

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique



Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté des Sciences et des Sciences de l'Ingénieur
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : Structures

Thème

**Etude d'un bâtiment en béton armé(R+10) à usage d'habitation
par un système contreventés par voiles porteurs**

Réalisé par :

- Dairi Halim
- Touloum Khaled

Encadré par :

M^r. Hadi

Membres de jury

Président : M^r. Belhamdi

Examineur : M^r. Bouziane

2020-2021

Remerciements

C'est un immense plaisir que nous réservons ces quelques lignes en signe de gratitude et de reconnaissance à tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce modeste travail.

Nous souhaitons adresser, en premier lieu, nos remerciements les plus sincères à notre encadrant **Mr. Haddi** pour son précieux suivi tout au long de la réalisation de ce travail.

Nous remercions également tous nos enseignants du département génie civil et de la faculté de technologie de l'université Abderrahmane Mira de Béjaïa qui ont contribué à notre formation.

Ainsi que les membres de jury pour l'intérêt qu'ils offrent à notre travail, en consacrant leur temps à l'examiner et le jurer.

Dédicaces

*J*e dédie ce travail

A mes très chers parents, quoi que je fasse je ne pourrais pas les remercier, ceux qui ont été toujours là à me soutenir et m'encourager.

A mon frère **Walid** et ma petite sœur **Lynda** que dieu vous préserve.

A mon petit cousin **Foufi, Yacine**

A tous mes amis : **Bilal, Hicham, Belkacem** et toute la promotion 2021

A toute ma famille.

Et enfin, à mon cher Binôme **Khaled**, que dieu t'ouvre les horizons de l'excellence et du succès.

*D*airi *H*alim

Dédicaces

Je dédie ce travail

A mes très chers parents, quoi que je fasse je ne pourrais pas les remercier, ceux qui ont été toujours là à me soutenir et m'encourager.

A ma femme *Kenza* qui a partagé avec moi tous les moments d'émotion lors de la réalisation de ce travail, et m'a chaleureusement supporté et encouragé tout au long de mon parcours

A mon frère *Omar* et ma petite sœur *Yasmine* que dieu vous préserve.

A mon petit neveu *Masten*

A tous mes amis : *Bilal, Hicham, Belkacem* et toute la promotion 2021

A toute ma famille.

Et enfin, à mon cher Binôme *Halim*, que dieu t'ouvre les horizons de l'excellence et du succès.

Touloum Khaled

Sommaire

Introduction Générale

Chapitre I : Généralités

Introduction.....	1
1.1. Présentation du projet.....	1
1.2. Caractéristiques géométriques de la structure.....	1
1.2.1. Données du site.....	1
1.3. Caractéristiques structurales.....	1
1.3.1 Les planchers.....	1
1.3.2 la maçonnerie.....	1
1.3.3 L'acrotère.....	2
1.3.4 Enduit et revêtement.....	2
1.3.5 Les balcons.....	2
1.3.6 Les escaliers.....	2
1.3.7 Les voiles.....	2
1.3.8 Les fondations.....	2
1.4. Les charges.....	2
1.5. Définition de l'état limite.....	2
1.5.1. Etat limite ultime ELU.....	2
1.5.2. Etat limite de service ELS.....	3
1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
1.6.1. Le béton.....	3
1.6.2. L'acier.....	5
1.7. Combinaison de calculs.....	6
1.8. Règlement et normes utilisés.....	6

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	7
2.1. Pré dimensionnement des planchers.....	7
2.1.1. Plancher à corps creux.....	7
2.1.1.1. Disposition des poutrelles.....	7
2.1.1.2. Dimensionnement des planchers.....	8
2.1.1.3. Pré dimensionnement des poutrelles.....	8
2.1.2. Plancher à dalle pleine.....	9
2.1.2.1 Types des dalles pleines.....	9
2.2. Les escaliers.....	9
2.2.1. Pré dimensionnement des escaliers.....	10
2.3. Les poutres.....	11
2.4. Les voiles.....	12
2.5. Acrotère.....	13
2.6. Les poteaux.....	13

