N5			1171.75	165.06
	Pot	0.5*0.5	25*2.88	14.58	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N6*			1213.61	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°2	N6			1355.02	178.16
	Pot	0.5*0.5	25*2.88	14.58	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N7*			1396.88	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	

	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Étage N°1	N7			1538.29	
	Pot	0.50*0.55	25*2.88	16.2	209.60
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N8*			1581.77	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
RDC	N8			1723.18	
	Pot	0.50*0.55	25*3.06	17.21	314.40
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N9*			1909.08	
	Plancher	20.96	5.68	119.05	
	p.p	0.105	25*4.7	12.33	
	p.s	0.09	25*4.46	10.03	
Sous. Sol	N9			2050.49	419.2
	Pot	0.50*0.55= 0.2	25*3.06	17.21	
	Mur intérieur	18.687	1.46	27.28	
	N10*			2094.98	

$$G_{\text{Total}} = 1732.29 \text{ KN}$$

$$N_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q \Rightarrow N_u = 1.35 \cdot 2094.98 + 1.5 \cdot 419.20 = 3457.023 \text{ KN.}$$

-Vérifications :

-Vérification du critère de résistance (compression centrée) :

$$\text{On doit vérifier : } \sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = f_{bu} = 13.33 \text{ (MPa)}$$

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

Tableau 2.8: Vérification de critère de résistance.

Niveau	N_u (KN)	B(m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
RDC. 1 ^{er} étage	3457.02	2750*10 ⁻⁴	12.57	Vérifié

2 ^{em} , 3 ^{eme} étage	2096.52	2500*10 ⁻⁴	8.38	Vérifié
4 ^{em} , 5 ^{eme} étage	1775.96	2250*10 ⁻⁴	7.89	Vérifié
6 ^{eme} , 7 ^{eme} étage	1243.10	2025*10 ⁻⁴	6.14	Vérifié
8 ^{eme} étage	475.56	1800*10 ⁻⁴	2.64	Vérifié
Poteau de toiture	234.22	1600*10 ⁻⁴	1.46	Vérifié

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

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

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

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur toute sa périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1.5$, $\gamma_s = 1.15$.
- α : coefficient fonction de l'élanement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

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

$$\checkmark \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

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

- ✓ λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- ✓ l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- ✓ l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau) $l_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$.
- ✓ i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$, pour une section rectangulaire.
- ✓ b : Plus petit côté du poteau.

A.N:

$$\diamond \lambda = \frac{2.71}{0.45 / \sqrt{12}} \Rightarrow \lambda = 20.86$$

$$\diamond \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{20.86}{35}\right)^2}, \alpha = 0.79$$

$$\diamond B_r = (50 - 2) * (55 - 2) = 2544 \text{ cm}^2.$$

❖ L'ouvrage est en zone II_a (RPA 99 version 2003 article 7.4.2.1).

$$A_{max} = 0.8\%B = 0.8\% (50 * 55) = 22 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \text{Acier FeE400}, f_e = 400 \text{ MPa } N_u = 3457.023 \text{ KN}$$

L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%, car le poteau appartient à plus de deux travées (CBA 93 article B.8.1.1).

$$N'_u = 1.1(3457.023 \text{ KN}) = 3802.73 \text{ KN}.$$

$$N_{admissible} = 0.79 \left[\frac{0.2544 * 25}{0.9 * 1.5} + \frac{22 * 10^{-4} * 400}{1.15} \right] = 4326.29 \text{ KN} \dots \text{verifié}$$

Tableau 2.9 résume les vérifications au flambement :

Type de poteau	B*(cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	λ	α	B _r (cm ²)	N _u (KN)	B _{r,cal} (cm ²)
50 *55	2750	271	189.70	20.86	0.79	2544	3457.02	778.70
50*50	2500	353	247.10	27.17	0.75	2304	2096.52	547.03
50*45	2250	253	177.10	19.47	0.80	2064	1775.96	404.64
45*45	2025	253	177.10	19.47	0.80	1879	1243.10	271.46
45*40	1800	253	177.10	19.47	0.80	1849	475.56	131.25

-Vérification des conditions de coffrage :

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (a,b) = 45 cm > 25 cm
- Min (a,b) = 45 cm $\geq \frac{h_e}{20} = \frac{394}{20} = 19,7 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

-Vérification de l'effort normal réduit : (RPA 99 version 2003 article 7.4.)

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues aux séismes, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c * f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow B_c \geq \frac{N_d}{0,30 * f_{c28}}$$

- B_c : Section du poteau.
- N_d : Effort normal de calcul (majoré).

$$\underline{\text{AN}} : B_c \geq \frac{3225.01 * 10^{-3}}{0,30 * 25} = 0.430 m^2$$

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

Niveaux	Sections des poteaux (a*b)
Sous-sol et RDC	(50*55)
1et 2	(50*50)
3 et 4	(45*50)
5 et 6	(45*45)
7 et 8	(40*50)

Conclusion

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [20+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine (RDC, sous sol et balcons) est 12cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (30*35).
- ✓ Section transversale des poutres principales (35*40).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, Sous sol et RDC.} \\ 15 \text{ cm, habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 15 cm).

2.2 : planchers à corps creux

Introduction

Les planchers utilisés sont de type dalle pleine et à corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales et verticales aux éléments verticaux.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux

- ✓ Plancher à dalle pleine
- ✓ Plancher champignons et /ou plancher dalle.

2.2.1 : Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres sur plusieurs appuis, à la flexion simple.

- Méthode de calcul :

Les méthodes appropriées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.

2.2.1.2 : Les différents types de poutrelles

Tableau 2.11: Les différents types de poutrelles

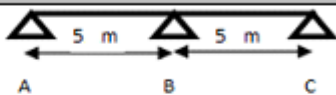
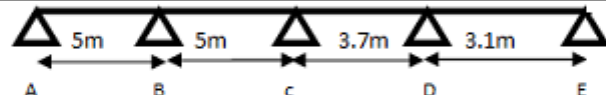
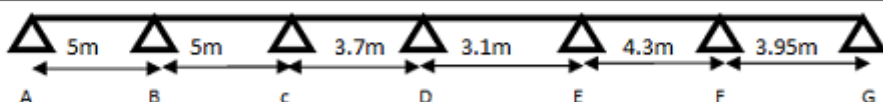
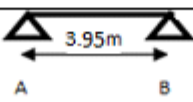
	Schéma statique
Type1	
Type2	
Type3	
Type4	

Tableau 2.12. Combinaisons d'action

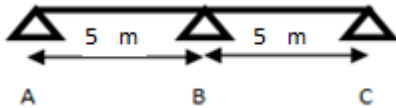
Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1.0	9.26	6,02	6.75	4.39

Etage courant	5,23		1.5	9.31	6,05	7.845	4,374
---------------	------	--	-----	------	------	-------	-------

- Les conditions de la méthode forfaitaire sont satisfaites pour les types 1, 2 et 3.

2.2.1.3 : Calcul des sollicitations dans les différents types de poutrelles

Type 1:



- **Application de la méthode forfaitaire pour le plancher habitation**

Etude d'une poutrelle à 2 travées en appliquant la méthode forfaitaire (poutrelle Type1).

a. Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :

- ✓ $Q \leq \text{Min} (2 \times 5.23 ; 5 \text{KN/m}^2) = 5 \text{KN/m}^2$ vérifiée.
- ✓ $I = \text{constant}$ vérifiée.
- ✓ $\frac{L_I}{L_{I+1}} = \frac{5}{5} = 1$ compris entre 0.8 et 1.25vérifiée.
- ✓ F.Nvérifiée.

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire étant vérifiées, nous l'appliquons pour le calcul.

b. calcule des sollicitations :

Calcul des moments en travée :

À l'ELU :

M_0 : Moment isostatique ; $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8}$

Travée A-B: $M_0 = \frac{6.05 \times (5)^2}{8} = 18.9 \text{ KN/m}$; Travée B-C: $M_0 = \frac{6.05 \times (5)^2}{8} = 18.9 \text{ KN/m}$

À l'ELS :

Travée A-B: $M_0 = \frac{4.374 \times (5)^2}{8} = 13.69 \text{ KN.m}$; Travée B-C: $M_0 = \frac{4.374 \times (5)^2}{8} = 13.67 \text{ KN.m}$

Moments aux appuis :

$$M_A = M_C = 0$$

Les moments sur les appuis de rives sont nuls, mais le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $-0,15.M_0$.

$$\text{ELU} : M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 18.9 = -2.83 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : M_A = M_C = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 13.67 = -2.04 \text{ KN.m}$$

À l'LEU :

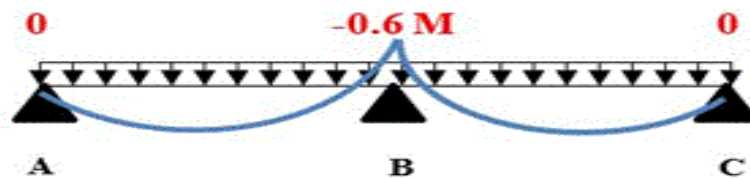


Figure14: Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées

$$M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$$

$$= -0.6 \times \max (18.9 ; 18.9) = - 11.34 \text{ KN.m}$$

$$\text{À l'LES} : M_B = -0.6 \times \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = - 0.6 \times \max(13.67 ; 13.67) = - 8.19 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travées $\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{1.5+5.23} = 0.223$

$$(1 + 0.3\alpha) = 1 + 0.3(0,223) = 1.067$$

$$\frac{1,2 + 0,3 \times \alpha}{2} = 0,633$$

➤ Travée A-B : $M_t^{AB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{Max} (1.05 M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB})$

$$M_t^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1 + 0.3\alpha) M_0^{AB} - \left(\frac{M_A + M_B}{2} \right)$$

- (ELU) : $M_{tu}^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.067) 18.9 - \frac{(0 + 11.34)}{2} = 14.49 \text{ KN.m} \dots (1)$

- (ELS) : $M_{ts}^{AB} \geq \text{Max} (1.05 ; 1.067) 13.67 - \frac{(0 + 2.04)}{2} = 18.47 \text{ KN.m} \dots (2)$

2) $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2}$ dans une travée de rive.

$$\text{(ELU)} : M_t \geq 0.633 \times 18.9 = 11.9 \text{ KN.m} \dots (3)$$

$$\text{(ELS)} : M_t \geq 0,633 \times 13.67 = 8.65 \text{ KN.m} \dots (4)$$

⇒ (ELU): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(1); (3)] = 14.49 \text{ KN.m}$

⇒ (ELS): $M_t^{AB} \geq \text{Max} [(2); (4)] = 18.47 \text{ KN.m}$

➤ Travée B-C : Par symétrie on trouve les mêmes résultats que la travée AB

• Calcul des efforts tranchants (ELU) :

L'effort tranchant isostatique a l'ELU : $V_0 = \frac{p_u \times L}{2}$.

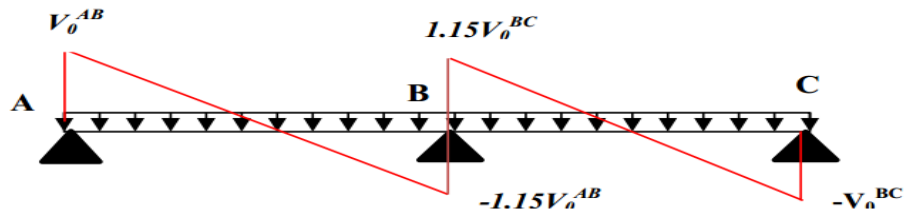


Figure 15 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées

➤ Travée A-B :

$$V_A = \frac{p_u \times L}{2} = \frac{6.05 \times 5}{2} = 15.12 \text{ KN} ; V_B = -1.15 \frac{p_u \times L}{2} = -1.15 \frac{6.05 \times 5}{2} = -17.39 \text{ KN}$$

➤ Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \frac{p_u \times L}{2} = 1.15 \frac{6.05 \times 5}{2} = 17.39 \text{ KN} ; V_C = -\frac{p_u \times L}{2} = -\frac{6.05 \times 5}{2} = -15.12 \text{ KN}$$

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

Tableau .2.13. : Calcul des moments isostatique et des moments en travée.

Type de poutrelle	Travée	M_0^u (KN.m)	M_0^s (KN.m)	M_t^u (KN.m)	M_t^s (KN.m)
Plancher habitation	A-B	18.9	13.67	14.49	18.47
	B-C	18.9	13.67	14.49	18.47

Tableau .2.14 : Moment et effort tranchant au niveau des appuis

Appuis	M_a^u (KN.m)	M_a^s (KN.m)	V_u (KN)
Appui A	-2.83	-2.05	15.12
Appui B	-11.34	-8.20	-17.39
Appui C	-2.83	-2.05	-15.12

•Type2 :

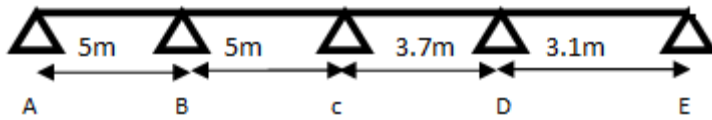


Tableau .2.15 Moments au niveau des travées

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	5	2,006	12,175	8,801
Travée BC	5	2,69	6,946	5,021
Travée CD	3,7	1,968	2,525	1,825
Travée DE	3,1	1,899	4,365	3,155

Tableau .2.16.Moments au niveau des appuis

	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-2.83	-2.047	12,14
Appui B	-14,952	-10,809	-18,12
Appui C	-9,2	-6,651	-13,98
Appui D	-6,547	-4,733	11,493
Appui E	-2.83	-2.047	-7,269

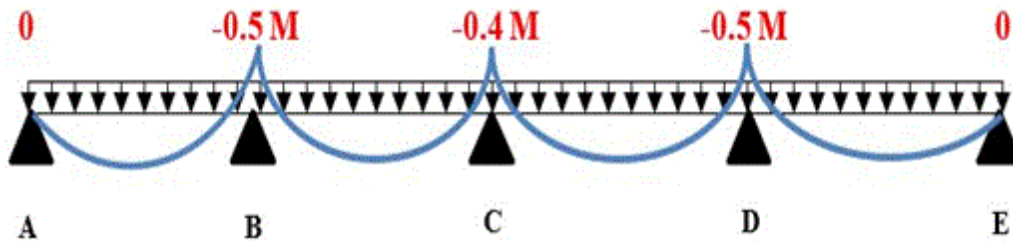


Figure 16 : Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus 2 travées.

Tableau .2.17 Efforts tranchants au niveau des travées

	Vui (KN)	Vui+1 (KN)
Travée AB	12,14	-18,12
Travée BC	16,28	-13,98
Travée CD	11,913	-10,479

Travée DE	11,493	-7,269
-----------	--------	--------

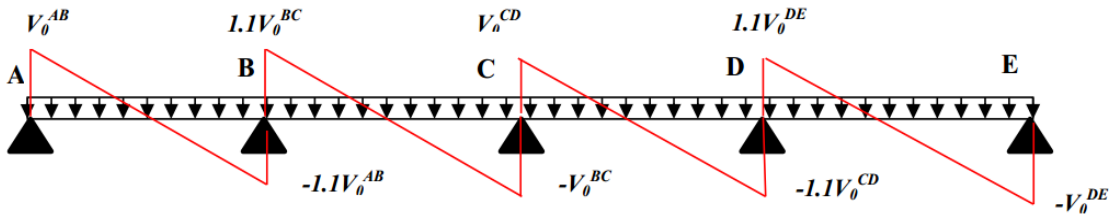


Figure 17 : Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées

• Type 3 :

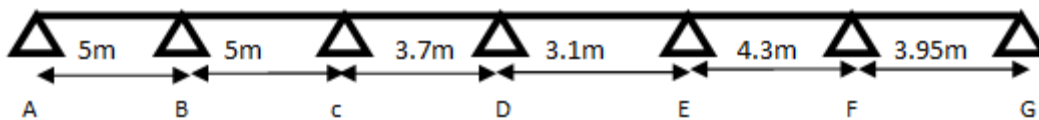


Tableau .2.18 Moments au niveau des appuis

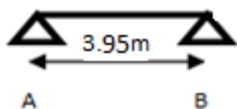
	Mu (KN.m)	Ms (KN.m)	Vu (KN)
Appui A	-2.83	-2.04	12,14
Appui B	-14,952	-10,809	-18,12
Appui C	-9,2	-6,651	-13,98
Appui D	-5,391	-3,897	-10,167
Appui E	-6,73	-4,865	11,883
Appui F	-11,582	-8,373	14,885
Appui G	-2.83	-2.04	-9,021

Tableau .2.19 Moments au niveau des travées

	L (m)	x (m)	Mtu (KN.m)	Mts (KN.m)
Travée AB	5	2,006	12,175	8,801
Travée BC	5	2,69	6,946	5,021
Travée CD	3,7	2,02	3,149	2,276
Travée DE	3,1	1,479	1,225	0,886
Travée EF	4,3	1,964	4,937	3,569
Travée FG	3,95	2,459	6,723	4,86

Tableau .2.20 Efforts tranchants au niveau des travées

	V _{ui} (KN)	V _{ui+1} (KN)
Travée AB	12,14	-18,12
Travée BC	16,28	-13,98
Travée CD	12,226	-10,167
Travée DE	8,949	-9,813
Travée EF	11,883	-14,14
Travée FG	14,885	-9,021

Type4 :**Tableau .2.21 Calcul des moments isostatiques et moment en travée**

	L (m)	M _{0u} (KN.m)	M _{0s} (KN.m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)
Travée AB	3,95	11,803	8,533	11,803	8,533

2.22 Moment et effort tranchant au niveau des appuis :

	V _u (KN)
Appui A	11,953
Appui B	-11,953

2.2.1.4 : Ferrailage de poutrelles :

➤ Calcul a l'ELU

En travée : On ferraille toutes les travées de la même manière avec :

$$M_t^{max} = 14.49 \text{ KN.m} \quad V_{\max} = 18.12 \text{ KN}$$

$$\text{En appui : } M_{ariv}^{max} = 2.83 \text{ KN.m} \quad M_{aint}^{max} = -14.95 \text{ KN.m}$$

-ferrailage en travée :

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots\dots \text{Moment équilibré par la table de compression.}$$

$$M_{tu} = 14.2 \times 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) \Rightarrow M_{tu} = 5.907 \text{ KN.m}$$

$M_t < M_{tu} \rightarrow$ La table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre passe dans la table de compression donc le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire

$$(b \times h_t) = (65 \times 20) \text{ cm}^2.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \times f_{bu}}; \quad d = 0.9 \times h = 0.9 \times 20 = 18 \text{ cm.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{14.49 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.0486; \quad \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A } (\varepsilon = 10 \text{ ‰ et } f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s})$$

$$\mu_{bu} = 0.0486 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0623$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1755 \text{ m}$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{14.49 \times 10^{-3}}{0.1755 \times 348} = 2.37 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 2.37 \text{ cm}^2.$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_t = 2.37 \text{ cm}^2$$

Donc en doit ferrailé avec A_t et on adopte $A_t = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 = 2.71 \text{ cm}^2$.

-Ferrailage en appuis

-En appui intermédiaire

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de $b_0 \times h$.

$$M_{ai} = -14.95 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{14.95 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0501$$

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0501 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}; \quad \mu_{bu} = 0.038 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0643, \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1765 \text{ m}$$

$$A_{ai} = \frac{M_{ai}}{z \times f_{st}} = \frac{11.34 \times 10^{-3}}{0.1765 \times 348} = 2.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_a^i = 2.45 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_a^i = 2.45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{vérifiée.}$$

$$\text{On prend: } A_a^i = 2\text{HA14} = 3.08 \text{ cm}^2$$

En appui de rive :

$$M_a^{riv} = -2.83 \text{ KN.m}; \quad \mu_{bu} = \frac{2.83 \times 10^{-3}}{0.1 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.0095.$$

$$\mu_{bu} = 0.0095 < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}; \quad \mu_{bu} = 0.0095 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0119 \quad ; \quad z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.1791 \text{ m.}$$

$$A_a^{riv} = \frac{M_a^{riv}}{z \times f_{st}} = \frac{2.83 \times 10^{-3}}{0.1791 \times 348} = 0.454 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_a^{riv} = 0.454 \text{ cm}^2 < A_{\min} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte pour : } A_a^{riv} = 1\text{HA14} = 1.54 \text{ cm}^2.$$

➤ Vérification des poutrelles à l'ELU :

• Cisaillement : $V_u = 18.12 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \Rightarrow \tau_u = \frac{18.12 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} \Rightarrow \tau_u = 1.0067 \text{ MPa}$$

Fissuration nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{vérifié} \Rightarrow \text{Pas risque de cisaillement.}$$

➤ Choix des armatures transversales

$$\phi_t \geq \min \left(\phi_l^{\min} ; \frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \geq \min(10 \text{ mm}; 5.71 \text{ mm}; 10 \text{ mm})$$

$$\text{On prend : } \phi_t = 6 \text{ mm. Donc : } A_t = 2 \times \phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2.$$

➤ L'espacement St :

L'espacement des courts successifs d'armatures transversal doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) St \leq \text{Min} (0.9d, 40\text{cm}) = St \leq \text{Min} (0,9 \times 18; 40\text{cm}) \Rightarrow St \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) St \leq A_t \frac{0.8 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28} K)} \Rightarrow St \leq 456 \text{ cm}$$

$$3) St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow St \leq 57 \text{ cm}$$

$$St = \text{min} (1; 2; 3) \Rightarrow \text{on adopt pour } St = 15\text{cm.}$$

➤ Vérification de la jonction table nervure :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \Rightarrow b_1 = 0,275\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \Rightarrow \tau_u = 0,78\text{MPa}$$

$$\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié}$$

⇒ Pas risque de rupture à la jonction table-nervure.