2.7. Evaluation des charges et des surcharges.....	14
2.8. Descente de charges.....	17
2.8.1. Calcul des charges revenantes au poteau	17
2.8.2. La loi de dégression des charges	18
2.9. Vérification.....	22
2.9.1. Vérification du critère de résistance.....	22
2.9.2. Critère de stabilité de forme.....	23
2.9.3. Vérification des exigences du RPA 99.....	24
Conclusion.....	25

CHAPITRE III : Etude des éléments secondaires

Introduction.....	26
3.1. Calcul des éléments non structuraux.....	26
3.2. Plancher à corps creux.....	26
3.2.1. Schéma statique des différentes poutrelles.....	26
3.2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différent types de poutrelles.....	27
3.2.3. Exemple de calcul (Plancher Etage courant).....	27
3.2.4. Ferrailage des poutrelles	31
3.3. Dalles pleines.....	36
3.3.1. Calcul à L'ELU.....	36
3.3.2. Ferrailage.....	36
3.3.3. Etat limite de déformation.....	38
3.4. Etudes des escaliers.....	39
3.5. Etude de la poutre palière.....	42
3.6. Etude de la poutre de chainages.....	44
3.6.1. Dimensionnement.....	44
3.6.2. Sollicitations.....	45
3.6.3. Ferrailage.....	45
3.6.4. Vérification des contraintes.....	45
3.7. Etude de l'acrotère.....	46
3.7.1. Evaluation des charges et surcharges.....	46
3.7.2. Calcul des sollicitations.....	46
3.7.3. Ferrailage.....	47
3.7.4. Vérification À l'ELS.....	48
Conclusion.....	49

CHAPITRE IV : Etude dynamique

Introduction.....	50
4.1. Méthode de calcul.....	50
4.1.1. Méthode statique équivalente	50

4.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale.....	53
4.2. Disposition des voiles.....	54
4.3. Interprétation Des Résultats.....	55
4.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	55
4.3.2. Justification de l'interaction voiles.....	55
4.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	56
4.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements.....	56
4.3.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	57
4.3.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	58
Conclusion.....	59

CHAPITRE V : Etude des éléments structuraux

Introduction.....	60
5.1. Études des poteaux.....	60
5.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003.....	60
5.1.2. Sollicitations dans les poteaux.....	61
5.1.3. Calcul du ferrailage.....	62
5.1.4. Vérifications.....	64
5.1.5. Disposition constructive des poteaux.....	65
5.2. Études des poutres.....	67
5.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003.....	67
5.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/2003.....	68
5.2.3. Ferrailage des poutres.....	68
5.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	69
5.2.5. Les armatures transversales.....	69
5.2.6. Vérification à l'ELU.....	69
5.3. Etude des voiles.....	74
5.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003.....	74
5.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles.....	74
5.3.3. Ferrailage des voiles.....	75
Conclusion.....	77

CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure

Introduction.....	78
6.1. Choix du type de fondations.....	78
6.2. Étude des fondations.....	78
1-Vérification des semelles isolées.....	78
2-Vérification des semelles filantes.....	79
3-Étude du radier général.....	79
3.1-Pré dimensionnement.....	79
3.2- les vérifications nécessaires.....	80
3.3-Ferrailage.....	82

3.3.1-La dalle du radier.....	82
3.3.2-Calcul des nervures.....	84
Conclusion.....	90

Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Sections préalables des poteaux.....	13
Tableau 2.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.....	14
Tableau 2.3 : Evaluation des charges revenant au plancher corps creux.....	14
Tableau 2.4 : Evaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	15
Tableau 2.5 : Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.....	15
Tableau 2.6 : Évaluation des charges sur la volée.....	16
Tableau 2.7 : Evaluation des charges de palier.....	16
Tableau 2.8 : Evaluation des charges de l'acrotère.....	17
Tableau 2.9 : Résultats de décente de charge.....	19
Tableau 2.10 : Vérification du critère de résistance.....	22
Tableau 2.11 : Vérification au flambement.....	24
Tableau 3.1 : Schéma statique des différentes poutrelles.....	26
Tableau 3.2 : méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	27
Tableau 3.3 : Charges sur les différents planchers.....	27
Tableau 3.4 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles.....	30
Tableau 3.5 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles (TI).....	30
Tableau 3.6 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles (salle des machines)..	30
Tableau 3.7 : calcul des armateurs en travée.....	31
Tableau 3.8 : Calcul des armatures aux appuis intermédiaires.....	31
Tableau 3.9 : Calcul des armatures aux appuis de rive.....	31
Tableau 3.10 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	33
Tableau 3.11 : Evaluation de la flèche sur les poutrelles.....	35
Tableau 3.12 : Schéma de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	35
Tableau 3.13 : Calcul des armatures principales pour la dalle.....	37
Tableau 3.14 : Vérifications des contraintes du béton à l'ELS.....	37
Tableau 3.15 : Vérification des contraintes de l'acier a l'ELS.....	38
Tableau 3.16 : Recalculer des contraintes de l'acier a l'ELS.....	38
Tableau 3.17 : Calcul des sollicitations.....	40
Tableau 3.18 : Calcul des armatures principales pour l'escalier.....	40
Tableau 3.19 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	41
Tableau 3.20 : Vérification de la flache.....	41
Tableau 3.21 : Ferrailage de la poutre palière.....	42
Tableau 3.22 : Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palier...	44
Tableau 3.23 : Résultat de ferrailage de la poutre de chainage.....	45
Tableau 3.24 : Evaluation des charges verticales (acrotère).....	46
Tableau 3.25 : Différentes combinaison à utiliser.....	47
Tableau 4.1 : Valeurs des pénalités P_q	51
Tableau 4.2. Période de vibration et taux de participation massique.....	55
Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale.....	55
Tableau 4.4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales.....	56
Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	56
Tableau 4.6. Vérification des déplacements de la structure.....	57
Tableau. 4.7. Vérification a L'effet $P-\Delta$	58
Tableau 4.8. Vérification de l'effort normal réduit.....	59

Tableau 5.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA.....	61
Tableau 5.2.Sollicitations dans les poteaux.....	62
Tableau 5.3. Ferrailage des poteaux.....	63
Tableau 5.4.Armatures transversales des poteaux.....	63
Tableau 5.5.Vérification du flambement des poteaux.....	64
Tableau 5.6.Vérification des contraintes dans le béton.....	65
Tableau 5.7.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	65
Tableau 5.8.Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA.....	68
Tableau 5.9.Armatures longitudinales des poutres.....	68
Tableau 5.10.Vérification de l'effort tranchant.....	70
Tableau 5.11.Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	70
Tableau 5.12.Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS.....	70
Tableau 5.13.Vérification de la flèche pour les poutres.....	71
Tableau 5.14.Moment résistant dans les poteaux.....	71
Tableau 5.15.Moment résistant dans les poutres.....	71
Tableau 5.16. Vérification de la zone nodale.....	72
Tableau. 5.17. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	75
Tableau 5.18.Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	75
Tableau 5.19.Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	76
Tableau 6.1.Calcul des armatures pour la dalle.....	83
Tableau 6.2.Vérifications des contraintes à l'ELS.....	84
Tableau 6.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.....	84
Tableau 6.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELU.....	86
Tableau 6.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS.....	86
Tableau 6.6 : Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)..	86
Tableau 6.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU.....	86
Tableau 6.8 : Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELS.....	87
Tableau 6.9 : Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)..	87
Tableau 6.10 : Résumé des résultats de ferrailage des nervures de radier.....	87
Tableau 6.11 : Vérifications des contraintes à l'ELS.....	88

Liste des figures

Figure 2.1 : Vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.....	7
Figure 2.2 : coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	8
Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle.....	8
Figure 2.4 : Schéma de la dalle plein de balcon.....	9
Figure 2.5 : vue d'un escalier droit en béton armé.....	10
Figure 2.6 : vue en 3D de l'escalier.....	10
Figure 2.7 : Schéma statique d'un Escalier.....	10
Figure 2.8 : Coupe verticale d'un voile.....	12
Figure 2.9 : Coupe transversal de l'acrotère.....	13
Figure 2.10 : Surface afférente sur le poteau le plus sollicité.....	17
Figure 2.11 : Surface afférente (salle des machines).....	18
Figure 3.1 : Schéma statique de la poutrelle.....	27
Figure 3.2 : Diagramme des moments pour une poutrelle.....	28
Figure 3.3: Schéma de ferrailage de la dalle plein.....	39
Figure 3.4 : Coupe en élévation de l'escalier.....	39
Figure 3.5 : Schéma statique de l'escalier.....	39
Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier.....	42
Figure 3.7 : Schéma de ferrailage de la Poutre palière.....	44
Figure 3.8 : Schéma statique de la poutre chainage.....	44
Figure 3.9 : Les Sollicitations sur l'acrotère.....	46
Figure 3.10 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	49
Figure 4.1 : Spectre de réponse.....	54
Figure 4.2 : Disposition des voiles.....	54
Figure 5.1. Zone nodale.....	60
Figure 5.2 : Section du poteau.....	62
Figure 5.3 : Section du poteau.....	64
Figure 5.4 : schéma de ferrailage des poteaux.....	66
Figure 5.5. 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation).....	68
Figure.5.6 : les moments dans la zone nodale.....	71
Figure 5.7 : Schéma de ferrailage des poutres.....	73
Figure 5.8 : Disposition des armatures dans les voiles.....	74
Figure 5.9 : Disposition des armatures dans les voiles.....	76
Figure 5.10: Ferrailage du voile Vx1.....	76
Figure 6.1 : Schéma d'une semelle isolée.....	78
Figure 6.2. Schéma d'une semelle filante.....	79
Figure 6.3 : présentation de zone d'impact de la charge concentrée.....	80
Figure 6.4 : Le panneau le plus sollicité.....	82
Figure 6.5 : Schémas de ferrailage du radier.....	84
Figure 6.6. Schéma de rupture de la dalle de radier.....	85
Figure 6.7. Sollicitation sur la nervure dans le sens x-x.....	85
Figure 6.8 : Sollicitation sur la nervure dans le sens y-y.....	86
Figure 6.9 : Section a ferrailé.....	87
Figure 6.10 : Schémas de ferrailage de la nervure.....	89

Notations :

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

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_n : 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.

N : force de compression en général.

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'âge 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.

h_0 : 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.

D : profondeur d'encastrement de la fondation

q_u : contrainte de rupture

q_a : Contrainte admissible du sol

Q_{pu} : charge limite de pointe

Q_{su} : charge limite de frottement latérale

C : *cohésion du sol.*

γ : poids volumique

Introduction

L'étude sismique d'une structure vise à assurer une protection des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié, tout en satisfaisant les trois aspects essentiels de la conception qui sont : la résistance, l'aspect architectural et l'économie.

Cet objectif ne peut être atteint qu'avec un calcul adéquat tout en respectant la réglementation en vigueur.

4.1. Méthode De Calcul

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

1. Par la méthode statique équivalente.
2. Par la méthode d'analyse modale spectrale.
3. Par la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

4.1.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA 99/2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Calcul de la force sismique totale :

La force sismique V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \text{RPA99/2003 (Article 4.2.3)}$$

RPA99/2003 (Tableau 4.1)

- A : Coefficient d'accélération de la zone.