➤ Vérification à l'effort tranchant

➤ Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u) au niveau d'appui :

En appuis de rive :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s V_u}{f_e}$$

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 2\text{HA}10 + 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 1.57 + 1.13 + 1.54 = 4.25\text{cm}^2$$

$$A_l \geq \frac{1,15}{400} \times 18.12 \times 10^{-3} = 0,52\text{cm}^2 \dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

En appuis intermédiaire :

$$A_l = A_{\text{travée}} + A_{\text{appui}} = 1\text{HA}12 + 2\text{HA}10 + 2\text{HA}14 = 5.79\text{cm}^2.$$

$$A_l \geq \left[V_u + \frac{M_a^i}{0.9 \times d} \right] \times \frac{\gamma_s}{f_e} = 0.044 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

➤ Vérification de la bielle :

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \quad ; \text{ Avec : } a = 0,9 \times d = 0,9 \times 0,18 = 16,20\text{cm}$$

$$V_u = 18.12\text{KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 \times 10^3 = 108,135\text{KN} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des poutrelles à l'ELS :

- Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$.

–En travée :

$$M_t = 18.47KN.m \quad A_t = 3.39cm^2$$

➤ Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{0,65 \times (0,04)^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = -1.919 \times 10^{-4} < 0$$

donc l'axe neutre passe par la nervure, vérification des contraintes pour une section en T

Donc : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

✓ Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 25.5 y - 459 = 0$$

$$\Rightarrow y = 0.050093757 m$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3.38^3 + 15 \times 1,7 \times (18 - 4.58)^2$$

$$I = 16.5803 \times 10^{-5} m^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{18.47 \times 10^{-3}}{1123.95 \times 10^{-8}} \times 0,0338 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 5.63MPa \\ \bar{\sigma}_{bc} = 15MPa \end{cases} \Rightarrow \text{vérifié.}$$

–En appuis intermédiaire :

$$M_{ser} = 10.81 \times 10^{-3} MN.m \quad A_{ai} = 1.75cm^2$$

$$H = \frac{b_0 \times h^2}{2} - 15A(d - h) = \frac{0,1 \times (0,2)^2}{2} - 15 \times 1,75 \times 10^{-4} (0,18 - 0,04) \Rightarrow H = 1.63 \times 10^{-3} m > 0$$

Donc l'axe neutre passe par la table, vérification des contraintes pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

⇒ Calcul d'une section rectangulaire ($b_0 \times h$)

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$.

✓ Calcul de Y et I :

$$\frac{b}{2}y^2 + 15.A.y - 15.A.d = 0 \Leftrightarrow 32,5 y^2 + 26.25 y - 472.5 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 249.2 \Rightarrow y = 3.43cm$$

$$I = \frac{b}{3}y^3 + 15A(d - y)^2 = \frac{65}{3} \times 3.43^3 + 15 \times 1,75 \times (18 - 3.43)^2$$

$$I = 6446.80 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10.8 \times 10^{-3}}{6446.80 \times 10^{-8}} \times 3.43 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

- Etat limite de déformation

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les déformations de service. L'article (B.6.5.1) de BAEL stipule que si les conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\checkmark \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} ; \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} ; \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{L} = \frac{20}{500} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow$ condition non vérifiée donc on doit faire la vérification de la flèche.

➤ **Vérification de la flèche**

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

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

Poutre inférieure à 5m, la flèche admissible pour est de :

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{500}{500} \Rightarrow f_{adm} = 1 \text{ cm}$$

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

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

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

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :
 $g = 5.23 \text{ KN/m}^2$. et $p = 6.73 \text{ KN/m}^2$. $J = G - G^{\text{revêtement}} = 5.16 - (0.4 + 0.4 + 0.36 + 0.2) = 3.87 \text{ KN/m}^2$.

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 3.87 = 2.51 \text{ KN / m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.23 = 3.39 \text{ KN / m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.23 + 1.5) = 4.374 \text{ KN / m}$$

$$M_{ser}^g = 0.77 \times G \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \quad M_{ser}^g = 9.004 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^j = 0.77 \times J \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \Rightarrow M_{ser}^j = 6.667 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser}^p = 0.77 \times (G + Q) \times l_0 \times \frac{l_0^2}{8} \quad M_{ser}^p = 11.61 \text{ KN.m}$$

$$\text{Modules de Young instantané et déferé : } \begin{cases} E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPa} \\ E_i = 3 \times E_v = 32456.60 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ Coefficients λ et μ :

Les Coefficients λ et μ sont défini par le BAEL pour prendre en considération la fissuration du béton.

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 \times b \times f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.26 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = 0.90 \end{cases} ; \quad \text{avec : } \rho = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{3.39}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\begin{cases} \mu_g = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = 0.58290 \\ \mu_j = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = 0.48011 \\ \mu_p = \max \left(0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = 0.65842 \end{cases}$$

✓ Calcul des contraintes σ_{st} :

$$\begin{cases} \sigma_{st}^g = 15 \times M_{ser}^g \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j = 15 \times M_{ser}^j \times \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p = 15 \times M_{ser}^p \times \frac{(d-y)}{I} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{st}^g = 138.41 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^j = 102.48 \text{ MPa} \\ \sigma_{st}^p = 170.59 \text{ MPa} \end{cases} ; \text{ Avec : } \begin{cases} I = 0.000165803 \text{ m}^4 \\ y = 0.050093 \text{ m} \end{cases}$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés :

$$v = 0.0654 \text{ m} \Rightarrow I_0 = \frac{b \cdot v^3}{3} + b_0 (h - v)^3 - \frac{(b - b_0)(v - h_0)^3}{3} + 15 \cdot A (d - v)^2$$

$$\text{D'où : } I_0 = 35.19810^{-5} \text{ m}^4.$$

✓ Calcul des moments d'inertie fissurés et des flèches :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 13.005 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 14.7302 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 11.975 \times 10^{-5} m^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 21.620 \times 10^{-5} m^4 \end{array} \right. ; \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gi} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{gi}}} = 5.333 mm \\ f_{ji} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{ji}}} = 3.486 mm \\ f_{pi} = M_{ser}^p \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_{f_{pi}}} = 7.473 mm \\ f_{gv} = M_{ser}^g \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} = 9.624 mm \end{array} \right.$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 8.278 mm < \bar{f} = 10 mm \dots \dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 2.23. Evaluation de la flèche dans le plancher étage courant :

Y (cm)	I (cm ⁴)	I ₀ (cm ⁴)	I _{f_{ji}} (cm ⁴)	I _{f_{gi}} (cm ⁴)	I _{f_{pi}} (cm ⁴)	I _{f_{gv}} (cm ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
5.009	16580.3	35198.6	14730.2	13005.01	11975.2	21620.02	0.827	1

Pour le plancher terrasse inaccessible, on procède de la même manière pour le calcul du ferrailage à l'ELU et les vérifications à l'ELS. Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.24. Le calcul du ferrailage à l'ELU dans le plancher terrasse inaccessible :

	M _t (KN.m)	μ _{bu}	A	Z (m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A choisit (cm ²)
En travée	15.05	0.050	0.064	0.1753	2.46	1.41	3HA12= 3.39
En appui intermédiaire	11.29	0.037	0.048	0.1765	1.84	1.41	1HA12+1HA10 1.92
En appui de rive	2.82	0.009	0.011	0.1791	0.45	1.41	1HA12+1HA10 1.92

Pour le ferrailage choisit ($A_{st}=3.39 \text{ cm}^2$) au niveau des poutrelles terrasse inaccessible ne vérifie pas la flèche, alors on augmente la section des aciers

$$\begin{cases} A_{st} = 2HA16 + 1HA12 = 5.15 \text{ cm}^2 \\ A_a = 1HA12 + 1HA10 = 1.92 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.25. Evaluation de la flèche dans le plancher terrasse inaccessible :

L (m)	A_s (cm ²)	M_{jser} (KN.m)	M_{gser} (KN.m)	M_{pser} (KN.m)	I (cm ⁴)	I_0 (cm ⁴)
5	5.15	7.125	9.35	10.925	15674.4	23361.2
Y (cm)	I_{fji} (cm ⁴)	I_{fgi} (cm ⁴)	I_{fpi} (cm ⁴)	I_{fgv} (cm ⁴)	Δf (cm)	f_{adm} (cm)
5.45	12659.3	11209.7	12097.4	11839.1	0.9008	1

Le ferrailage des poutrelles est donné comme suit :

Tableau 2.26..Le ferrailage des différentes poutrelles :

POUTRELLE		ARMATURES LONGITUDINALES		ARMATURES TRASVRSALES (cm ²)
		Section calculée (cm ²)	Section adoptée (cm ²)	
Terrasse inaccessible	Appuis de rive	0.43	1HA1 = 0.79	2HA6= 0,57
	Appuis intermédiaires	1,85	1HA12+1HA10 1.92	2HA6=0,57
	Travée	2.21	3HA14 = 4.62	2HA6 = 0,57
Plancher étage courant	Appuis de rive	0,45	1HA10= 0.79	2HA6 = 0,57
	Appuis intermédiaires	1,92	1HA12+1HA10 1,92	2HA6=0,57
	Travée	2.21	2HA12+1HA14 3.80	2HA6=0,57

Tableau 2.27.Schémas de ferrailage des différentes poutrelles :

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant	<p>1HA10 epingleØ8 1HA14 2HA12 e=15 cm</p>	<p>1HA10 epingleØ8 1HA14 2HA12 e=15 cm</p>	<p>1HA10 epingleØ8 1HA14 2HA12 e=15 cm</p>
	Plancher terrasse inaccessible	<p>1HA10 epingleØ8 3HA14 e=15 cm</p>	<p>1HA10 epingleØ8 3HA14 e=15 cm</p>

. Etude de la dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures.

D'après le même article cité ci-dessus **les sections des armatures sont calculées comme suit :**

✓ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4.I_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

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

D'où on adopte : un treillis soudé TS Ø5 150×150 qui vérifie les sections calculées.

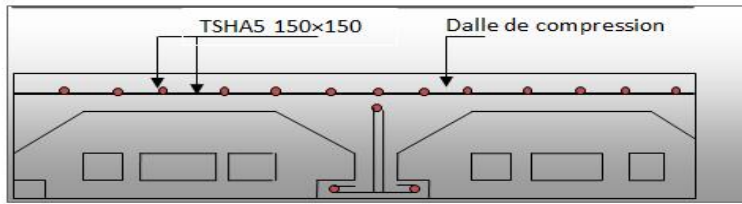


Figure.II.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2.3: Plancher à dalle pleine

Les dalles pleines sont des pièces minces et planes en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions, elles reposent sans avec continuité sur 02 ou plusieurs appuis comme elle peut être assimilée à une console, et elle peut porter dans une ou deux directions.

Ce type de plancher est utilisée essentiellement quant le plancher creux ne peut pas être utilisé.

Les cas qui consistent à utiliser la dalle pleine :

- ✓ Les balcons : quand le plancher à corps creux ne peut être utilisée.
- ✓ Q est important.
- ✓ Longueurs de travées importantes.

Dans le cas de notre projet, les balcons sont réalisés en dalle pleine avec 12 cm d'épaisseur.

2.3.1. Etude des dalles pleines

a) Dalle sur deux appuis : $L_x=1.50m$; $L_y=3.80m$; $\rho = \frac{1.5}{3.8} = 0.39 < 0.4$

Calcul du chargement :

ELU :

$G=4.48 \text{ KN/m}^2$; $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\begin{cases} q_u = 1.35 \times 4.48 + 1.5 \times 3.5 = 11.298 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 4.48 + 3.5 = 7.98 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

Calcul des moments :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = \frac{11.298 \times 1.5^2}{2} = 12.71 \text{ KN.m}$$

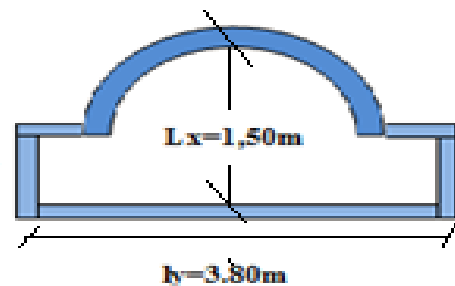


Figure 18 : Dalle sur deux appuis(D1)

$$V_u = q_u \times L = 11.298 \times 1.5 = 16.947 \text{ KN}$$

Ferraillage

- Armatures principales
- Le calcul des armatures se fait en flexion simple.

$$b=100\text{cm}; h=12\text{cm}; d=10\text{cm}; f_{bu}=14.2 \text{ Mpa}$$

Tableau 2.28. le ferraillage de la dalle pleine sur 02 appuis

Mu(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ² /m _l)	A _{opt} (cm ² /m _l)	S _t (cm)
14.35	0.0897	0.0017	0.0953	3.83	5HA10=3.93	20

- Armatures secondaires

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ m}^2$$

On opte pour :4HA8=2.01cm²

Avec S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm

- Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400} = 1.45 \text{ cm}^2.$$

1,45cm² < 3.93cm² c'est vérifié.

Vérification à l'ELU :

- L'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.95 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa. condition vérifiée.}$$

Vérification à l'ELS :

- La contrainte dans le béton :

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

$$M_{ser} = \frac{p_s \times l^2}{2} + P_s \times l = \frac{8.35 \times 1,45^2}{2} + 1 \times 1,45 = 10.22 \text{KN.m}$$

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{y^2}{2} + 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 3.93 \times 10^{-4} \times 0.12 = 0$$

$$\Rightarrow y = 4.4 \text{cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 6244 \text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.2 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

- La contrainte dans l'acier

$$\text{Fissuration nuisible} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 240 \text{MPa.}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) = 186.59 \text{Mpa.}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ C'est vérifié.

- État limite de déformation

$$\frac{h_t}{l} = \frac{12}{150} = 0,096 > \frac{1}{16} = 0.0625$$

$$\frac{h_t}{l} = 0.096 > \frac{M_{tx}}{10 \times M_{lx}} \Rightarrow 0.093 > \frac{1}{10 \times 1.73} = 0.084$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = 0,00032 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0,0105$$

Les conditions sont vérifiées, la flèche n'a pas besoin d'être vérifiée.

Schéma de ferrailage

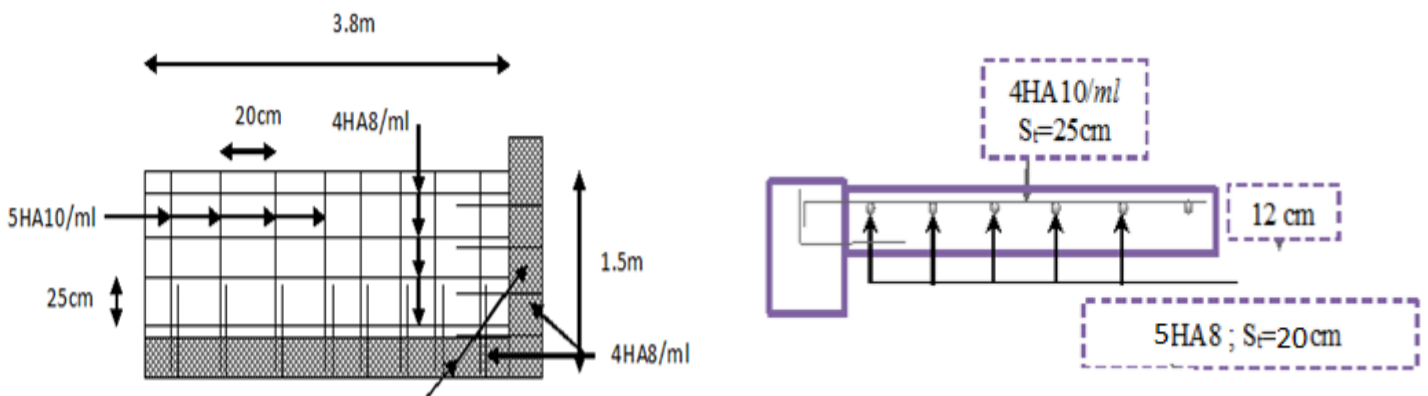


Figure 19 :Schéma de ferrailage des dalles sur 2 appuis.

2.4. Les escaliers

- Escalier d'étage courant

Ce type se calcule comme suit

La charge permanente sur la volée d'escalier

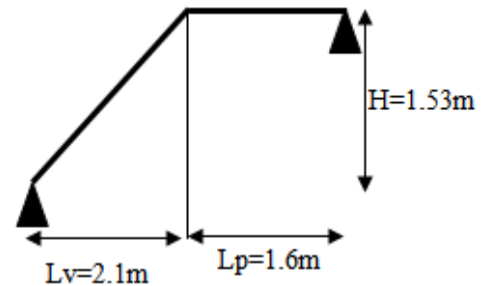
$$G=6.74 \text{ KN/m}^2 ; Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

La charge permanente sur le palier d'escalier

$$G=5.08 \text{ KN/m}^2 ; Q=2.5 \text{ KN/m}^2$$

Calcul à l'ELU:

figure 20: schéma de l'escalier



- La charge qui revient sur la volée

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \times 6.74) + (1.5 \times 2.5) = 12.85 \text{ KN/ml.}$$

- La charge qui revient sur le palier

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \times 5.08) + (1.5 \times 2.5) = 10.61 \text{ KN/ml.}$$

- Schéma statique

2.4.1 : Calcul des sollicitations

Calcul des réactions

Après calcul de RDM, on trouve

$$R_A = 23 \text{ KN} ; R_B = 20.97 \text{ KN.}$$

Calcul M^{\max} : $M^{\max} = M(x)$

Calcul de x

$$dM/dx = 0 \rightarrow x = 1.789 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M^{\max} = 20.56 \text{ KN.m.}$$

Calcul des moments réels :

$$M_a = -0.5 M^{\max} = -0.5 \times 20.56 = -10.28 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0.75 M^{\max} = 0.75 \times 20.56 = 15.42 \text{ KN.m.}$$

2.4.2 : Ferrailage

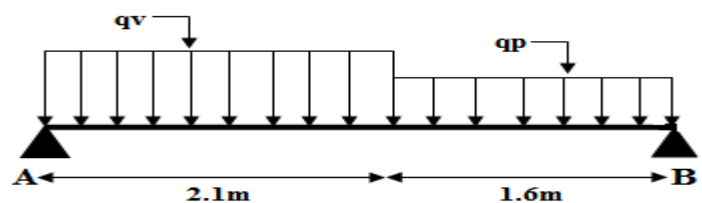


Figure 21 : Schéma statique de l'escalier

Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 2.29 : Ferrailage de la partie de l'escalier à deux volées en travée et aux appuis

En travée							
Mu(KN. m)	μ_{bu}	a	Z(m)	A calculée (cm ² /ml)	A min (cm ²)	A adoptée (cm ² / ml)	St(cm)
15.42	0.108	0.144	0.094	4.705	1.207	5HA12=5.65	20
En appui							
10.28	0.105	0.094	0.96	3.071	1.207	5HA10=3.93	20

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

$$V^{max} = 23 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V^{max}}{1 \times d} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa}$$

Donc, nous n'avons pas besoins de mettre des armatures transversales.

Armatures de répartition

$$\text{En appui : } A_r^a = \frac{A_s}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 / \text{ml. Soit : } A_r = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2 / \text{ml et } St = 15 \text{ cm}$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2 / \text{ml. Soit : } A_r = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml et } St = 15 \text{ cm}$$

➤ **Vérification des espacements**

– Armatures principales : $St = \min(3.e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

– Armatures secondaires : $St = \min(4.e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Calcul à l'ELS

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on vérifie que σ_{bc}

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

La charge qui revient sur la volée et sur le palier

$$q_S^V = G_v + Q_v = 6.74 + 2.5 = 9.24 \text{ KN/ml.}$$

$$q_S^P = G_p + Q_p = 5.08 + 2.5 = 7.58 \text{ KN/ml.}$$

$$R_A = 20.88 \text{ K}; R_B = 10.65 \text{ KN.}$$

$$M_0^{max} = 23.6 \text{ KN.m} \Rightarrow M_a^s = -0.5 M_0^{max} = -11.80 \text{ KN.m}; M_t^s = -0.75 M_0^{max} = 17.7 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

Tableau 2.30 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	17.7	5.04	23234.65	3.83	15	Vérifiée
En appui	11.8	4.30	17180.82	2.95	15	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

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

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{370} < \frac{1}{16} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$$

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

La flèche admissible pour une poutre inférieure à 5 mètres est définie par le BAEL91 comme suit : $f_{adm} = l/500$

Tableau 2.31 : Evaluation de la flèche dans la partie 2 de l'escalier :

L (m)	As (cm ²)	M _{jser} (KN.m)	M _{gser} (KN.m)	M _{pser} (KN.m)	I (m ⁴)	I _o (m ⁴)
3.7	5.65	6.96	11.86	15.07	9*10 ⁻⁵	3.07*10 ⁻⁵
Y (cm)	I _{fji} (m ⁴)	I _{fgi} (m ⁴)	I _{fpi} (m ⁴)	I _{fgv} (m ⁴)	Δf (cm)	f _{adm} (cm)
3.92	2.5710 ⁻⁵	1.3910 ⁻⁵	1.1610 ⁻⁵	2.1510 ⁻⁵	0.59	0,74

2.4.3 : Schéma de ferrailage des escaliers :

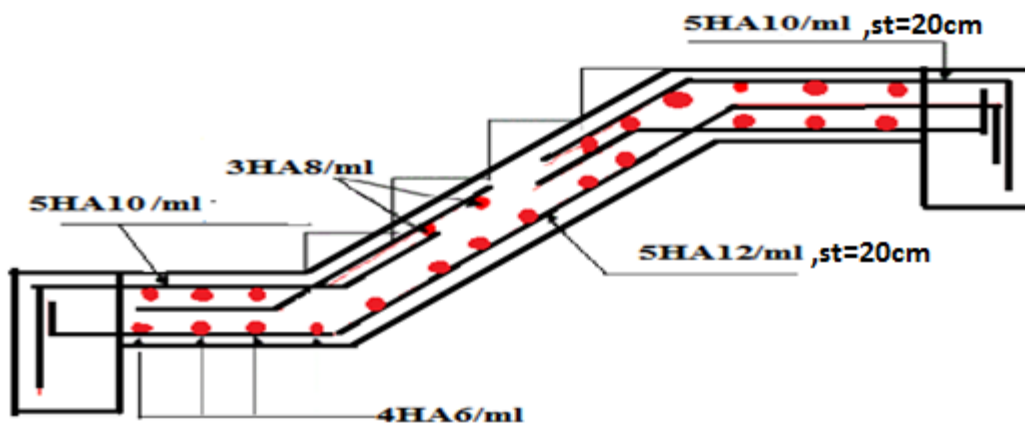


Figure 22 : Schéma de ferrailage des escaliers.

2.5. L'acrotère

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Il est soumis à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (G).
- Un moment dû à la surcharge (Q)

IL a pour rôle de :

- Protection d'étanchéité.
- Servant comme garde corps.
- Entretien des façades.

Principe de calcul :Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS.

2.5.1 : Evaluation des charges

a) charge permanente :

$$S = [0.6 \times 0.1 + 0.05 \times 0.1 + (0.03 \times 0.1) / 2 + 0.07 \times 0.1] \Rightarrow S = 0.0732 \text{ m}^2$$

$$G = S \times 25 \Rightarrow G = 1.837 \text{ KN/ml}$$

b) Surcharge d'exploitation : (De la main courante de personne) ;

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

c) Détermination de l'effort due au séisme :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3)

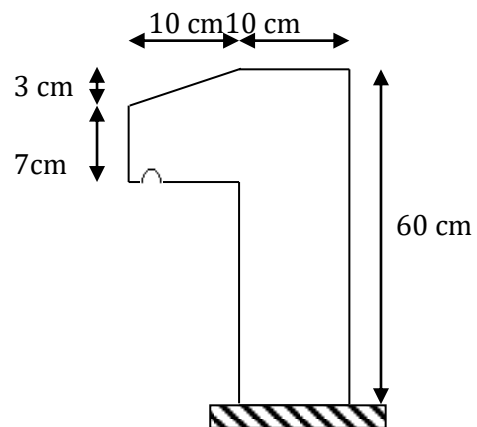


Figure 23: coupe transversale de l'acrotère

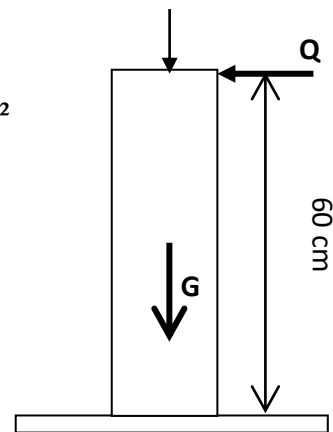


Figure 24 : schéma statique de l'acrotère

les éléments non structuraux doivent être calculés

Sous l'action des forces horizontales suivant la formule suivante ;

$$F_P = 4 A C_P W_P$$

$A = 0,15$ A: coefficient d'accélération de zone (zone II).

$C_P = 0,80$ C_P : facteur de force horizontale (élément en console).

$W_P = 1.837 \text{ KN/ml}$ W_P : poids de l'acrotère.

D'où : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,80 \times 1,837 \Rightarrow F_p = 0,88 \text{ KN/ml}$

- Pour G : $N_G = 1,837 \text{ KN/ml}; M_G = 0 ; T_G = 0$
- Pour Q : $N_Q = 0; M_Q = H \times Q = 0,6 \text{ KN/ml} ; T_Q = Q = 1 \text{ KN/ml}$
- Pour F_p : $N_{F_p} = 0 ; M_{F_p} = 0,6 \times 0,88 = 0,528 \text{ KN/ml} ; T_{F_p} = F_p = 0,88 \text{ KN/m}$

On a : $F_p \leq Q$; alors, le ferrailage sera donc donné par les sollicitations du deuxième cas qui sont :

- Poids propre : $N_G = 1,837 \text{ KN/ml}$
- Surcharges : $Q = 1,00 \text{ KN/ml}$
- Un moment : $M_E = Q \cdot h = 1,00 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN/ml}$
- Un effort tranchant : $T_Q = 1,00 \text{ KN}$

2.5.2 : Evaluation des sollicitations

- Etat limite ultime

$N_U = 1,35 N_G = 1,35 \times 1,837 = 2,48 \text{ KN}$

$M_U = 1,5 M_Q = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

$T_U = 1,5 \times T_Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

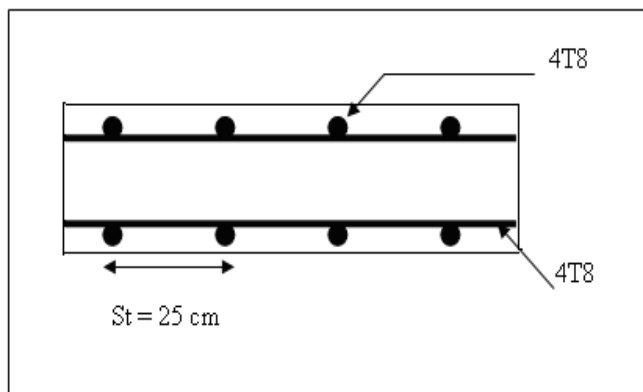
- Etat limite de service :

$N_{ser} = N_G = 1,837 \text{ KN}; M_{ser} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m} ; T_{ser} = T_Q = 1 \text{ KN}$

2.5.3: Ferrailage

Tableau .2.32 Tableau de Calcul de la section des armatures.

M_{UA}^* (KN/ml)	μ	α	z (m)	ϵ_s (%)	σ_s (MPa)	A_f (cm ² /ml)	A_s (cm ² /ml)
1.064	0.012	0.015	0.0795	1	348	0.383	0.30



Coupe A-A

Figure 26 : schéma de ferrailage coupe A-A

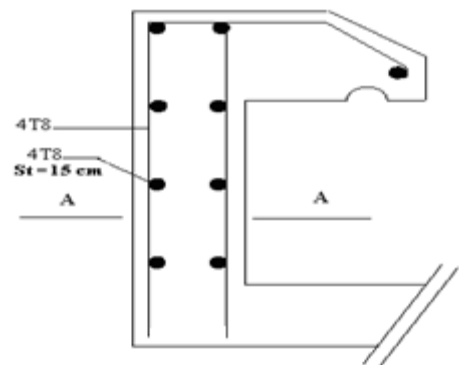


Figure 25 : Croquis de ferrailage de l'acrotère

2.6:L'ascenseur

Définition

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

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 06 personnes.

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

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

Donc on fixe une épaisseur $h=15\text{cm}$

La dalle est appuyée sur quatre appuis donc pour déterminer son épaisseur on a :

$$\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40} = \frac{2}{50} \leq e \leq \frac{2}{40}$$

$e=5\text{ cm}$

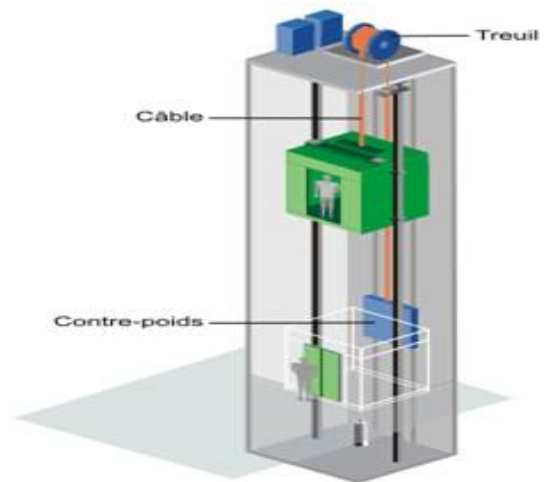


Figure 27:Schéma de l'ascenseur.

2.6.1 : Etude de la dalle d'ascenseur

Évaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0,15 = 3,75 \text{ KN/m}^2$ poids de la dalle en béton

$G_2 = 22 \times 0,05 = 1,1 \text{ KN/m}^2$ poids du revêtement en béton ($e=5\text{cm}$)

$G' = G_1 + G_2 = 4,85 \text{ KN/m}^2$

$G'' = \frac{f_c}{s} = \frac{145}{4,935} = 29,38 \text{ KN/m}^2$ poids de la machine

$G_{\text{tot}} = G' + G'' = 34,23 \text{ KN/m}^2$

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

- Combinaison de charge

$q_u = 1,35 G_{\text{tot}} + 1,5 Q = 1,35 \times 34,23 + 1,5 \times 1 = 47,71 \text{ KN/m}^2$

$q_s = G_{\text{tot}} + Q = 34,23 + 1 = 35,23 \text{ KN/m}^2$

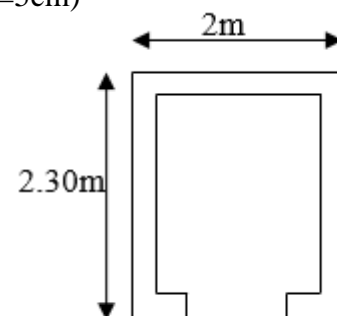


Figure 28 : Cage d'ascenseur

III.4.2. Cas d'une charge uniformément répartie

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2.10}{2.35} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

-Les sollicitations

➤ à l'ELU : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0466 \\ \mu_y = 0.7635 \end{cases}$$

-Calcul des moments réels

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0466 \times 47.71 \times (2.1)^2 = 9.80 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.7635 \times 9.80 = 7.48 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 8.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.358 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.3 M_0^x = -2.94 \text{ KN.m}$$

-Ferrailage : Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m.

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{15}{10} = 1.5 \text{ cm}$$

On prend des barres de $\phi = 12 \text{ mm}$ pour le ferrailage et on aura donc

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + e\right) \Rightarrow d_x = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 2\right) = 12.40 \text{ cm}$$

$$d_y = h - \left(\frac{\phi}{2} + \phi + e\right) \Rightarrow d_y = 15 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2\right) = 11.2 \text{ cm}$$

En travée : Sens x-x'

$$\mu_{bu} = \frac{8.33 \times 10^3}{100 \times (12.4)^2 \times 14.2} = 0.0381; \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.0381 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.048 ; z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.122 \text{ m} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} \Rightarrow f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{8.33 \times 10^{-3}}{0,122 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t = 1,96 \text{ cm}^2$$

Pour $h > 12 \text{ cm}$ et $\alpha \geq 0.4$

$$\text{Sens xx : } A_{x \text{ min}} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 0,0008 \times \left(\frac{3-1}{2} \right) \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens y-y : } A_y \geq \rho_0 b h$$

$$A_y = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

En appui

$$A_x \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h$$

$$A_x = 3,14 \text{ cm}^2 > \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) b h = 1,2 \text{ cm}^2$$

Tableau 2.33 : Résultats de calcul du ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{cal} \geq A_{min}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	8.33	0,0381	0,048	0,122	1,96	1,2	4 T10=3,14
	y-y	6.358	0.0356	0.045	0,109	1,67	1,2	4 T10=3,14
Appui	x-x	2,94	0.0134	0,0168	0,123	0,68	1,2	4 T10=3,14

-Espaceement des armatures

$$\text{Armatures // } L_x : S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Armatures // } L_y : S_t = 33 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{47,71 \times 2,10}{2} = 50,09 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{50,09 \times 10^{-3}}{1 \times 0,124} = 0,40 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa.}$$

- à l'ELS : La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression du béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton.

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

$$q_s = G_{tot} + Q = 34,23 + 1 = 35,23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 0.89 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0537 \\ \mu_y = 0.8358 \end{cases}$$

-Calcul des moments réels

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0537 \times 35,23 \times (2,1)^2 = 8,34 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,8358 \times 8,34 = 6,97 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 7,09 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 5,92 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0,3 M_0^x = -2,502 \text{ KN.m}$$

-Vérification des contraintes

$$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2, b = 100 \text{ cm}, d = 12,4 \text{ cm}, y = 2,98 \text{ cm}, I = 5062,13 \text{ cm}^4$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$$

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

Tableau 2.34 : Vérification des contraintes

Localisation		M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Travée	Sens x-x	7.09	3,14	2,98	3,7	Vérifié
	Sens y-y	5.92	3,14	2,81	4,64	Vérifié
Appui		-2,502	3,14	2,98	1,31	Vérifié

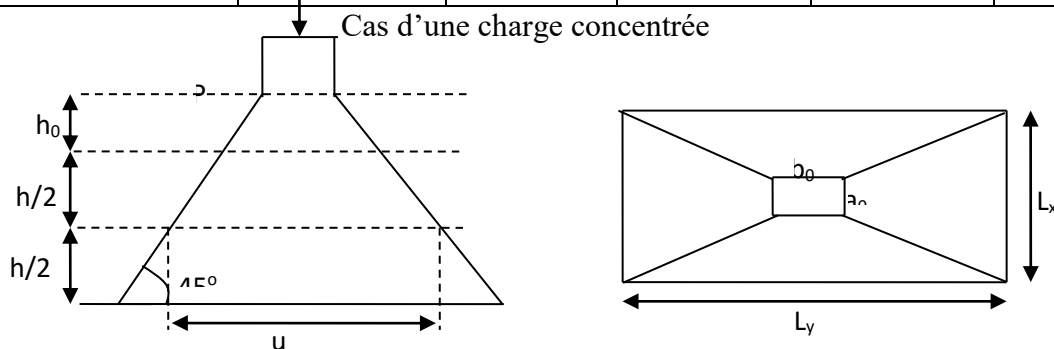


Figure 29 : Schéma représente la surface d'impact.

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u. v).

$$u = a_0 + h_0 + 2 \xi h$$

$$v = b_0 + h_0 + 2 \xi h \text{ Avec : } a_0 \text{ et } u : \text{ dimension // à } L_x$$

b_0 et v : dimension // à L_y ($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h_0 : Epaisseur du revêtement,

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$),

$$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$$

$$u = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

$$v = 80 + 15 + 2 \times 1 \times 5 = 105 \text{ cm}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) q \quad , \quad \nu : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} \nu = 0 \text{ à l'ELU} \\ \nu = 0.2 \text{ à l'ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

➤ à ELU :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{210}{235} = 0.89 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens} \quad \begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{105}{210} = 0,5 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{105}{235} = 0,44 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque PIGEAU (annexe2) on trouve $\mu_1 = 0,105$, $\mu_2 = 0,088$

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

$$M_{x1} = p_u \times \mu_1$$

$$M_{y1} = p_u \times \mu_2$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 9,11 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 7,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 1,35 \times 4,85 + 1,5 \times 1 = 8,04 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.65 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 1.26 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0,0466, \mu_y = 0.7635$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9,11 + 1,65 = 10,76 \text{ K.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7,64 + 1,26 = 8,9 \text{ K.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 15 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 10,76 = 9,15 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 8,9 = 7.56 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 9,15 = -2,74 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 2.35 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur.

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	9,15	2,74	2.17	0.64	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y	7,56	2,74	1.99	0.71	4HA10=3,14	4HA10=3,14

➤ Vérification à l'ELU

- Vérification au non poinçonnement :

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

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

Q_u : Charge de calcul à l'ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (105+105) = 420 \text{ cm}$$

$$P_u = 86,805 \text{ KN} < \frac{0,045 \times 4,20 \times 0,15 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 472,5 \text{ KN} \dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

Pas risque de poinçonnement.

- Vérification de la contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2u+v} = \frac{P_u}{3u} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2v+u} = \frac{P_u}{3v} = 27,55 \text{ KN}$$

$$\text{Et on a : } \tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0,0222 < \bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa} \Rightarrow (\text{pas risque de cisaillement})$$

-Espacement des barres :

$$\text{Sens } x-x' : S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm.}$$

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

-Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64.3 \text{ KN} .$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 \times v \times M_2) = 64.3 \times (0.105 + 0.2 \times 0.088) = 7.88 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 \times v \times M_1) = 64.3 \times (0.088 + 0.2 \times 0.105) = 7 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = G + Q = 4,85 + 1 = 5,85 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0537 \times 5.85 \times 2.1^2 = 1.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} = 0.8358 \times 1.38 = 1.15 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7,88 + 1,38 = 9,26 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7 + 1,15 = 8,15 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 9,26 = 7,87 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0,85 \times M_y = 0,85 \times 8,15 = 6,93 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0,3 \times M_x = -0,3 \times 9,26 = -2,78 \text{ KN.m}$$

➤ Vérification de contrainte

Sens x-x'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 12,4 \text{ cm}; y = 2,98 \text{ cm}; I = 5061,6 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,63 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

Sens y-y'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 11,2 \text{ cm}; y = 2,81 \text{ cm}; I = 4055,07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 4,45 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{c'est vérifier}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La FN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire

➤ Vérification de la flèche

Les deux conditions à vérifier sont

$$h/l = 0,071 \geq 1/16 = 0,06 \quad \text{vérifié}$$

$$h/l=0,071 \geq M_t/20M_0=0,0548 \quad \text{v\u00e9rifi\u00e9}$$

Donc la v\u00e9rification de la fl\u00e8che n'est pas n\u00e9cessaire.

2.6.2 Sch\u00e9ma de ferrailage

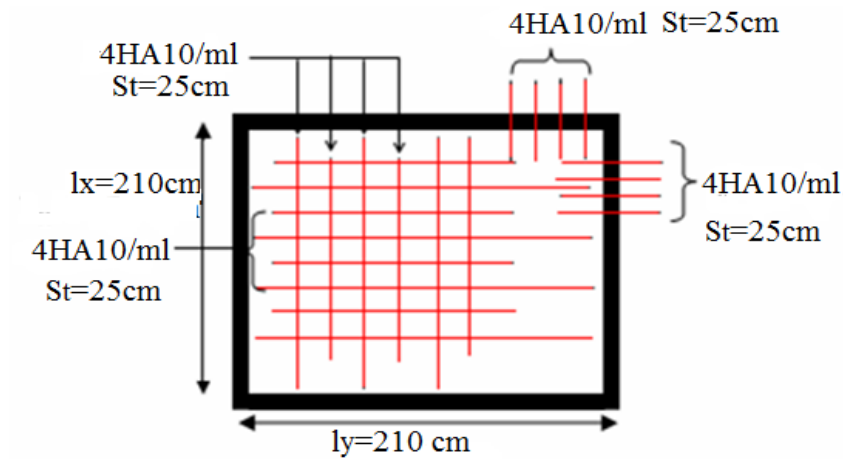


Figure 30 : Vue en coupe du ferrailage de la dalle

Conclusin

Le but de ce chapitre est la d\u00e9termination des sections d'acier n\u00e9cessaire pour reprendre les charges revenant aux \u00e9l\u00e9ments secondaires, avec toutes les v\u00e9rifications n\u00e9cessaires tout en respectant les r\u00e8gles donn\u00e9es par le BAEL91/99 et le CBA93 le RPA99/2003. Ces \u00e9l\u00e9ments ont \u00e9t\u00e9 \u00e9tudi\u00e9s et ferrill\u00e9s.