Il dépend de deux paramètres : * Groupe d'usage : groupe 2

* Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0,15$

- R : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement.

RPA99/2003 (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on adopte un système en portiques contreventés par voiles, donc : $R = 3,5$

- Q : Facteur de qualité, ce facteur Q est essentiellement fonction des qualités de la structure qui sont :

- La redondance et la géométrie des éléments qui constitue la structure.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La qualité du contrôle de la construction

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q \quad \text{RPA9/2003 (Formule 4.4)}$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Tableau 4.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de P_q (x)		Valeurs de P_q (y)	
	Critères Observés	Critères non observés	Critères observés	Critères non observés
Condition minimale des files porteuses	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité de la construction	Oui	0	Oui	0

Donc $Q_x = 1,1$ et $Q_y = 1,1$

- W : Poids total de la structure.

La valeur de W comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi}$$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, dans notre cas : $\beta = 0,2$ pour les étages à usage d'habitation ou bureau..... (RPA99/2003 Tableau4.5)

D'après l'ETABS 2016, on trouve : $W = 18722,6066 \text{ Kn}$

- D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η .

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3,0}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-2)}$$

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

La structure à étudier est située dans un site ferme (S2)

$$\Rightarrow T_2 = 0,4 \text{ s}$$

Calcul de la période fondamentale de la structure :

Le facteur de correction d'amortissement η est donné par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4.3)}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

On prend : $\xi = (7+10)/2 = 10 \text{ \%} \Rightarrow \text{donc } \eta = 0,76 > 0,7$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4-6)}$$

- h_n : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage.

$$h_n = 37,74 \text{ m}, C_T = 0,05$$

$$T = 0,76 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T_{X,Y} = \frac{0,09 \times h_n}{\sqrt{L_{X,Y}}} \dots\dots\dots \text{RPA99/2003 (Formule 4-7)}$$

- L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 15,85 \text{ m}, L_y = 10,25 \text{ m}$$

$$\Rightarrow T_x = 0,85 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_y = 1,06 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T_x, T) = 0,76 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_y = \min(T_x, T) = 0,76 \text{ s}$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$\Rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0,5 \leq T \leq 3,0 \text{ s}$$

$$D_x = 1,243 \quad \text{et} \quad D_y = 1,243$$

La force sismique totale à la base de la structure est :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W$$

$$V_{stx} = 1097,12 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = 1097,12 \text{ KN}$$

4.1.2. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le **RPA 99/version 2003** pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par le spectre de réponse de calcul suivant :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \dots\dots\dots \text{RPA 99/2003 (Formule 4-13)} \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R}\right) \times \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- η : Facteur de correction d'amortissement.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (*spectre*), le graphe donne Sa/g = f(T). Les résultats sont illustrés dans la figure suivante :