3. Etude sismique de l'ouvrage

Introduction : Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encadrées à la base lors des sollicitations sismiques, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)**, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou quatorze m (14m) de hauteur dans la zone I, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à **l'article (3. 4. A. 1. a) du RPA99/ version 2003**, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

3.1. Méthode de calcul : Selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003), le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

3.1.1. Par la méthode statique équivalente.

3.1.2. Par la méthode modal spectrale

➤ Méthode statique équivalente

- **Conditions d'application :** La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes
 - le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plans et en élévation avec une hauteur au plus 65 m en zone I et IIa et 30 cm en zone IIb et III.
 - Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration régulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99 (Article 4. 1. 2)**.

• **Calcul de la force sismique totale :**

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu'il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale

et orthogonale selon la formule suivante : $V = \frac{A * D * Q}{R} * W$

Avec :

- **A :** Coefficient d'accélération de zone : dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique et dans notre cas :

-Groupe d'usage : groupe 2

-Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

Dans le cas de notre projet, on adopte un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : **R = 5**. du **tableau (4-3) du RPA99 page 38**.

- **Q** : Le facteur de qualité est fonction de :

La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent.

La qualité de contrôle de la structure.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 P_q$ **RPA99/2003 (Formule 4.4)**

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est observé ou non. Et Les valeurs à retenir sont dans le table

Tableau. Valeurs des pénalités

N°	« Critère q »	Observé xx	Pq/xx	Observé yy	Pq/yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Oui	0
2	Redondance en plan	Non	0.05	Oui	0
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
4	Régularité en elevation	Non	0.05	Non	0.05
5	Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05	Non	0.05
6	Contrôles d'exécution	Non	0.05	Non	0.05

Donc : $Q_x = 1.25$ et $Q_y = 1.15$

- **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).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-2)}$$

T_1 et T_2 période caractéristique associées à la catégorie du site

- T_2 : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.

La structure à étudier est située dans un site ferme (S3).

$$\Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases} \text{ RPA99/2003 (Tableau 4.7)}$$

$\xi(\%)$ est le pourcentage d'amortissement critique, fonction du matériau constitutif, du type des remplissages « **RPA99 (Tableau 4-2)** ».

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$

Pour une construction mixte on prend la moyenne $\rightarrow \xi = 8.5\%$

$$\text{On a : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0.7 \Rightarrow \sqrt{\frac{7}{(2+8.5)}} \geq 0.7 \Rightarrow \eta = \mathbf{0.82}$$

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

h_n : Hauteur total $h_n = 28.56$ m

C_T : Coefficient du système de contreventement du type de remplissage. $C_T = 0.050$

$$\text{On a : } T = C_T h_n^{3/4} \Rightarrow T = 0.05 \times (28.56)^{3/4} = 0.617s$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. : $L_x=11.07$ m, $L_y=25.42$ m

$$T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,772s \\ T_y = 0.509s \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4-7)}$$

$$T_x = \min (T_x; T) = 0.617s$$

$$T_y = \min (T_y; T) = 0.509s$$

$$\Rightarrow D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \quad \text{Car } 0.5 \leq T \leq 3.0 \text{ s}$$

$$\begin{cases} D_x = 2.5 \times \eta = 2.5 \times 0.82 = 2.05 \\ D_y = 2.5 \times 0.82 \times \left(\frac{0.5}{0.509} \right)^{2/3} = 1.546 \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$\Rightarrow \begin{cases} T_{sy} = 1.3 \times 0.617 = 0.802s \\ T_{sx} = 1.3 \times 0.509 = 0.662s \end{cases}$$

la force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Spectre de réponse de calcul

Pour la méthode dynamique modale spectrale, les forces sismiques sont représentées par spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \quad \dots\dots\dots \text{RPA99 (Formule 4-13)} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25 A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

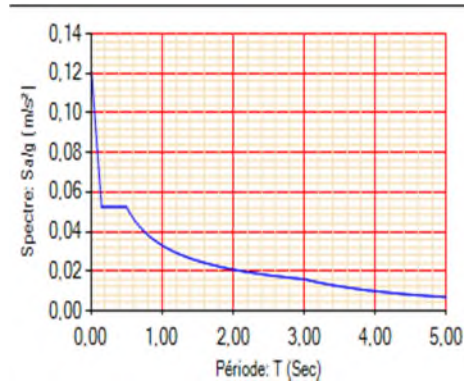


Figure 31 : spectre de réponse sens (x-x)

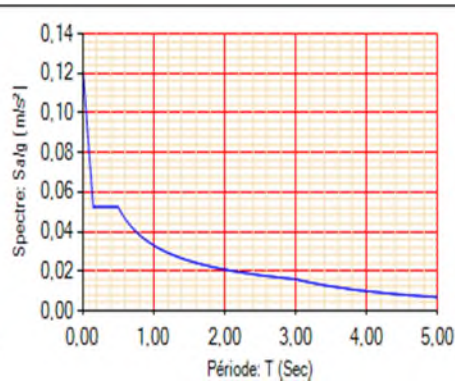


Figure 32 : spectre de réponse sens (y-y)

W : Poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \text{ Avec : } w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \quad \text{RPA99 (formule 4.7)}$$

w_{Gi} : Poids des charges permanentes et à celles des équipements fixe éventuels, solidaires de la structure
 w_Q : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le RPA99/2003 (tableau 4.5).

Le coefficient β	Les valeurs
à usage habitation	0.2
à usage commercial	0.3
à usage archive	1

A partir de logiciel ETABS2016 on déduit que $w=24188.92KN$.

La force sismique totale à la Base de la structure $w_{st} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$

$$v_{xst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = 1194.45 \text{ KN} ; v_{yst} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} = 1289.96 \text{ KN}$$

Résultats obtenus

Après la modélisation de notre structure en utilisant le logiciel **etabs 2016** nous avons obtenu les résultats suivant

3.2. Disposition des voiles de contreventement

Après plusieurs assai de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, on a retenu la disposition représentée ci –dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un modèle torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du RPA99/2003 .

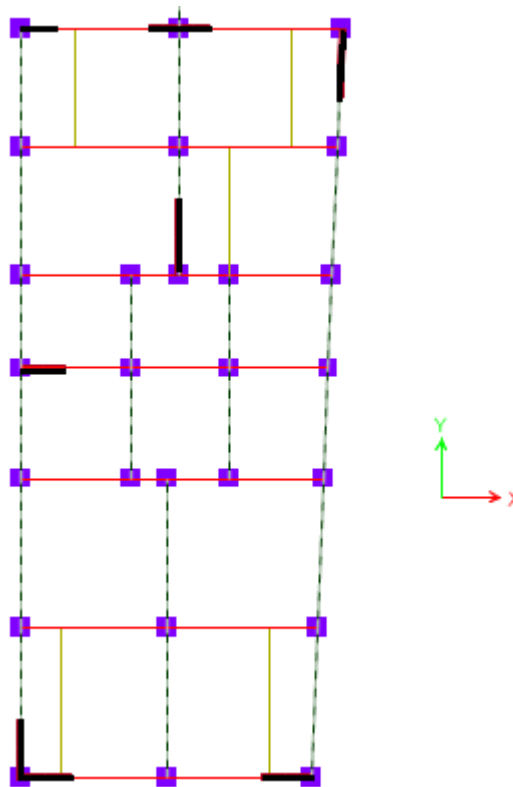


Figure 33:Disposition des voiles de contreventement

Les résultats de la modélisation :

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé pas le RPA99-2003 doit être supérieur à 90%

Les résultats obtenus par la modélisation avec logiciel ETABS :

3.3.1. Périodes et taux de participation massique de la structure

Tableau. 3.1. Périodes et taux de participation massique de la structure

Case	Mode	Period	UX	UY	SumUX	Sum UY
Modal	1	0,767	0,0032	0,722	0,0032	0,722
Modal	2	0,669	0,7457	0,0029	0,7489	0,725
Modal	3	0,639	0,00000319 2	0,0005	0,7489	0,7254
Modal	4	0,231	0,0014	0,1409	0,7503	0,8663
Modal	5	0,215	0,1133	0,0012	0,8637	0,8675
Modal	6	0,192	0,017	0,0005	0,8807	0,8681
Modal	7	0,12	0,0392	0,0002	0,92	0,8683
Modal	8	0,113	8,815E-07	0,0605	0,92	0,9288
Modal	9	0,093	0,0124	0,0007	0,9323	0,9295
Modal	10	0,083	0,0009	0,00000357 7	0,9332	0,9295
Modal	11	0,081	0,0027	0,00002859	0,9359	0,9296
Modal	12	0,079	0,0102	0,00000330 2	0,9461	0,9296

D'après les résultats obtenus le tableau ci – dessus, on voit bien que les exigences du RPA sont vérifiées

3.3.Interprétation de résultats :

- 1)-Ce modèle présente une période fondamentale ($T_x=0.77s$, $T_y=0.61s$).
- 2)- $T_{analytique} \leq 1.3 T_{statique}$. $T_{analytique} \geq 1.3 T_{statique}$
- 3)-Le premier mode est un mode de translation selon (Y-Y).
- 4)-Le deuxième mode est un mode translation selon (X-X)
- 5)-Le troisième mode est une rotation autour de l'axe (Z-Z)
- 6)-La masse modale atteint les 90 % dans le 8ème mode de vibration

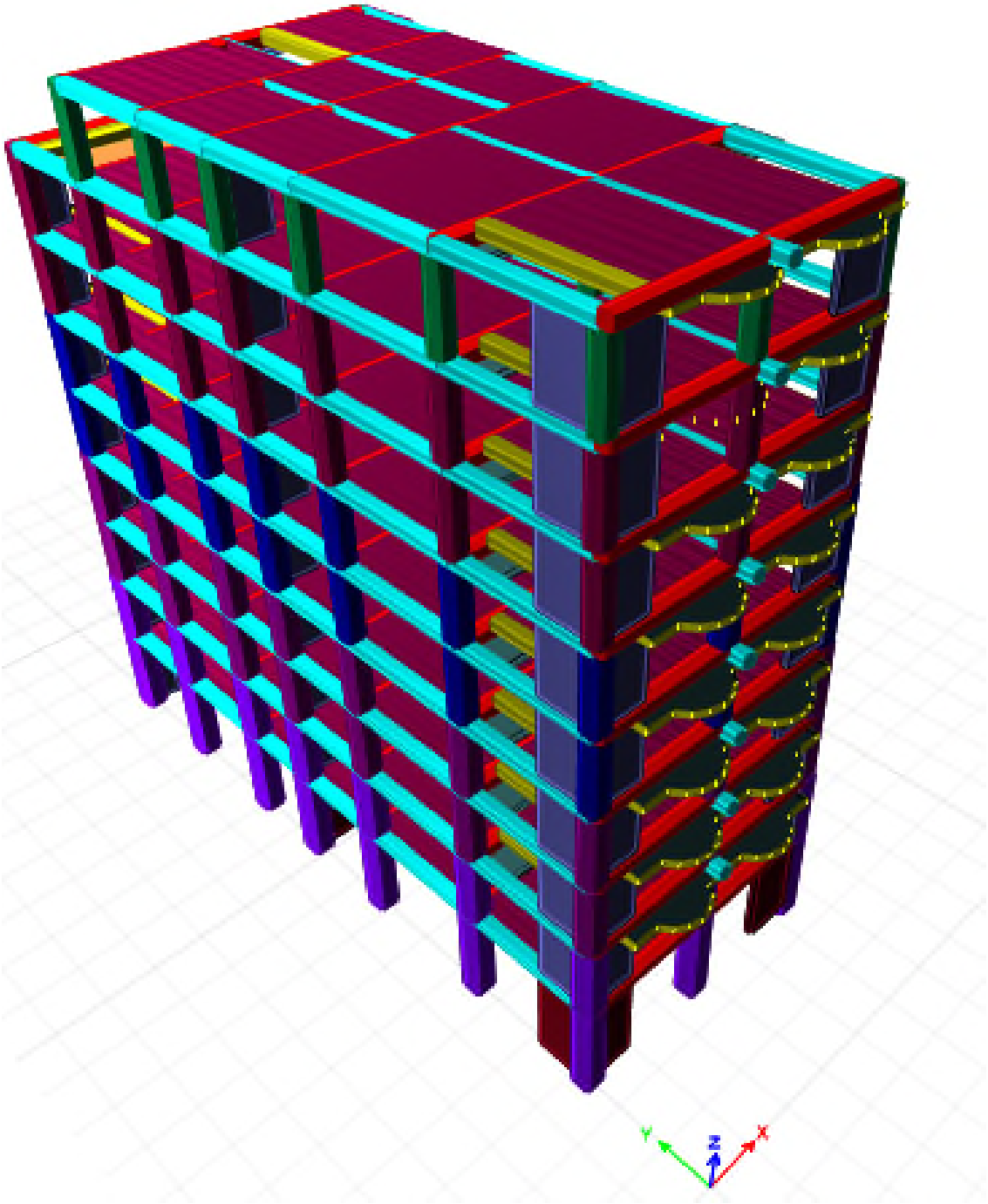


Figure 34. Vue en 3D du model obtenu par logiciel etabs 201

Comportement de la structure

- le premier mode représente une translation suivant Y-Y



Figure35. (mode1) translation suivant l'axe : Y-Y

Deuxième mode représente une translation suivant X-X

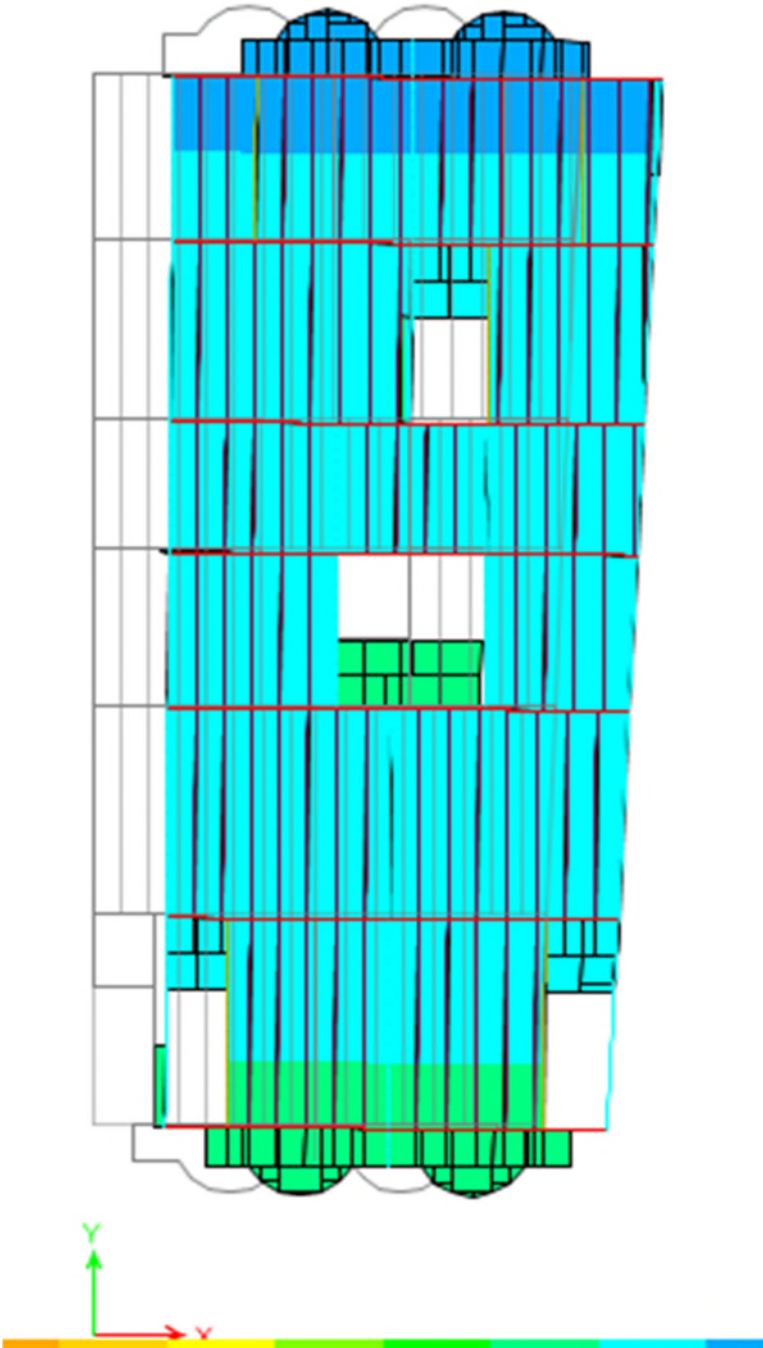


Figure 36. (mode2) translation suivant l'axe :X -X

- Le troisième mode représente une rotation suivant l'axe Z-Z

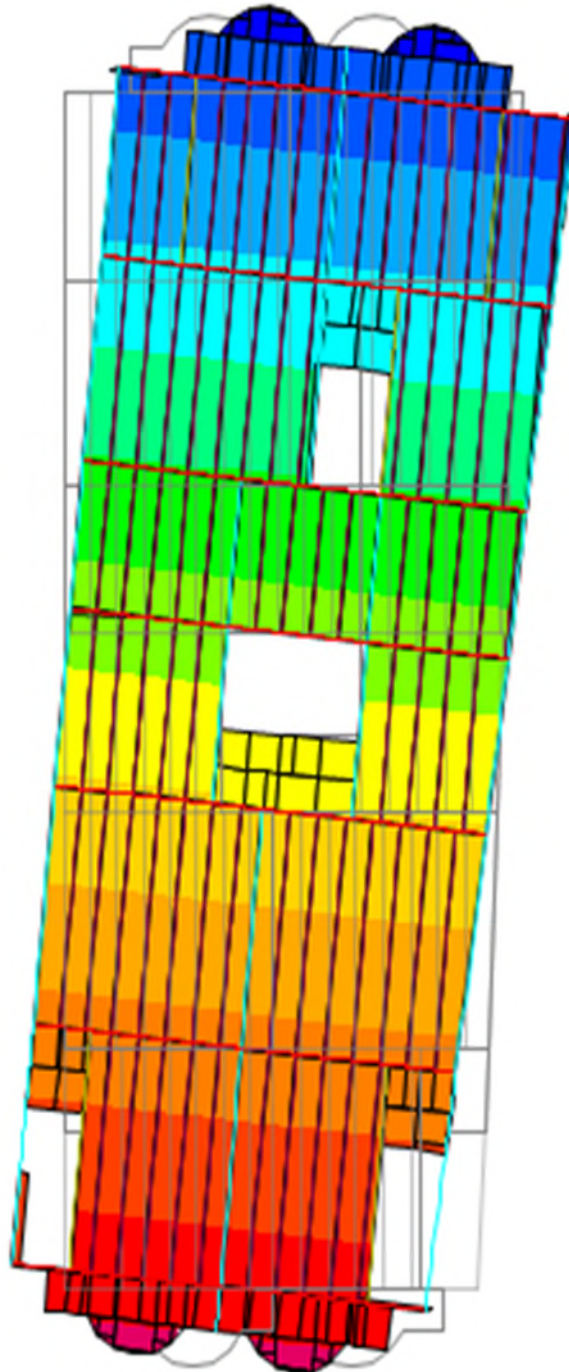


Figure 37. (mode3) rotation suivant l'axe z-z

Vérification de résultats obtenus vis-à-vis des exigences du RPA99/2003

Vérification de la résultante des forces sismiques à la base (RPA/99art 4.3.6).

Doit vérifier : $v_{\text{dynamique}} \geq 0.8v_{\text{statique}}$ et cela dans les deux sens

Tableau.3.2: vérification de l'effort sismique à la base.

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,8V_{\text{st}}$	Observation
Suivant X-X	1204,45	955.56	vérifié
Suivant Y-Y	1104.25	1031.97	vérifié

3.3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques

Pour la justification de l'interaction voiles portique le **RPA99/2003 (Art3.4.4.a)** exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

- **Sous charges verticales**

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau .

Tableau 3.3. Vérification de l'interaction sous charge verticales.