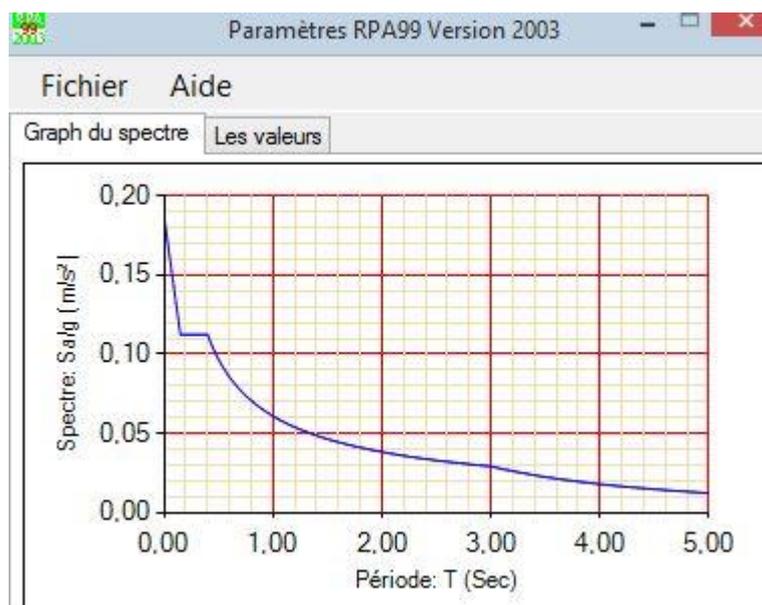


Figure 4.1. Spectre de réponse

4.2. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et vu les contraintes architecturales, on a retenu la disposition représentée ci-dessous qui à donné un bon comportement dynamique de la structure vis-à-vis des actions sismique, et qui a permet aussi de vérifier l'interaction exigé par le règlement en vigueur.

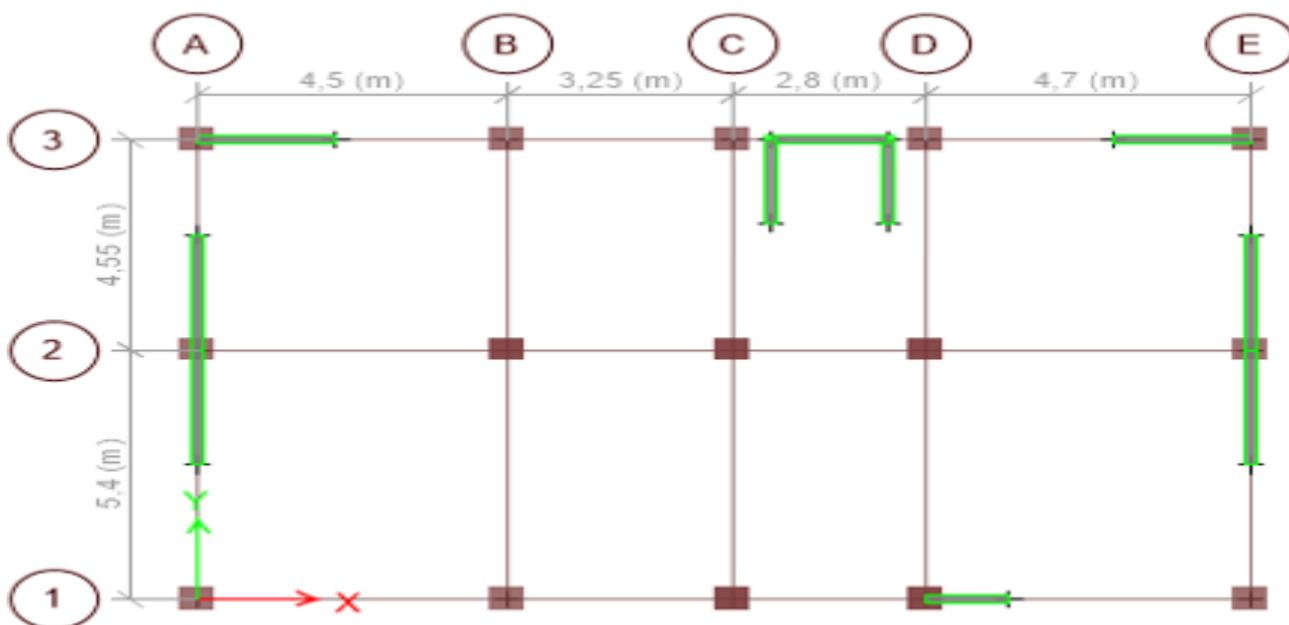


Figure 4.2. Disposition des voiles

4.3. Interprétation Des Résultats

4.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau 4.2 : Période de vibration et taux de participation massique