Niveaux	Charge reprise		Percentagesrepris	
	Portiques	Voiles	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	22530,79	4355,81	83,80	16,20
1 ^{ème} Niveau	19712,70	3385,53	85,34	14,66
2 ^{ème} Niveau	16648,52	3164,57	84,03	15,97
3 ^{ème} Niveau	13982,70	2731,50	83,66	16,34
4 ^{ème} Niveau	11246,05	2367,67	82,61	17,39
5 ^{ème} Niveau	8740,50	1862,43	82,43	17,57
6 ^{ème} Niveau	6220,57	1391,42	81,72	18,28
7 ^{ème} Niveau	3936,04	785,79	83,36	16,64
8 ^{ème} Niveau	1812,74	421,19	81,15	18,85

On remarque que l'interaction sous charge verticale est vérifiée pour tous les niveaux.

➤ **Sous charges horizontales**

RPA99/2003 (Art3.4.a) exigent pour les systèmes mixtes ce qui suit :

Les voiles doivent reprendre $\geq 75\%$ des sollicitations.

Les portiques doivent reprendre $\leq 25\%$ des sollicitations

Tableau3.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontale

Niveaux	Sens x-x				Sens y-y			
	Port(KN)	Voiles(KN)	p(%)	V(%)	Port (KN)	Voiles (KN)	P(%)	v(%)
RDC	492,28	680,92	41,96	58,04	309,903	647,93	32,35	67,65
1	716,82	322,92	68,94	31,06	511,91	430,29	54,33	45,67
2	578,94	373,74	60,77	39,23	438,82	423,16	50,91	49,09
3	586,38	283,86	67,38	32,62	460,02	318,33	59,10	40,90
4	464,38	305,93	60,28	39,72	387,02	299,96	56,34	43,66
5	429,54	223,04	65,82	34,18	380,41	200,41	65,50	34,50
6	297,93	213,4	58,27	41,73	284,84	173,75	62,11	37,89
7	267,23	87,39	75,36	24,64	267,61	96,95	73,41	26,59
8	177,83	40,45	81,47	18,53	199,95	72,02	73,52	26,48

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

3.3.4. Vérification de l'effort normale réduit :

L'effort normal réduit doit être vérifié, afin d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme.

La formule utilisée est la suivante:
$$v = \frac{N_d}{(B * f_{c28})} \leq 0.3$$
 RPA99 (Article 7.4.3.1)

Tableau 3.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	N _d (KN)	Type de poteaux	B (m ²)	v	Remarque
RDC et 1	1825,89	65*65	4225	0,173	Vérifiée
2 et 3	1371,08	60*55	3900	0,141	Vérifiée
4 et 5	961,34	55*50	2750	0,140	Vérifiée
6 et 7	567,71	50*45	2250	0,039	Vérifiée
8	192,48	45*40	1800	0,016	Vérifiée

On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3 donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes

3.4. Vérification des déplacements

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

Avec : $\delta_K = R * \delta_{eK}$

δ_{eK} : Déplacement dû aux forces sismiques Fi (y compris l'effet de torsion).

δ_K : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA (Art4.43)**

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.6

Tableau 3.6. Vérification des déplacements. (Sens x-x)

Niv	h_k (cm)	Sens x-x				
		δ_{ek} (cm)	δ_K (cm)	δ_{K-1} (cm)	Δ_K (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	408	0,0826	0,413	0	0,41	0,101
1	306	0,2091	1,0455	0,413	0,63	0,207
2	306	0,3636	1,818	1,0455	0,77	0,252
3	306	0,5285	2,6425	1,818	0,82	0,269
4	306	0,6943	3,4715	2,6425	0,83	0,271
5	306	0,8506	4,253	3,4715	0,78	0,255
6	306	0,9929	4,9645	4,253	0,71	0,233
7	306	1,1166	5,583	4,9645	0,62	0,202
8	306	1,225	6,125	5,583	0,54	0,177

Tableau3.7. Vérification des déplacements (sensy-y)

Niv	$h_k(\text{cm})$	Sens y-y				
		$\delta_{ek}(\text{cm})$	$\delta_K(\text{cm})$	$\delta_{K-1}(\text{cm})$	$\Delta_K(\text{cm})$	$\Delta_K / h_k(\%)$
RDC	408	0,075	0,375	0,000	0,38	0,123
1	306	0,1949	0,975	0,375	0,60	0,196
2	306	0,3455	1,728	0,975	0,75	0,246
3	306	0,5068	2,534	1,728	0,81	0,264
4	306	0,6678	3,339	2,534	0,80	0,263
5	306	0,8177	4,089	3,339	0,75	0,245
6	306	0,9534	4,767	4,089	0,68	0,222
7	306	1,0714	5,357	4,767	0,59	0,193
8	306	1,1751	5,876	5,357	0,52	0,169

D'après les tableaux 3.7, nous constatons que les déplacements relatifs sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage, ce qui signifie que la condition est vérifiée.

3.5.Vérification des effets du second ordre (P- Δ) :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta - \frac{p_k \times D_k}{v_k \times h_k} \leq 0.10$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau (k).

$$p_k = \sum_n (wgi + \beta wqi)$$

$$v_k = \sum_i^n k \times fi \text{ : Effort tranchant d'étage au niveau "k"}$$

Δk : Déplacement relatif du niveau "k" par rapport au niveau "k-1",

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \theta_K \leq 0.2$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

Tableau. 3.8 : Résultats de vérification de l'effet (P- Δ) selon les deux sens.

Niveaux	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V _k (KN)	θ_k
RDC	408	24145,105	0,41	1179,042	0,021	0,38	954,763	0,024
1 ^{er} étage	306	20699,816	0,63	1040,966	0,041	0,60	941,796	0,047
2 ^{ème} étage	306	17742,541	0,77	954,718	0,047	0,08	861,627	0,009
3 ^{ème} étage	306	14971,191	0,82	872,719	0,046	0,81	481,627	0,058
4 ^{ème} étage	306	12198,483	0,83	773,449	0,043	0,80	686,422	0,055
5 ^{ème} étage	306	9512,89	0,78	656,217	0,037	0,75	580,268	0,051
6 ^{ème} étage	306	6849,73	0,71	515,5	0,031	0,68	457,93	0,042
7 ^{ème} étage	306	4287,225	0,62	358,699	0,024	0,59	363,499	0,030
8 ^{ème} étage	306	1709,09	0,54	220,804	0,014	0,52	271,128	0,011

Interprétation des résultats : On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet (P- Δ) n'a pas d'influence sur la structure est peut-être négliger.

Conclusion :

La disposition des voiles joue un rôle très important dans le système de contreventement afin d'équilibrer entre le critère de résistance et le critère économique, on a fait plusieurs essais sur la disposition des voiles et sur l'augmentation des dimensions des éléments structuraux, et aussi pour satisfaire toutes les exigences du **RPA99/2003**. on résume dans cette conclusion les vérifications et les remarques qu'on a fait :

- La condition de vérification de l'effort sismique à la base est observée.

- Le taux de participation massique de la structure atteint 90% au 8 mode.
- L'interaction verticale et horizontale est vérifié suffisamment selon les deux sens X-X et Y-Y, ce qui veut dire que le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.
- la condition de vérification des déplacements d'étages est vérifiée et les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.
- la condition de vérification de l'effet (P- Δ) selon les deux sens est vérifiée, donc il peut être négligé.
- La condition de l'effort normale réduit est largement satisfaite à tous les niveaux avec les sections adoptés.
- La justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble est largement satisfaite, ce qui veut dire que le bâtiment est stable face aux différentes sollicitations résultant des différentes combinaisons d'actions.
- Le tableau suivant montre les démentions définitives des éléments structuraux opté pour cette structure.

Tableau. 3.9: les dimensions optées

Niveaux	RDC	1	2	3	4	5	6	7	terrasse
poteaux	(65*65)	(55*60)	(50*55)	(45*50)	(40*45)				
pp	(35*40)								
PS	(30*35)								
Voile	e=15cm ;20cm								

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé. Leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme. Cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

4.1 : Étude des poteaux

Combinaisons des charges

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons :

- Selon BAEL 91 :- E.L.U : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$
- Selon le R.P.A 99 : Situation accidentelle (article 5.2 page 40)
- $G+Q\pm E$, - $0.8G\pm E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra au maximum des trois valeurs (cas plus défavorable).

4.1.2 : Recommandations du RPA99 (version 2003)

- Les armatures longitudinales : (RPA99/2003 Art7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{\min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone II_a),

$A_{\max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante),

$A_{\max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement),

$\Phi_{\min} = 12mm$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ (en zone II_a)

La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a) (RPA99/version 2003)

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

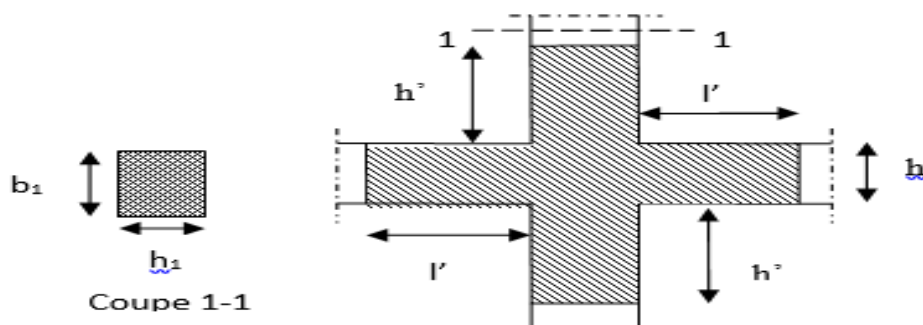


Figure 37: zone nodale

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$l' = 2h ; h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60cm \right)$$

h_e : hauteur d'étage.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 4.1 : armatures longitudinales (minimales et maximales) relatives aux prescriptions du RPA99/2003

Niveau	section du poteau (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{max}(cm^2)$ Zone courante	$A_{max}(cm^2)$ Zone de recouvrement
RDC et 1 ^{ère} étage	65×65	33.8	169	253.5
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	55×60	31.2	156	234
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	50×55	22	110	165
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	45×50	18	90	135
8 ^{ème} étage	40×45	14.4	72	108

✓ **Les armatures transversales** (RPA99/2003 Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho \times V_u}{h_1 \times f_c}$$

- Dans la zone nodal : $t \leq 10$ cm.
- Dans la zone courant : $t \leq \text{Min}(b/2 ; h/2 ; \times 10\phi_l)$.

$$\begin{cases} \rho = 2.5 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ \rho = 3.75 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g: \text{Élancement géométrique}).$$

La quantité d'armatures transversales minimales 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.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \lambda_g: \text{ est l'élancement géométrique du poteau}$$

4.1.3 Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Avec :

$N < 0$: effort de traction.

$N > 0$: effort de compression.

Tableau 4.2. Sollicitations dans les poteaux.

Niveau	$N_{\max} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$N_{\min} \rightarrow M_{\text{cor}}$		$M_{\max} \rightarrow N_{\text{cor}}$		V_u (KN)V
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	
RDC et 1 ^{ère} étages	-2502.36	2.812	399.12	18.57	133.44	-1524.02	-112.71

2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	-1879.36	1.89	398.32	76.44	-91.80	-896.68	-63.81
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	-1317.36	1.67	27.23	11.36	72.29	-425.65	-54.78
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	-777.96	2.24	55.66	13.41	56.38	-142.16	-38.57
8 ^{ème} étage	-262.42	2.51	40.32	1.28	81.49	-108.47	-44.52

- **Calcul du ferrailage**

- ❖ **Ferrailage longitudinal**

Le calcul du ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

Le ferrailage des poteaux est donné par la sollicitation la plus défavorable.

- **Exemple de calcul**

Soit a calculés le poteau le plus sollicité de RDC:

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

$$d = 62\text{cm}; d' = 3\text{cm}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}; \text{acier Fe E 400}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison durable}$$

$$f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow \text{combinaison accidentale.}$$

Calcul sous : $N_{\max} \longrightarrow M_{\text{corr}} : (\text{ELU})$

$$N^{\max} = -2502.36 \Rightarrow M^{\text{cor}} = 2.812\text{KN.m}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = 0,001\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0,65}{2} = 0,325\text{m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armateurs AA').

$$A = (0,337 h - 0,81 d') \cdot b \cdot h \cdot f_{bu}$$

$$B = N_u (d - d') - M_{uA}$$

$$\text{Avec : } M_{uA} = M_U + N_U \left(d - \frac{h}{2} \right) = 741\text{KN.m}$$

$$A = 1.168 \text{ MN.m}; B = 0.735 \text{ MN.m}$$

$A > B$: Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{741 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,62^2} = 0,208$$

$$\mu_{bu} > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B}; A' = 0; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,296 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,546\text{m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 3,89 \text{ cm}^2$$

$$\text{On revient à la flexion composée : } A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -32,95 \text{ cm}^2 < 0 :$$

on'a pas besoin d'aciers, le béton seul suffit

Calcul sous : $N_{\min} \longrightarrow M_{\text{corr}} (0,8G+Ex) \dots \dots \text{ELA}$

$$N_{\min} = -270.19 \text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 18.57 \text{ KN.m}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{18.57}{399.12} = 0.046 \text{ m} \dots \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} = \frac{0.65}{2} = 0.325 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armateurs AA')
d'où la section est partiellement comprimée et le calcul sera fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{ua} = M + N \times (d - \frac{h}{2}) = 18.57 + 399.12 \times (0.62 - 0.325) = 136.31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{136.31 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.029 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times \mu_{bu})}) = 0.037$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.62 \times (1 - 0.4 \times (0.037)) = 0.611 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{136.31 \times 10^{-3}}{0.611 \times 400} = 5.58 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 5.58 - (\frac{398.32 \times 10^{-3}}{400}) \times 10^4 \Rightarrow A_s = -4.38 \text{ cm}^2$$

Calcul sous : $M_{\max} \longrightarrow N_{\text{corr}}$ (ELA)

$$M_{\max} = 133.44 \text{ KN.m} \text{ et } N_{\text{corr}} = -1524.02 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{133.44}{1524.02} = 0.087 \Rightarrow e_G < \frac{h}{2} \text{ (Le Centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armature AA').}$$

$$M_{ua} = 133.44 + 1524.02 \times (0.62 - 0.325) = 583.02 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 \times 0.65 - 0.81 \times 0.03) \times 0.65 \times 0.65 \times 18.48 = 1.52 \dots \dots \dots (b) \Rightarrow (a) < (b)$$

$$\mu_{bu} = \frac{(583.02 \times 10^{-3})}{0.65 \times 0.62^2 \times 18.48} = 0.126 \Rightarrow \mu_{bu} < 0.186$$

On est en pivot $A' = 0$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.126)}) = 0.169$$

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.62 \times (1 - (0.4 \times 0.169)) = 0.58 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_{ua}}{Z \times f_{st}} = \frac{583.02 \times 10^{-3}}{0.58 \times 400} = 25.13 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_t - \frac{N}{f_{st}} = 25.13 - (\frac{1524.02 \times 10^{-3}}{400}) \times 10^4 = -12.97 \text{ cm}^2$$

Donc le ferrailage du Poteau au niveau de RDC (65*65) cm² est : $A_{\text{cal}} = 0$

Le tableau ci après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux

Tableau 4.3. Ferrailage longitudinal des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des barres
RDC et 1 ^{er} étage	65×65	N _{max} →M _{cor}	-2502.36	2.812	-112.71	0	33.8	4HA20+12HA16=36.7
		N _{min} →M _{cor}	399.12	18.57		0		
		M _{max} →N _{cor}	-1524.02	-133.44		0		
2 ^{ème} et 3 ^{ème} Etages	55×60	N _{max} →M _{cor}	-1879.36	1.89	-63.81	27.09	31.2	16HA16=32.17
		N _{min} →M _{cor}	398.32	76.44		0		
		M _{max} →N _{cor}	-896.69	-91.80		20.48		
4 ^{ème} et 5 ^{ème} Etages	50×55	N _{max} →M _{cor}	-1317.65	1.67	-54.78	19.03	22	16HA14=24.63
		N _{min} →M _{cor}	27.23	11.36		0		
		M _{max} →N _{cor}	-425.65	72.29		14.44		
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étages	45×40	N _{max} →M _{cor}	-777.96	2.24	-38.37	11.81	18	12HA14=18.47
		N _{min} →M _{cor}	55.66	13.41		0		
		M _{max} →N _{cor}	-142.16	56.38		11.81		
8 ^{ème} étage	40×45	N _{max} →M _{cor}	-262.42	2.51	-44.52	9.45	14.4	12HA14=18.47
		N _{min} →M _{cor}	40.32	1.28		0		
		M _{max} →N _{cor}	-108.47	81.49		9.45		

Ferrailage transversal

- Exemple de calcul

On prend pour exemple le poteau de RDC (65*65).

$$A_{adopté} = 4HA20 + 12HA16 = 36.7 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t$$

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) = \left(\frac{0.7 \times 4.08}{0.65} \right) = 4.39 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$A_t = \frac{3.75 \times (112.71 \times 10^{-3}) \times 0.15}{0.65 \times 400} = 2.44 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi_{\min}; 15 \text{ cm}) = \min(12; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$.

- Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_{\min} = 15 \times 1.4 = 21 \text{ cm} \Rightarrow t = 15 \text{ cm}$

✓ Quantité d'armature minimale

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,3\% (t \times b)$$

$$\lambda_g \leq 3 \Rightarrow A_t^{\min} = 0,8\% (t \times b)$$

Après interpolation on aura :

$$\text{On a : } 3 \leq \lambda_g = 4.39 \leq 5.$$

Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (10 \times 65) = 3.85 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\% (t \times b) = 0,5\% (15 \times 65) = 4.875 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte pour : **8HA10=6.28 cm²**

Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40\phi_{L_{\max}} = 80 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage des armatures transversales des différents types de poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC et 1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Section	65*65	55*60	50*55	45*50	40*45
ϕ_{\min} (cm)	1.2	1.6	1.4	1.4	1.2
$\phi_{i^{\max}}$ (cm)	1.6	2	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	4.39	3.57	4.28	4.76	5.36
V_u (KN)	112.71	63.81	54.78	38.37	44.52
St zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
St zone courante (cm)	15	15	15	15	15
ρ	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
Lr (cm)	80	80	80	80	80

A^t (cm ²)	2.44	1.50	1.40	1.08	1.39
A^t_{min} (cm ²)	3.88	3.37	3.30	3.24	1.55
A^t adoptée (cm ²)	8HA8=4.02 cm ²	8HA8=4.02cm ²	8HA8=4.02Cm ²	8HA8=4.02Cm ²	6HA8=3.02cm ²

Tableau 4.4 : ferrailage transversales des poteaux

Conformément aux règles du RPA 99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} \Rightarrow 8cm > \frac{20}{3} = 6.67mm \Rightarrow 8mm > 6.67mm \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

Vérifications

a) Vérification au flambement (effort normal ultime)

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis du flambement ; l’effort normal ultime est défini comme étant l’effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

$$l_0 = 408cm \text{ et } N_{max} = 2502.36KN$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right]; \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots\dots\dots\text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 \dots\dots\dots\text{Si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{285.6}{18.76} = 15.22 < 50$$

$$\alpha = \left[\frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{15.22}{35}\right)^2} \right] = 0.82$$

Exemple de calcul (RDC et 1^{er} étage) :

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times 408 \Rightarrow l_f = 285.6cm \text{ (Longueur de flambement).}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \Rightarrow i = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{65^2}{12} \Rightarrow i = 18.76.cm \text{ (Rayon de giration).}$$

$$Br = (65-2) \times (65-2) = 3969cm^2 \text{ (Section réduite).}$$

Donc :

$$l_0 = 408\text{cm et } N_{\max} = 1934.607\text{KN}$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right] = 0.82 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 34.18 \times \frac{400}{1.15} \right] \times 10^3 = 6993.52\text{KN}$$

On a : $N_{\max} = 2502.36\text{KN} < N_U = 2502.36\text{KN}$ condition vérifiée ; il n’y a pas de risque de flambement.

Le même calcul s’applique pour tous les autres poteaux.

Tableau 4.5. Vérification au flambement des poteaux des différents étages.

Niveau	<i>i</i>	λ	α	$A_s(\text{cm}^2)$	$Br(\text{cm}^2)$	$N_u^{\max}(\text{KN})$	$N_U(\text{KN})$	Observation
RDC -1	18.76	15.22	0.82	36.7	3969	2502.36	7065.31	vérifiée
2et 3 ^{ème} étage	17.32	13.49	0.83	32.17	3074	1879.36	5622.73	vérifiée
4et 5 ^{ème} étage	14.43	14.84	0.82	24.63	2544	1317.36	4568.37	Vérifiée
6et 7 ^{ème} étage	13	16.49	0.81	18.47	2064	777.96	3633.66	Vérifiée
8 ^{ème} étage	11.5	18.55	0.80	18.47	1634	262.42	2952.24	vérifiée

b) Vérification des contraintes

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \dots\dots\dots \text{béton fibre inf erieure.}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$

(section homogène)

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} \quad \text{et} \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d}{b \times h + 15 \times A_s}$$

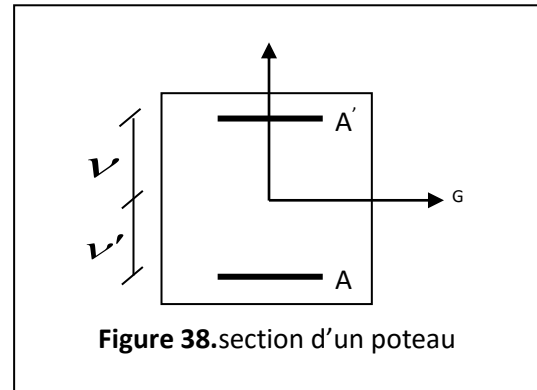


Figure 38.section d'un poteau

Tous les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants

Tableau 4.6: Vérification des contraintes

Niveau	RDC-1	2 et 3 ^{ème} étage	4 et 5 ^{ème} étage	6 et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} étage
Sections	65*65	55*60	50*55	45*50	40*45
d (cm)	62	62	52	47	42
A (cm ²)	34.18	32.17	22.88	18.47	16.08
A' (cm ²)	0	0	0	0	0
V (cm)	35.47	32.72	32.51	29.60	29.80
V' (cm)	29.53	27.28	27.49	25.4	25.2
I _{yy} (m ⁴)	0.0195	0.0183	0.0998	0.0061	0.0042
S(m ²)	0.470	0.400	0.363	0.331	0.304
N _{ser} (KN)	1821.37	1367.75	959.17	566.7	191.99
M _{ser} (KN.m)	2.04	1.37	1.21	1.63	1.83
M _{serG} (MN.m)	0.593	0.446	0.265	0.143	0.044
σ _{bc} (MPa)	3.81	3.62	3.07	2.24	0.92
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Dans le tableau on remarque que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} \rightarrow$ La contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

c) Vérification aux sollicitations tangentielles :

Selon le **RPA99 (Article 7. 4. 3. 2)**, la contrainte de cisaillement conventionnel de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieur ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau}_{bu} \text{ tel que : } \overline{\tau}_{bu} = \rho_d * f_{c28}; \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{Si } \lambda_g < 5 \rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b} \end{cases}$$

(La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique)

Tableau 4.7. vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	L_0 (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ MPa	$\frac{\tau}{\tau_{bu}}$ MPa	Observation
RDC et 1 ^{ère} étage	65*65	285.6	4.39	0.04	62	112.71	0.28	1	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	60*55	214.2	3.89	0.04	62	63.81	0.19	1	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	55*50	214.2	4.28	0.04	52	54.78	0.21	1	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	50*45	214.2	4.76	0.04	47	38.57	0.18	1	Vérifiée
8 ^{ème} étage	45*40	214.2	5.36	0.04	42	44.52	0.27	1	Vérifiée

D'après tableau on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 concernant les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages

Disposition constructive des poteaux

-longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 (Article 7.4.2.1) la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm.$$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1,6 = 64cm$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1,4 = 56cm$$

$$\text{On adopte: } L_r = 80cm.$$

$$\text{On adopte: } L_r = 65cm. \text{-les}$$

$$\text{On adopte: } L_r = 60cm.$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right)$$

$$L' = 2 h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

• RDC + 1er étage:

$$L' = 2 \times 40 = 80\text{cm}$$

$$h' = \max(68 ; 60 ; 55 ; 60\text{cm}) = 70\text{cm}.$$

• 2 et 3:

$$L' = 65\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

• 4 et 5:

$$L' = 80\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

• 6 et 7:

$$L' = 60\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}.$$

• 8:

$$L' = 65\text{cm}$$

$$h' = 60\text{cm}$$

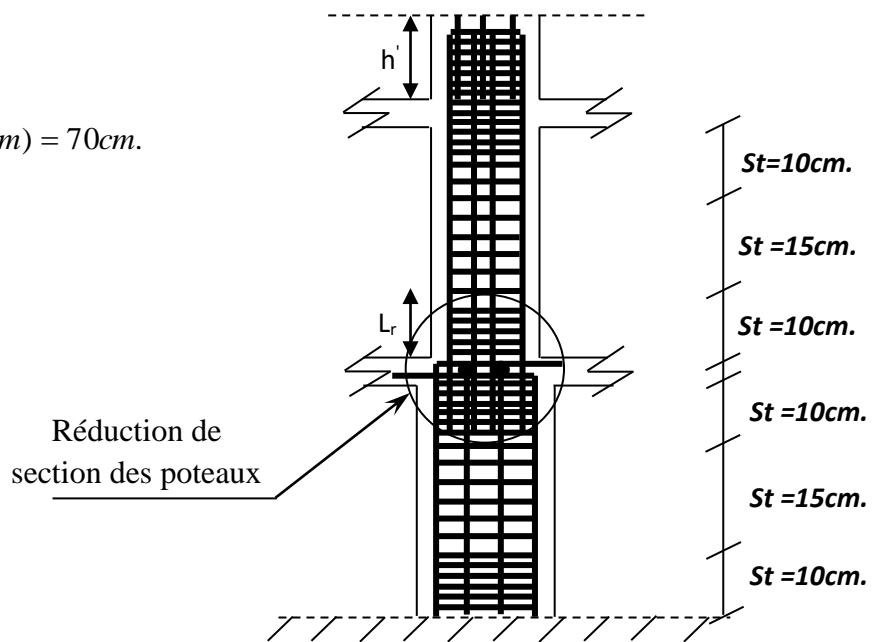
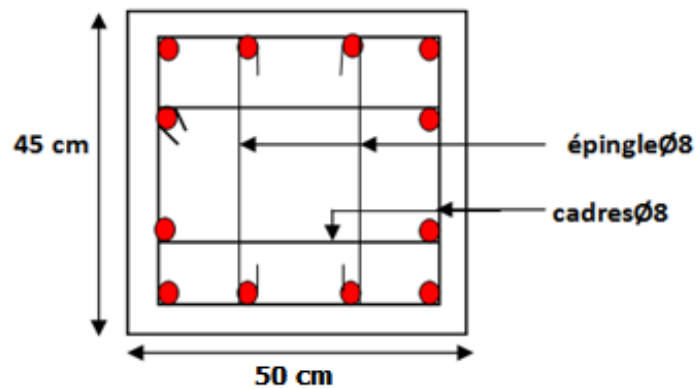
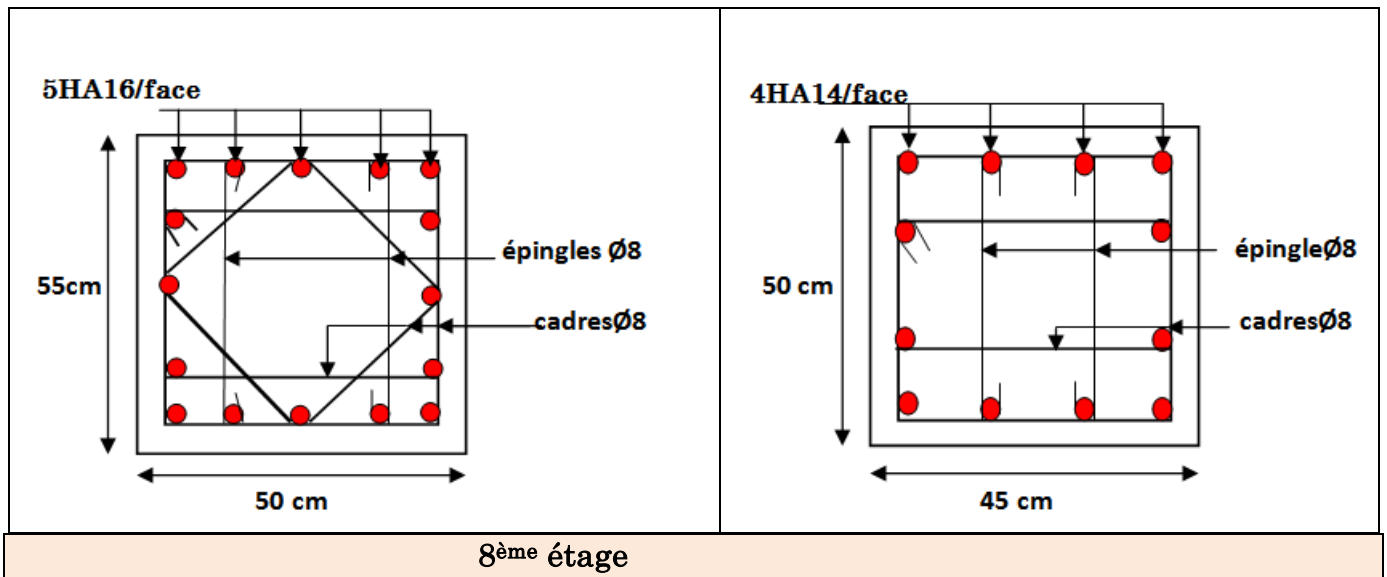


Figure 39. Ferrailage des sections des poteaux

Schémas de ferrailages des poteaux

RDC et 1 ^{ère} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage



4.2 : Les poutres

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

4.2.1 : Recommandation du RPA 99/V2003

- **Coffrage** : Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$b \geq 20 \text{ cm} ; h \geq 30 \text{ cm}$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \quad \text{RPA99 (Article 7.5.1)}$$

- **Ferrailage** RPA99 (Article 7.5.2)
- **Les armatures longitudinales**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\%b \times h$ En zone courante ; $6\%b \times h$ En zone de recouvrement.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale des recouvrements est de :
 40ϕ En zone IIa. ; Avec : ϕ_{\max} est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.6, avec des crochets à 90° . Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).
- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées. Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.
 - **Les armatures transversales**
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
 $A_t = 0,003\% \times S \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :
 Minimum de : $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$
 En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

- Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale

2U superposés (avec alternance dans l'orientation)

Recommandation de BAEL

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité)}$$

- **Ferraillages des poutres**

Le ferraillage adopté doit respecter les exigences du RPA.

a) Les armatures longitudinales

Le ferraillage des poutres est déduit de la modélisation du **ETABS 2016**, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures (A_{\min}).

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferraillages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 4.8: Tableau récapitulation du ferraillage des poutres

Niveau	Type	section	Localisation	M (KN.m)	Acal (cm ²)	Amin (cm ²)	A adop(cm ²)
Etages courant	pp	35 40	Travée	89.19	7.23	7	3HA12+3HA14=8.01cm ²
			Appui	-118.40	9.85		3HA12+3HA16=10.65cm ²
	Ps	30 35	Travée	90.33	8.83	5.25	6HA14=9.23cm ²
			Appui	-101.92	10.02		3HA12+3HA16=10.65cm ²
Terrasse inaccessible	Pp	35 40	Travée	55.43	4.36	7	3HA12+3HA14=8.01cm ²
			Appui	-87.23	7.05		3HA12+3HA14=8.01cm ²
	Ps	30*35	Travée	37.45	3,40	5.25	6HA12=6.78cm ²
			Appui	-55.23	5.13		6HA12=6.78cm ²

Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99** (Article 7.4.2.2) exige que :

$$|M_x| + |M_y| \geq 1,25(M_w + M_e)$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

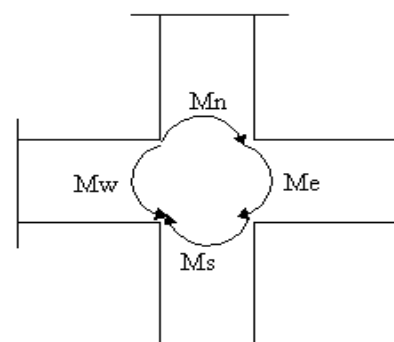


Figure 40 :La zone nodale

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec : $z = 0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tab 4.9 : Moment résistant dans les poteaux

Niveau	S(cm ²)	plan	Z(m)	As(cm ²)	M _R (KN.m)
RDC+ Etage1	65*65	Xz	0,585	34.18	695.84
		Yz	0,585		695.84
2,3 ^{ème} étages	55*60	Xz	0,540	32.17	604.54
		Yz	0,540		604.54
4.5 ^{ème} étages	50*55	Xz	0.495	24.88	428.58
		Yz	0,495		428.58
6 ,7 ^{ème} étages	45*50	Xz	0,450	18.47	289.24
		Yz	0,450		289.24
Terrasse	40*45	Xz	0,405	16.08	226.63
		Yz	0,405		226.63

b) Détermination du moment résistant dans les poutres

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous

Tab 4.10 : Vérification des zones nodales

Niveau	Sens	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w + M _e) (KN.m)
RDC+ Etage1	Sens xx	32,60	35,24	84,8
	Sens yy	16,3536	20,8128	46,458
2,3 ^{ème} étages	Sens xx	131,34	8,29	174,5375
	Sens yy	5,14	17,80	28,675
4.5 ^{ème} étages	Sens xx	128,64	1,85	163,1125
	Sens yy	4,50	18,17	28,3375
6 ,7 ^{ème} étages	Sens xx	123,89	13,81	172,125
	Sens yy	4,27	18,21	28,1

Terrasse	Sens xx	117,52	18,59	170,1375
	Sens yy	9,89	14,25	30,175

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques sera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Vérification de (%) des armatures selon le RPA 99

a) Pourcentage maximum des armatures longitudinales

❖ Poutres principales

-En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 35 \times 40 = 56 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée

-En zone de recouvrement $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 35 \times 40 = 84 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée

❖ Poutres secondaires

-En zone courante : $A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée

-En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A$ vérifiée

❖ Les longueurs de recouvrement : La longueur minimale des recouvrements est de

$$\phi = 16 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} : L_r = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

b) Les armatures transversales

-Calcul de ϕ_t : Le diamètre des armatures transversales est donnée par :

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{35}{10}; \phi_{l \min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min((1,14 \text{ cm}; 3,5 \text{ cm}; 1,2))$$

$$\phi_t \leq 1,14 \text{ cm} \Rightarrow \text{On prend } \phi_t = 10 \text{ mm}$$

$$A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

Soit : 1 cadre + 1 étrier T8 pour toutes les poutres

Calcul de l'espacement

-Selon le RPA

$$\text{Zone nodale} : S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Poutres principales} : S_t \leq \min\left(\frac{40}{4}; 12 * 1,2; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 10 \text{ cm} \text{ soit } : S_t = 10 \text{ cm}$$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1,2; 30 \text{ cm}\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} \Rightarrow S_t \leq 20 \text{ cm}$ soit : $S_t = 20 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.5 \text{ cm}$ soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

$$A_t^{\min} = 0,003 \times s \times b = 0,003 \times 20 \times 35 = 2,1 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,14 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} = 2,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- **Vérifications à l'ELU**

- **Condition de non fragilité**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 2,749 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée.}$$

- **Contrainte tangentielle maximale**

- **Vérification de l'effort tranchant** : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_{bu} = \min(0,13f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

Tab 4.11: Vérification de l'effort tranchant

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	161.92	1.28	vérifiée
Poutres secondaires	116.37	0.92	vérifiée

$$\tau_{bu} < \bar{\tau}_{bu} = 3,25 \text{ MPa} \text{ donc : Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

- ❖ **Poutres principales**

- ✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[161,92 + \frac{118,4}{0,9 \times 37,5} \right] = 0,465 \text{ cm}^2$$

⇒ Donc aucune vérification à faire.

- ✓ **Appuis de rive :**

$$A_l \geq \frac{1,15 V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 161,92}{400} = 4,65 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Poutres secondaires**

- ✓ **Appui intermédiaire**

$$A_l \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15}{400} \times \left[116,37 + \frac{101,92}{0,9 \times 37,5} \right] = 3,432 \text{ cm}^2$$

⇒ Aucune vérification à faire.

- ✓ **Appuis de rive**

$$A_l \geq \frac{1,15V_u}{f_e} \Rightarrow A_l \geq \frac{1,15 \times 116,37}{400} = 4,363 \text{cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Vérification à l'ELS**

➤ **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

➤ **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

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

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

Tableau 4.12 : Vérification de la flèche dans les poutres

Poutres	Localisation	Mser(KNm)	Y(m)	I(m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Poutres principales	Appuis	87.23	0.138	0,001183	10.76	15
	Travées	40.44	0,116	0,000812	7.89	15
Poutres secondaires	Appuis	55.23	0,127	0,00081	5,24	15
	Travées	25.90	0,107	0,00059	5,67	15

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

$$\text{satisfaites} \begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

❖ **Poutres principales**

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{40}{542} = 0,0738 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

(2) $M_t = 89,17 \text{KN.m}$

$G = 35,056 \text{ KN/m} ; Q = 9,39 \text{ KN/m} ; G_0 = 25 \times 0,50 \times 0,45 = 5,625 \text{ KN/m}$

$G_t = 35,056 + 5,625 = 40,681 \text{ KN/m}$

$q_u = G_T + Q = 40,681 + 9,39 = 50,071 \text{ KN/m}$

$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{50,071 \times 5,42^2}{8} = 171,8537 \text{ KN.m}$

$\frac{h}{L} = \frac{40}{542} = 0,0738 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{89,19}{10 \times 245,27029} = 0,0364 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

(3) : $\frac{A}{b_0 \times d} = \frac{10,05}{35 \times 37,5} = 0,00765 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Poutres secondaires**

(1) : $\frac{h}{L} = \frac{35}{500} = 0,070 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

(2) : $M_t = 25.79 \text{ KN.m}$

$G = 35,056 \text{ KN/m} ; Q = 9,39 \text{ KN/m} ; G_o = 25 \times 0,45 \times 0,45 = 5,0625 \text{ KN/m}$

$G_t = 35,056 + 5,0625 = 40,1185 \text{ KN/m}$

$q_u = G_T + Q = 40,1185 + 9,39 = 49,5085 \text{ KN/m}$

$M_o = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{49,5085 \times 5^2}{8} = 154.71 \text{ KN.m}$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{500} = 0,070 \geq \frac{M_t}{10 \times M_o} = \frac{25.79}{10 \times 154.71} = 0,167 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

(3) : $\frac{A}{b_o \times d} = \frac{10.05}{35 \times 32,5} = 0,00883 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage des poutres

Les schémas de ferrailage des types de poutres sont représentés dans schémas ci après :

Tab.4.13.Ferrailage des sections des poutres

Niveau	Poutre	Schéma de ferrailage des poutres	
		En travée	En appuis
Terrasse inaccessible	Poutre Principale		

	Poutre Secondaire		
Etage courant	Poutre Principale		
	Poutre Secondaire (45*45)		

4.3 : Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

$$1.35G + 1.5Q \quad ; \quad G + Q$$

$$G + Q \pm E \quad ; \quad 0.8G \pm E$$

Recommandation du RPA 99/Version2003 (art 7.7.4.1)

- **Armatures verticales**

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ Avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

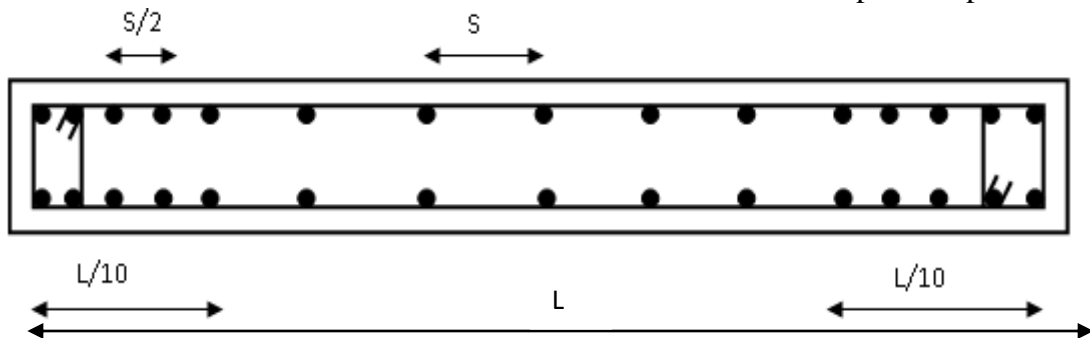


Figure41.Disposition des armatures verticales

- **Armatures horizontales**

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \phi$

- **Armatures transversales**

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de **4** épingles par **1m²** au moins.