<i>Step Type Text</i>	<i>Step Num Unitless</i>	<i>Period Sec</i>	<i>UX Unitless</i>	<i>UY Unitless</i>	<i>Sum UX Unitless</i>	<i>Sum UY Unitless</i>
<i>Mode</i>	<i>1</i>	<i>1,004</i>	<i>0,6923</i>	<i>0,0001</i>	<i>0,6923</i>	<i>0,0001</i>
<i>Mode</i>	<i>2</i>	<i>0,676</i>	<i>3,50E-06</i>	<i>0,6941</i>	<i>0,6923</i>	<i>0,6942</i>
<i>Mode</i>	<i>3</i>	<i>0,528</i>	<i>0,0138</i>	<i>0,0038</i>	<i>0,7061</i>	<i>0,698</i>
<i>Mode</i>	<i>4</i>	<i>0,291</i>	<i>0,151</i>	<i>3,88E-05</i>	<i>0,8571</i>	<i>0,698</i>
<i>Mode</i>	<i>5</i>	<i>0,187</i>	<i>1,80E-05</i>	<i>0,1589</i>	<i>0,8571</i>	<i>0,857</i>
<i>Mode</i>	<i>6</i>	<i>0,149</i>	<i>0,0032</i>	<i>0,0006</i>	<i>0,8604</i>	<i>0,8575</i>
<i>Mode</i>	<i>7</i>	<i>0,142</i>	<i>0,0556</i>	<i>0</i>	<i>0,916</i>	<i>0,8575</i>
<i>Mode</i>	<i>8</i>	<i>0,113</i>	<i>0,007</i>	<i>1,58E-05</i>	<i>0,923</i>	<i>0,8575</i>
<i>Mode</i>	<i>9</i>	<i>0,089</i>	<i>0,0001</i>	<i>0,0574</i>	<i>0,9231</i>	<i>0,915</i>
<i>Mode</i>	<i>10</i>	<i>0,084</i>	<i>0,028</i>	<i>0,0004</i>	<i>0,9511</i>	<i>0,9153</i>
<i>Mode</i>	<i>11</i>	<i>0,068</i>	<i>0,0008</i>	<i>0,0026</i>	<i>0,9519</i>	<i>0,9179</i>
<i>Mode</i>	<i>12</i>	<i>0,064</i>	<i>0,0005</i>	<i>0,0093</i>	<i>0,9523</i>	<i>0,9272</i>

❖ Analyse des résultats :

On remarque que les deux modes de vibration sont des modes de translation le premier selon (XX), et le deuxième selon (YY). La participation massique atteinte les 90 % de la masse totale du bâtiment lorsqu'on prend 7 modes dans le sens (XX) et 9 modes dans le sens (YY).

4.3.2 Justification du système voiles porteurs

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

a) Sous charges verticales

Tableau 4.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale

<i>Niveau</i>	<i>Charge reprise</i>		<i>Pourcentage reprise</i>	
	<i>Portiques</i>	<i>voiles</i>	<i>Portiques (%)</i>	<i>Voiles (%)</i>
<i>RDC</i>	<i>12571,81</i>	<i>8097,82</i>	<i>60,82</i>	<i>39,17</i>

b) Sous charges horizontales

Tableau 4.4 : Vérification de l'interaction sous charges horizontales

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	Portiques (%)	Voiles (%)	Portiques (Kn)	Voiles (Kn)	Portiques (%)	Voiles (%)
10 ^{ème} étage	148,75	71,23	67,62	32,37	120,48	115,12	51,13	48,86
9 ^{ér} étage	143,46	160,57	47,18	52,81	118,70	247,24	32,43	67,56
8 ^{ème} étage	180,58	205,22	46,80	53,19	169,86	311,39	35,29	64,70
7 ^{ème} étage	186,20	266,84	41,10	58,89	180,18	400,87	31,00	68,99
6 ^{ème} étage	246,48	265,94	48,10	51,89	211,76	459,81	31,53	68,46
5 ^{ème} étage	246,50	316,01	43,82	56,17	212,27	538,26	28,28	71,71
4 ^{ème} étage	270,42	342,32	44,13	55,86	257,47	561,23	31,44	68,55
3 ^{ème} étage	260,72	400,69	39,41	60,58	244,16	640,43	27,60	72,39
2 ^{ème} étage	292,33	418,21	41,14	58,85	237,99	709,21	25,12	74,87
1 ^{ème} étage	267,28	499,19	34,87	65,12	230,66	774,94	22,93	77,06
RDC	190,30	600,31	24,06	75,93	148,50	914,03	13,97	86,02

Analyse des résultats : on remarque que le système R= 3,5 est vérifié.