- **Armatures de couture**

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

- **Règles communes aux armatures verticales et horizontales**

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :

$$A_{\min} = 0.15\% \times e \times h \quad \text{Dans la zone extrême de voile.}$$

$$A_{\min} = 0.10\% \times e \times h \quad \text{Dans la zone courante du voile.}$$

- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

- L'espace $S_t = \min(1.5 \times e ; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Ferraillage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

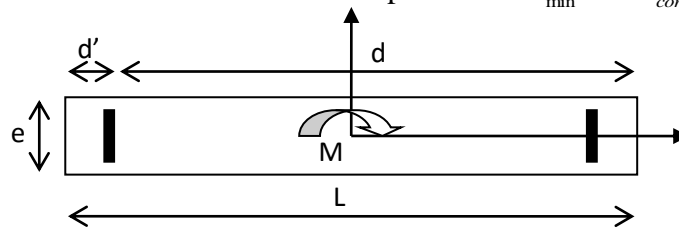


Figure 42. Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section ($e \times l$)

A_v^{\min} : Section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{\min} = 0,15\% \times e \times l$)

- A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue
($A_v^{\min} / ten = 0,2\% \times e \times L_t$)
- $A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée
($A_v^{\min} / comp = 0,1\% \times e \times L_c$)
- A_v^{calc} : section d'armature calculée dans l'élément.
- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile.
- S_t : espacement.
- $A_h^{\min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement

Calcul des sollicitations

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau.4.14 Sollicitations maximales dans les voiles rdc V_x .

voiles	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Vx1rdc	-855.04	-519.62	-571.99	-265.59	104	562.23	171.19
Vx2rdc	970.06	-564.35	583.30	0.991	137.55	581.11	177.79
Vx3rdc	-725.46	23.87	480.28	-379.56	-223.13	475.21	157.41
Vx4rdc	-835.18	-287.11	-287.11	-835.18	148.09	278.77	113.69
Vx5rdc	-699.91	282.93	289.50	-18.37	90.14	287.46	-111.69

Tableau 4.15 Sollicitations maximales dans les voiles RDC V_y .

voiles	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Vy1rdc	-1025	-654.09	692.64	45.08	177.53	689.19	196.49
Vy2rdc	-1427.19	-1212.5	-1212.5	- 1427.19	-65.81	1203.0 4	292.69
Vy3rdc	-1056.73	-1046.75	-1046.7	-1065.7	245.53	919.06	-266.48

Tableau 4.16 Sollicitations maximales dans les voiles étages courant V_x

voiles	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Vx1	-602.04	48.64	241.87	-373.78	-7.27	65.31	127.04
Vx2	550.47	-83.48	247.55	-536.37	-27.64	-10.35	-131.00
Vx3	-548.52	-20.51	-193.07	-501.73	-2.09	11.74	-114.37
Vx4	-416.94	-88.70	-96.66	350.40	-2.63	24.30	-61.14
Vx5	-359.87	16.36	111.01	-213.18	10.21	57.26	68.61
Vx6	-404.16	-257.19	-257.79	-404.16	33.97	45.64	-99.36

Tableau 4.17 Sollicitations maximales dans les voiles étages courant V_y

voiles	N_{\max} et M_{corres}		M_{\max} et N_{corres}		N_{\min} et M_{corres}		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Vy1	-627.26	-80.36	270.57	-59.71	22.13	50.63	103.46
vy2	-995.14	-613.29	635.16	-131.28	-23.51	137.10	246.21
Vy3	-635.47	405.17	-405.17	-635.47	37.37	379.22	-114.58

Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau 4.18. Ferrailage des voiles de RDC V_x sens (xx)

voiles	Vx1rdc (1.7m)	Vx2rdc (1.7m)	Vx3rdc (1.5m)	Vx4rdc (1m)	Vx5rdc (1m)	Vx6rdc (1.1m)
Section (cm ²)	170×20	170×20	150×20	100×20	100×20	110×20
M(KN.m)	-519.62	-564.35	23.87	-287.11	-282.93	-257.19
N(KN)	-855.04	970.06	-725.46	-835.185	-699.91	-257.19
V(KN)	171.19	177.79	157.41	113.69	-111.88	-99.36
τ (MPa)	0,783	0.813	0.920	0.88	0.87	0.48
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	25.47	28.26	11.11	24.38	22.26	15.89
A_v^{min} (cm ²)	5.1	5.1	4.5	3	3	3.3
$A_{v.adop}$ (cm ²)	26	28.26	11.40	24.87	23.89	16.33
N^{bre} /par face	7HA20+2 HA16	9HA20	6HA12 + 3HA14	6HA20+3H A16	7HA16+ 2HA25	7HA16 + 2HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.98	1.01	1.15	1.1	1.08	0.61
A_h^{min} (cm ²)	5.1	5.1	4.5	3	3	3.3
A_h^{adop} (cm ²)	5.65	5.65	5.65	3.95	3.95	3.95
N^{bre} /par Plan	5HA12	5HA12	5HA8	5HA10	5HA10	5HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau.4.19. Ferrailage des voiles de rdc V_y sens yy

voiles	Vy1rdc (1.85m)	Vy2rdc (2.5m)	Vy3rdc (2.3m)
Section (cm ²)	185×20	250×20	230×20
M(KN.m)	-654.09	-1212.57	-1046.75
N(KN)	-1025	-1427.19	-1065.73
V(KN)	196.49	292.69	-266.48
τ (MPa)	0.82	0.91	0.98
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	29.98	41.43	40.14
A_v^{min} (cm ²)	5.5	7.5	7.6
$A_{v.adop}$ (cm ²)	31.40	42.02	42.02
N^{bre} /par face	10HA20	6HA25+4HA20	6HA25+4HA20
S_t (cm)	20	20	20

A_h^{cal} (cm ²)	1.03	1.13	1.23
A_h^{min} (cm ²)	5.5	7.5	6.9
A_h^{adop} (cm ²)	5.65	7.7	7.7
N^{bre} /par Plan	5HA12	5HA14	5HA14
St(cm)	20	20	20

Tableau4.20. Ferrailage des voiles étages courants V_x sens xx

voiles	Vx1 (1.7m)	Vx2(1.7m)	Vx3 (1.5m)	Vx4 (1m)	Vx5 (1m)	Vx6 (1.1m)
Section (cm ²)	170×15	170×15	150×15	100×15	100×15	100×15
M(KN.m)	48.64	-83.48	-20.51	-88.70	16.36	-257.19
N(KN)	-602.04	550.47	-548.52	-416.97	-359.87	-404.16
V(KN)	127.04	-131.00	114.37	-61.14	68.61	-99.36
τ (MPa)	0.774	0.8	0.79	0.63	0.63	0.93
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	9.88	10.02	8.47	9.81	5.87	15.89
A_v^{min} (cm ²)	3.82	3.82	3.37	2.25	2.25	2.47
$A_{v.adop}$ (cm ²)	10.17	10.17	9.04	10.17	6.32	16.08
N^{bre} /par face	9HA12	9HA12	8HA12	9HA12	8HA10	8HA16
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.77	0.74	0.74	0.59	0.59	0.87
A_h^{min} (cm ²)	3.82	3.82	3.37	2.25	2.25	2.47
A_h^{adop} (cm ²)	3.95	3.95	3.95	2.26	2.26	2.51
N^{bre} /par Plan	5HA10	5HA10	5HA10	2HA12	2HA12	5HA8
S _t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau 4.21. Ferrailage des voiles étages courants V_y sens (yy)

voiles	Vy1 (1.85m)	Vy2 (2.5m)	Vy3 (2.3m)
Section (cm ²)	185×15	250×15	230×15
M(KN.m)	-80.6	-613.29	405.17
N(KN)	-627.26	-995.14	-635.47
V(KN)	103.46	246.21	-114.48
τ (MPa)	0.58	0.53	0.51
$\bar{\tau} = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	10.89	24.88	16.73
A_v^{min} (cm ²)	4.16	25.12	5.14
$A_{v.adop}$ (cm ²)	11.30	43,48	16.88

N^{bre} /par face	10HA12	8HA20	8HA16
S_t (cm)	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0.54	0.95	0.48
A_h^{min} (cm ²)	4.16	5.62	5.17
A_h^{adop} (cm ²)	4.52	5.65	5.65
N^{bre} /par Plan	4HA12	5HA12	5HA12
S_t (cm)	20	20	20

Ferraillage

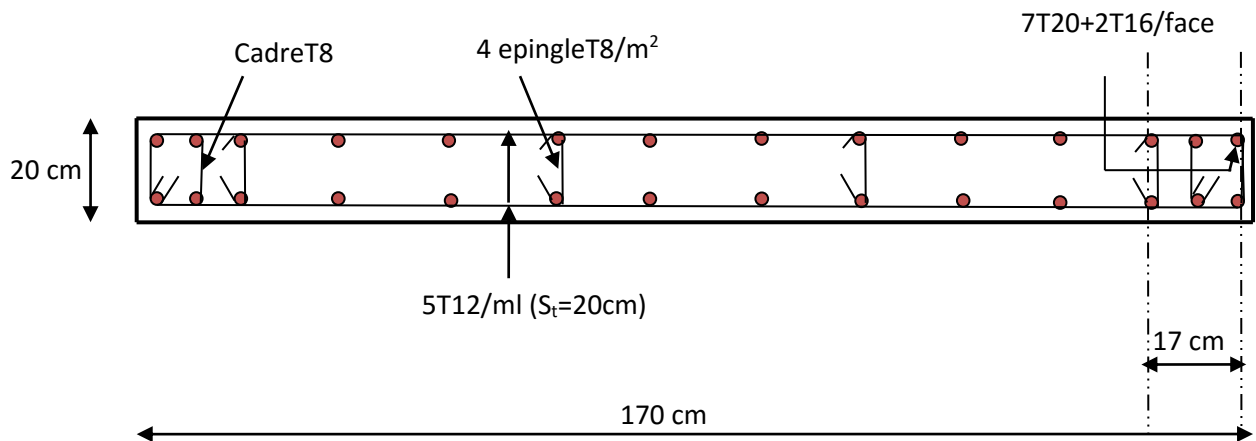


Fig.43 : Schéma de ferraillage du voile VX1RDC

Conclusion

Le but de ce chapitre est d'étudier et dimensionner correctement les éléments principaux car ils jouent un rôle très important dans la résistance et la transmission des sollicitations.

Les poteaux ont été calculés et ferraillés en flexion composée. Le ferraillage adopté est le Maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferraillage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé Par le BAEL.

Les poutres sont ferraillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée sous les sollicitations données par ETABS 2016.

Les ferrailles adoptées respectent les recommandations de RPA et le BAEL.

5.1. Les différents types de fondations

Le D.T.U 13-12 définit les différents types de fondations en fonction du rapport D/B donné

Comme suit :

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale).
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits).
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu ...)

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2 \dots \dots \dots m \leq B \times 6$)

Tel que : D : profondeur d'ancrage ; B : la largeur de la fondation

5.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La nature du sol (capacité portante du sol).
- Les Charges transmises au sol (nature de l'ouvrage à fonder)
- La distance entre axes des poteaux.
- La mise en œuvre des fondations (terrain sec, présence de l'eau)

5.3. Les résultats géotechniques

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol « Promotion immobilier à Bejaia » on permet de conclure les résultats suivants :

- Les contraintes admissibles du sol..... $\bar{\sigma}_{sol} = 1.60 \text{ bar}$
- □ Profondeurs d'ancrage..... $D=4 \text{ m}$
- La cohésion..... $C= 0.46 \text{ bar}$
- Le poids volumique du sol..... $\gamma_h = 18.5 \text{ KN/m}^2$
- Angle du frottement $\varphi=18^\circ$

5.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

5.4.1. Semelles isolées :

D'après le **RPA99/version 2003(art.10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivant :

$$\text{La vérification à faire est : } \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S = A \times B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée :

N=2693.93 KN (effort normal du poteau le plus sollicité donne par logiciel (ETABS)).

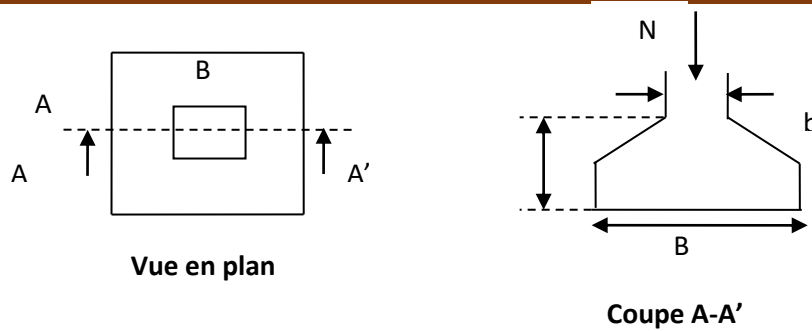


Figure 44. semelle isolée

-Le poteau le plus sollicité a une section carrée $S = (B \times B) \Rightarrow S = B^2$

$$\Rightarrow \frac{N}{B} < \bar{\sigma} \Rightarrow B > \sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}}} = \sqrt{\frac{2693.93}{160}} = 4.10m$$

$B > 4.10 \dots on \dots opte \dots B = 3.4m$ et on a $L_{min} = 3.1m$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entre axe des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas

5.4.2. Semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 3 poteaux

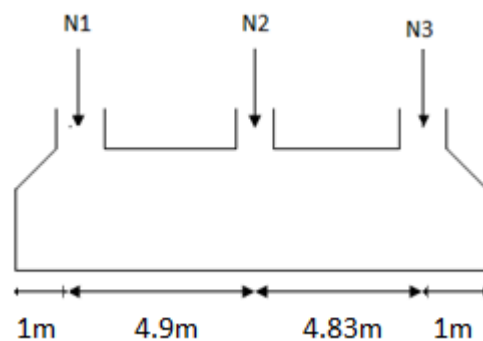


Figure 45. Semelle filante

On a $L = 4.9 + 4.83 + 1 + 1 = 11.73 m$

Dimensionnement (coffrage)

Exemple de calcul : la semelle intermédiaire (semelle filante axe 5).

Tableau.VI.1. Les efforts agissant sur la semelle (ELS).

	N ₁	N ₂	N ₃
N _i (KN)	567.91	1038.74	949.23
M _i (KN.m)	9.56	8.68	2.64
d (m)	1.00	5.9	10.73

moment fléchissant de calcul : $M_s = \sum_{i=1}^6 M_i = 20.88 \text{KN.m}$

l'effort normal : $N_s = \sum_{i=1}^6 N_i = 2555.88 \text{KN}$

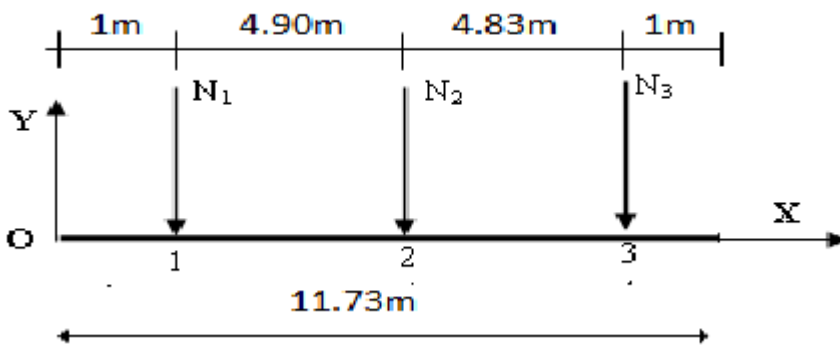


Figure.VI.4. Calcul de l'abscisse de la résultante de l'effort normal

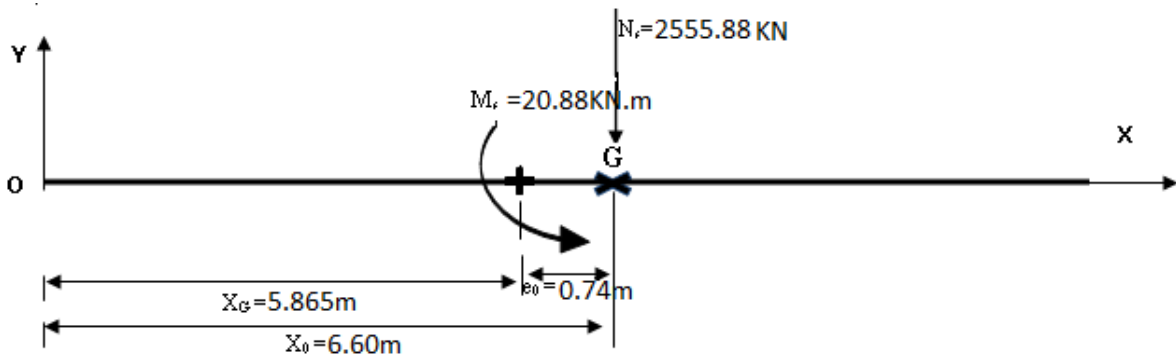


Figure.VI.5. Excentricité de l'effort normal total (ELS)

Excentricité de l'effort normal résultant par rapport au centre de gravité de la semelle

$$\text{Abscisse d'application de } N_{st} : N_{st} \times X_0 = \sum_{i=1}^6 N_i \times d_i \Rightarrow X_0 = \frac{\sum_{i=1}^6 N_i \times d_i}{N_{st}} = 6.60 \text{m}$$

Excentricité de l'effort normal résultant par rapport au centre de gravité de la semelle :

$$e_0 = X_0 - X_G = 6.60 - 5.86 = 0.74 \text{m} < L/6 = 1.95 \text{m}.$$

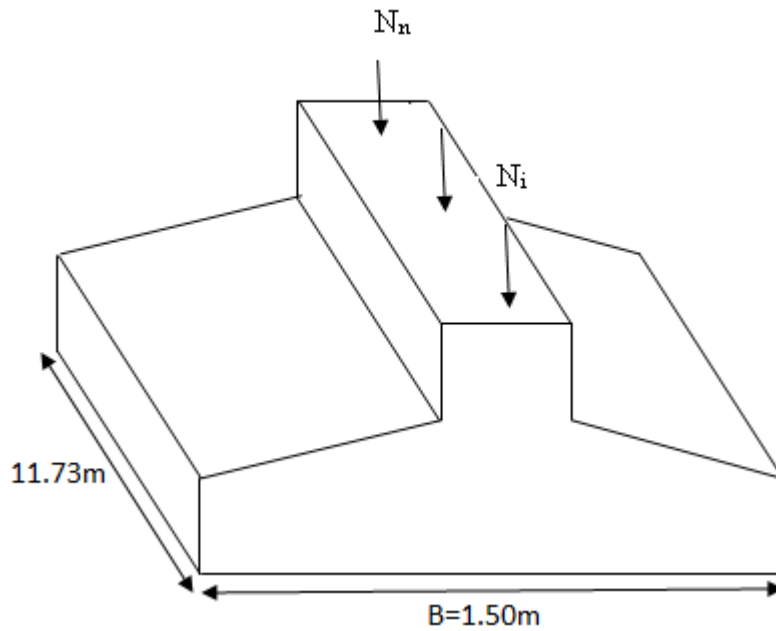


Figure.VI.6. Semelle filante

Moment fléchissant résultant sollicitant le centre de gravité de la semelle :

$$M_{SG} = M_{st} - N_{st} \times e_0 = -4199.72\text{KN.m}$$

Excentricité : $e = \frac{M_{SG}}{N_{st}} = -0.92\text{m}$

Contrainte sollicitant le sol

$$q_{réf} = \frac{3\sigma^{\max} + \sigma^{\min}}{4} = \frac{N_{st}}{B \times L} + \frac{3 \times N_{st} \times e}{B \times L^2}$$

$$B \geq \frac{N_s \times L + 3 \times N_s \times e}{L^2 \times \bar{\sigma}_s}$$

$B=1.45\text{m}$ donc on prend : $B = 1.50\text{ m}$

A- Calcul de la hauteur totale de la semelle (ht)

La hauteur totale de la semelle (ht) est :

soit: $d \geq \frac{B-b}{4} \Rightarrow h_t \geq \frac{B-b}{4} + c \Rightarrow d \geq 22.5\text{cm}$ et $h_t \geq 27.5\text{cm}$

$b = 50\text{cm}$ $d = 30\text{cm}$ soit : $h_t = 35\text{cm}$

Hauteur du glacis Semelle filante : $\left(\begin{array}{l} h_t \geq 15\text{cm} \\ h_t \geq 6\phi_l + 6 = 12\text{cm} \end{array} \right.$ on prend : $h_t = 20\text{cm}$

$b_0 = 0.50 + 2 \times 0.05 = 0.60\text{m}$

$$G_{semelle} = (B \times h_l + (\frac{B-b_0}{2} \times (h_t - h_l)) \times L \times \gamma_b = 160.23KN \quad \text{Poids de terre :}$$

$$G_{terre} = B \times L \times H \times \gamma_h = 121.52KN$$

$$N_{Total} = N_{(superstructure)} + N_{(infrastructure)} \Rightarrow N_{total} = \sum N_i + G_{semelle} + G_{terre}$$

$$N_{totale} = 2837.63KN$$

B- Vérification de poinçonnement

$$q_{réf} = \frac{\sigma^{max} + \sigma^{min}}{4} = \frac{N_{st}}{B \times L} + \frac{3 \times N_{st} \times e}{B \times L^2} = 178.MPa > \bar{\sigma}_{sol} = 160KPa$$

La condition est vérifiée. Pas de risque de poinçonnement.

.Poutre libage

Définition

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre libage est généralement noyée dans la semelle.

Dimensionnement

$$b_0 = 0.50 + 2 \times 0.05 = 0.60m$$

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$h \geq \frac{L}{7} \quad \text{Avec } L: \text{ la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.}$$

$$L = 4.90 m \quad \Rightarrow h \geq 70cm \quad \Rightarrow h = 70cm$$

$$h_t = 35cm < h = 70cm \quad \text{et} \quad b_0 = 60cm$$

ELS

Efforts sollicitant au la semelle filante axe 5 pour ml.

$$P_s = q_{réf} \times B = 267.49KN$$

a- Ferrailage transversal de la semelle

$$d = 30cm, \quad b = 50 cm, \quad \sigma_s = 201.63MPa$$

$$A_s = P_s \times \frac{B-b}{8 \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_s = 267.49 \times 10^{-3} \times \frac{1.50 - 0.5}{8 \times 0.30 \times 201.63} = 5.53cm^2$$

$$\text{Soit: } 6HA12 = 6.79cm^2 \quad \text{espacement : } S_t = 100 / 6 = 16.66 cm \quad \Rightarrow S_t = 15 cm$$

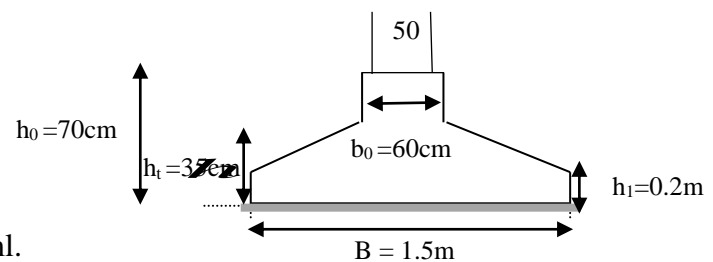


Figure.VI.7. Coffrage d'une semelle filante

b- Armature de répartition

$$A_t = \frac{A_s}{3} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit: } 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2 \quad S_t = 20 \text{ cm}$$

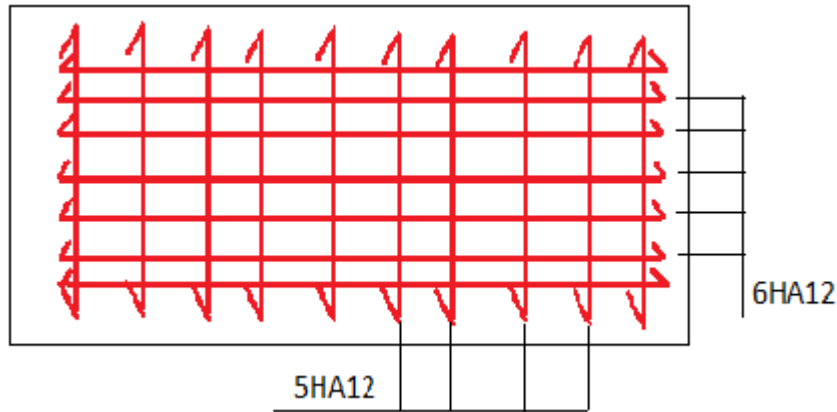


Figure.VI.16.Schéma de Ferrailage de Semelle filante

Etude de longrine

Définition

Les longrines sont des poutres de chaînage, de section rectangulaire, situées au niveau de l'infrastructure reliant les semelles.

Rôle des longrines

- Elles ont pour rôle de :
- porter les murs de façades ;
 - limiter les dallages ;
 - solidariser les points d'appui d'un même bloc en s'opposant à leurs déplacements relatifs dans le plan horizontal.

Dimensions minimales de la section transversale des longrines

$$b \times h = \begin{cases} 25 \times 30: \text{ sites de catégorie S2 et S3.} \\ 30 \times 30: \text{ sites de ctégorie S4.} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003(Art IV.2.3).}$$

La hauteur *h* des longrines est définie par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots [1] \text{(Art IV.2.3).}$$

L_{\max} : longueur maximale entre axes des longrines ; $L_{\max} = 5.46 \text{ m}$

$$\frac{546}{15} \leq h \leq \frac{546}{10} \quad \rightarrow \quad 36.4 \text{ cm} \leq h \leq 54.6 \text{ cm}$$

Les dimensions adoptées pour les longrines sont : $(b \times h) = (30 \times 45) \text{ cm}^2$

Calcul des longrines

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F \geq \frac{N}{\alpha}$$

N : c'est la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appuis solidarisés (poteaux) :

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de catégorie du site considéré :

$$\left(\begin{array}{l} \text{Site } S2 \\ \text{Zone } IIa \end{array} \right) \rightarrow \alpha = 15$$

Calcul des armatures

Le calcul des armatures en traction simple sera conduit selon les règles [B.A.E.L91] :

Les armatures longitudinales(A_l) BAEL (Art. A.4. 5. 33)

$$A_l \geq (A_{ELU}; A_{ELS}) \quad \text{avec : } A_{ELU} : \text{Section d'armatures calculée à ELU...} A_{ELU} = \frac{F_{ELU}}{\sigma_{sol}}$$

σ_x : Contrainte limite ultime de l'acier.

$$A_{ELS} : \text{Section d'armatures calculée à ELS...} A_{ELS} = \frac{F_{ELS}}{\sigma_{sol}}$$

$$F_{ELS} = \frac{N_s \max}{\alpha} \quad \text{avec: } N_s^{\max} : \text{Effort normal dans le poteau le plus sollicité à ELS}$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 202 MP_a$$

Avec : σ_s : contrainte limite de service de l'acier.

Condition de non-fragilité

$$A_{\min} = \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{30 \times 43 \times 2.1}{400} = 6.77 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{BAEL(Art.A.4.2.1)}$$

Minimum d'armature exigé par le RPA

$$A_{\min} = 0.6\% \times b \times h = 0.006 \times 30 \times 45 = 8.1 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont résumés dans le tableau VI.8.

Tableau.VI.6.Ferrailage longitudinale des longrines

A_{min} BAEL cm²	A_{min} RPA cm²	A_{adopté} cm²
6.77	8.1	4HA14+2HA12=8.42

Les armatures transversales (A_t)

$$\phi_t \leq \left[\frac{h}{35}; \phi_{t_{\min}}; \frac{b}{10} \right] \quad \text{donc : } \phi_t \leq \min \left[\frac{45}{35}; 1.2; \frac{30}{10} \right] = \min [1.28; 1.2; 3] = 1.2 \text{ cm}$$

$\phi_t \leq 1.2 \text{ cm}$ on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit: un cadre de T8 + un étrier Donc : on opte $4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

Espacement selon RPA (Art 10.1.1.b)

$$S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15 \phi_{t_{\min}}] \Rightarrow S_t \leq \min [20 \text{ cm}; 15 \times 1.2] \Rightarrow S_t \leq 18 \text{ cm}$$

Soit: $S_t = 15 \text{ cm}$

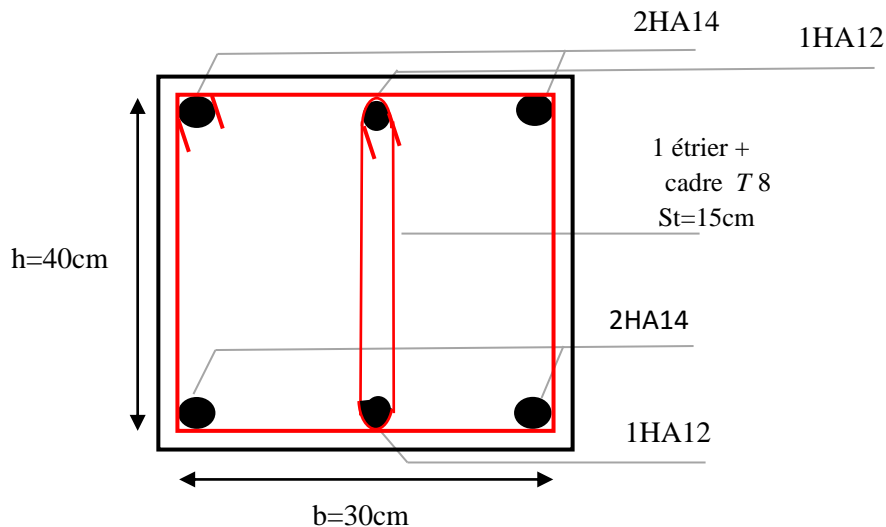


Figure.VI.17. Schéma de ferrailage de longrine

5.5. Calcul du voile périphérique

Selon le RPA 99 V 2003, les ossatures au-dessous du niveau de base du bâtiment doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de base, il doit satisfaire aux conditions suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm
- Il doit contenir 2 nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal d'armature est de 0,1% dans les 2 sens.
- Les ouvertures dans les voiles ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

a) Dimensionnement du voile

On se contentera de prendre le panneau le plus défavorable.

$$\left\{ \begin{array}{l} h = 3,88 \text{ m} \\ L = 5,46 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm (article 10.1.2 du RPA99 V 2003)} \end{array} \right.$$

b) Caractéristique du sol

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{poids spécifique : } \gamma = 18 \text{ KN/m}^3 \\ \text{Angle de frottement : } \varphi = 25^\circ = 0,436 \text{ rad} \\ \text{Cohésion du sol : } c = 0 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

c) Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis à :

➤ Poussée des terres :

$$\sigma(G) = \gamma \times h \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$\sigma(G) = 18 \times 3,88 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{0,436}{2}\right) = 27,176 \text{ KN/m}^2$$

➤ Surcharges accidentelles : $q = 10 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma(Q) = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 4,058 \text{ KN/m}^2$$

d) Ferrailage du voile périphérique

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.

✚ A l'ELU :

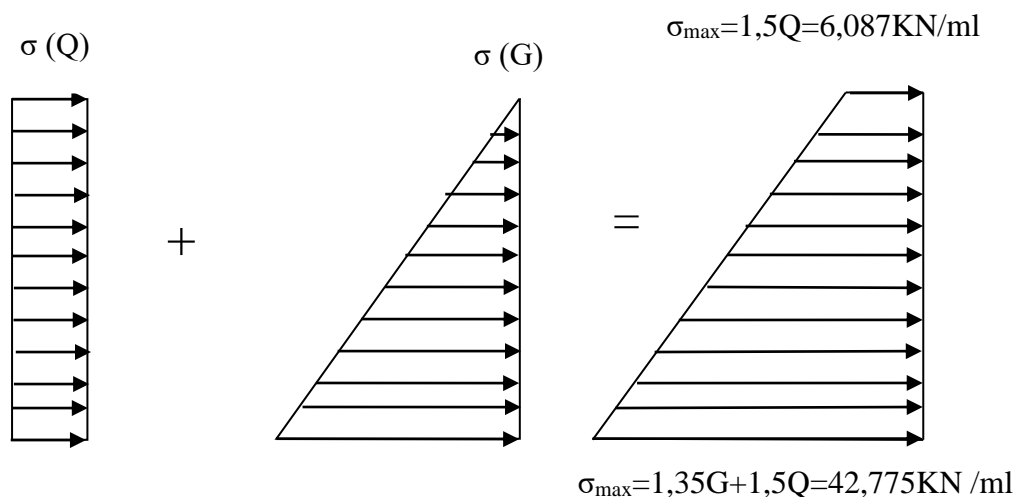


Fig 50 : Répartitions des contraintes sur le voile périphérique

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 42,775 + 6,087}{4} = 33,603 \text{ kn/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ m} = 33,603 \text{ kn/m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,88}{5,46} = 0,71 \geq 0,4 \Rightarrow \text{La dalle travaille selon deux sens.}$$

$\alpha =$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0836 \\ \mu_y = 0,2822 \end{cases} \text{ (Annexe 1)}$$

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

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0836 \times 5,46^2 \times 138,2943 = 453,0636 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 453,0636 \times 0,2822 = 127,854 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 453,0636 = 385,104 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 127,854 = 108,676 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = -0,3 \times M_{0x} \\ M_t^y = -0,3 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = -0,3 \times 453,0636 = -135,919 \text{ KN.m} \\ M_t^y = -0,3 \times 127,854 = -38,356 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le pourcentage minimum des armatures exigé par le RPA est de 0,10% dans les deux sens

(horizontal et vertical) : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

$$A_{min} = 0,1\% \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

➤ **Tableau récapitulatif des résultats de ferrillages**

Tableau.5.10: ferrillage du voile périphérique à l'ELU

	Sens	M (KN*m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A(cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ pour 1m(cm ²)	S_t (cm)
travée	Xx	385,104	0,134	0,18	0,1669	10,59	2	7T14=10,78	15
	yy	108,676	0,063	0,082	0,174	4,82	2	7T10=5,50	15
Appui		135,919	0,047	0,060	0,176	3,55	2	10T8=5,03	10

Vérifications

- **Condition de non-fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 2,11 \text{cm}^2.$$

$A_t > A_{\min}$ Condition vérifiée.

$A_a > A_{\min}$ Condition vérifiée.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{33,603 \times 6,26}{2} = 105,17739 \text{ KN}$$

On doit vérifier que : $\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min(0,1f_{c28}; 3\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$ fissuration nuisible

$$\tau_{bu} = \frac{105,17739 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,584 \leq \bar{\tau}_{bu} = 2,5\text{MPa}$$

- **A'ELS**

$$\sigma_{\max} = 1 \times \sigma(G) = 27,176 \text{KN/m}$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times \sigma(Q) = 4,058 \text{KN/m}$$

$$q_s = \sigma_{\max} + \sigma_{\min} = 27,176 + 4,058 = 31,234 \text{ KN/m}$$

$$\alpha = 0,5 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0884 \\ \mu_y = 0,4565 \end{cases} \text{(Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 0,0884 \times 6,26^2 \times 31,234 = 108,2 \text{KN.m} \\ M_{0y} = 108,23 \times 0,4565 = 49,407 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$\begin{cases} M_t^x = 0,85 \times M_{0x} \\ M_t^y = 0,85 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0,85 \times 108,2 = 91,97 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times 49,407 = 41,99 \text{KN.m} \end{cases}$$

Moment en appuis :

$$\begin{cases} M_t^x = -0,3 \times M_{0x} \\ M_t^y = -0,3 \times M_{0y} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = -0,3 \times 108,2 = -32,46 \text{KN.m} \\ M_t^y = -0,3 \times 49,407 = -14,82 \text{KN.m} \end{cases}$$

- **État limite de compression du béton**

La fissuration est nuisible donc la vérification à faire est :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} = \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 150\eta\right) = 240\text{MPa}$$

- **Calcul de y** : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$
- **Calcul de I** : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

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

Tab 5.11 : vérification des contraintes a l'ELS

Localisation	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	τ _{st} (MPa)	τ̄ _{st} (MPa)	Observation
Appuis	- 32,46	2.5	4,055	15	105,16	240	vérifiée
Travées (x)	91,97	0,19	2,98	15	85,50	240	vérifiée
Travées (y)	41,99	2.6	5,045	15	124,852	240	vérifiée

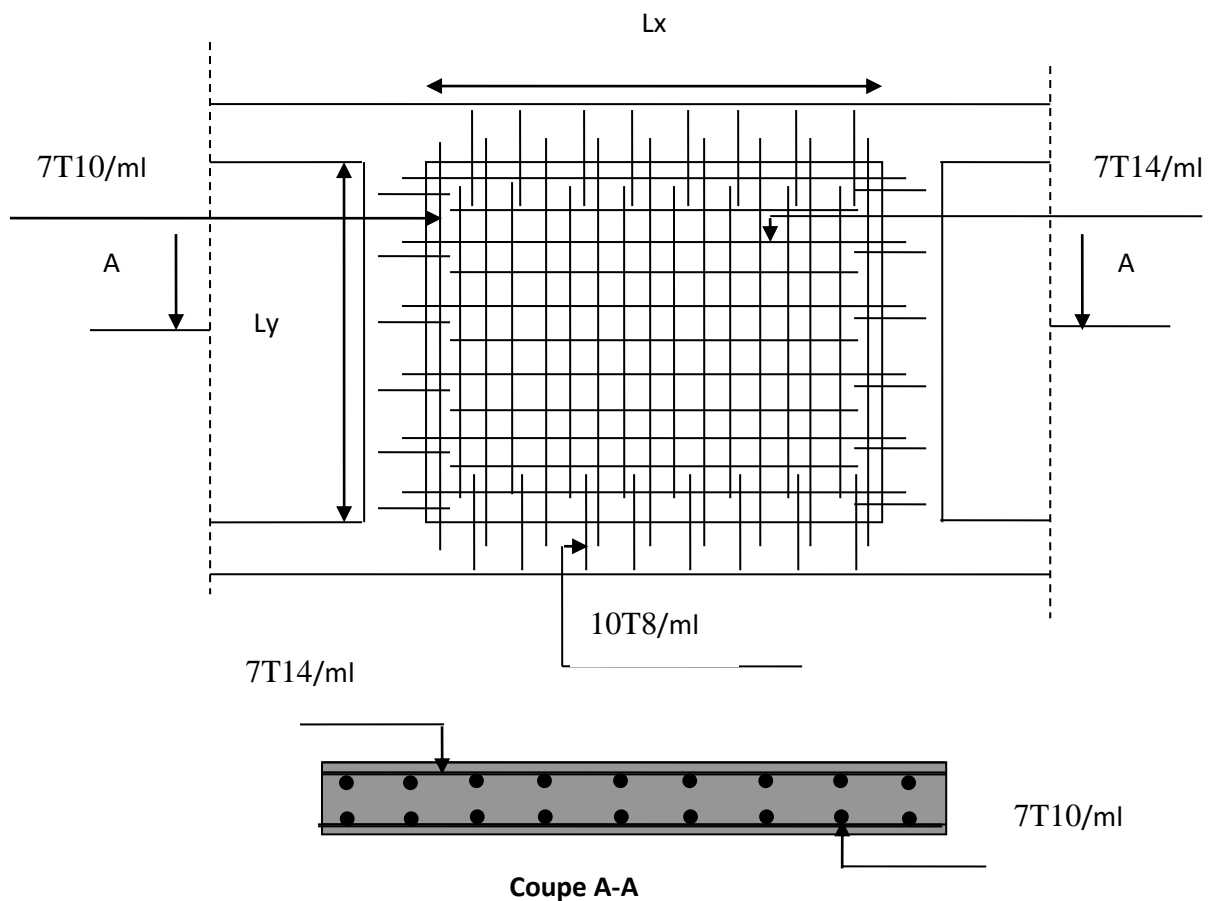


Figure 51. Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale :

Ce projet de fin d'étude nous a permis de concrétiser l'apprentissage théorique de notre formation d'ingénieur et surtout d'apprendre les différentes techniques de calcul, les concepts et les règlements régissant le domaine du génie civil d'une part, et d'autre part d'acquérir des connaissances sur l'utilisation des logiciels.

Par ailleurs, cette étude nous a conduit à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure, ce qui permet d'avoir un comportement proche de réalité.
- La disposition des voiles est très importante pour avoir un bon comportement dynamique de la structure et ça en tenant en compte de l'interaction.
- La modélisation des escaliers dans la superstructure influe directement sur la nature des modes de vibrations, elles peuvent engendrer des modes de torsion non négligeable.
- Si la justification de l'interaction de la structure est satisfaite, donc le facteur économique est respecté.
- L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.
- Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum de RPA et cela est dû au surdimensionnement de ces dernières et à l'existence des voiles et aussi par les exigences du RPA qui valorise la sécurité par rapport à l'économie.
- Le choix de type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a une contrainte de 1.6 bar. On a remarqué que les semelles isolées ne peuvent être utilisées vu l'importance du poids de la structure et la faible surface de projet, et cela nous a conduit à opter pour les semelles filantes qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- Respect de règlement parasismique.
- Conception architecturale parasismique.
- Mise en œuvre soignée de la construction.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements :

- ✓ RPA99/Version 2003 : règles parasismiques algériennes
- ✓ BAEL99 : béton armée aux états limites
- ✓ CBA93 : règle de conception et de calcul des structures en béton armé
- ✓ DTRB.C.2.2 : charge permanentes et charges d'exploitation

Cours :

- ✓ Résistance des matériaux
- ✓ Béton armée
- ✓ Dynamique des structures
- ✓ Cours du bâtiment

Thèses :

- ✓ Mémoires de fin d'étude

Logiciels et programmes :

- ✓ AUTOCAD 2011 (DESSIN)
- ✓ ETABS 2016 (analyse des structures)
- ✓ Office 2007 (traitement de texte, calcul.....etc.)

INDEXE

Notations :

La signification des notations est suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

M : Charges d'exploitations à caractère particulier.

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.