4.3.2. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau 4.5. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base

Force sismique à la base	V_{dyn}	$0,80.V_{st}$	Observation
Suivant x-x	878,249	877,70	vérifiée
Suivant y-y	1093,50	877,70	vérifiée

4.3.3. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \dots \dots \dots RPA99/version2003 \text{ (Article 4.4.3)}$$

δ_k : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (R=4).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le RPA (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C à d $\Delta_k < 1\% \times h_e$

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Tableau. 4.7. Vérification a L'effet P-Δ

Niveaux	h_k (m)	P_k (Kn)	Sens x-x			Sens y-y		
			$\Delta_k \times$ (mm)	V_k (Kn)	θ_k	$\Delta_k \times$ (mm)	V_k (Kn)	θ_k
10 ^{ème} étage	3,06	2041,36	8,62	215,78	0,0266	5,59	261,35	0,0142
9 ^{ér} étage	3,06	3615,39	9,53	341,24	0,0330	6,00	421,57	0,0168
8 ^{ème} étage	3,06	5207,76	10,29	438,57	0,0399	6,33	550,68	0,0195
7 ^{ème} étage	3,06	6789,13	10,99	519,71	0,0469	6,67	661,19	0,0223
6 ^{ème} étage	3,06	8402,89	11,34	588,68	0,0529	6,88	760,01	0,0248
5 ^{ème} étage	3,06	10016,65	11,55	651,34	0,0580	6,94	845,66	0,0268
4 ^{ème} étage	3,06	11651,62	11,37	711,83	0,0608	6,74	918,16	0,0279
3 ^{ème} étage	3,06	13286,59	10,80	766,89	0,0611	6,31	980,78	0,0279
2 ^{ème} étage	3,06	14945,82	9,53	814,82	0,0571	5,48	1033,85	0,0259
1 ^{ème} étage	3,06	16629,12	7,54	854,24	0,0479	4,15	1072,04	0,0210
RDC	4,08	18722,60	4,92	878,17	0,0257	2,57	1091,68	0,0108

- **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0,1$ est satisfaite, d'où les effetsDu 2^{ème} ordre peuvent être négligés.

4.3.5. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, leRPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} < 0,30 \implies N_d < 0,3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec : - N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

- B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

- f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton.

Tableau 4.9. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	Type de poteau	B (m ²)	N (Kn)	f _{c28} (MPa)	ν	Observation
10 ^{ème} étage	35×35	0,1225	178,10	25	0,058	vérifiée
9 ^{ér} étage	35×35	0,1225	294,60	25	0,096	vérifiée
8 ^{ème} étage	40×35	0,14	429,45	25	0,122	vérifiée
7 ^{ème} étage	40×35	0,14	563,41	25	0,160	vérifiée
6 ^{ème} étage	40×40	0,16	709,82	25	0,177	vérifiée
5 ^{ème} étage	40×40	0,16	859,69	25	0,214	vérifiée
4 ^{ème} étage	45×40	0,18	1014,63	25	0,225	vérifiée
3 ^{ème} étage	45×40	0,18	1191,28	25	0,264	vérifiée
2 ^{ème} étage	45×45	0,2025	1373,53	25	0,271	vérifiée
1 ^{ème} étage	50×45	0,225	1546,12	25	0,274	vérifiée
RDC	50×50	0,25	1812,58	25	0,290	vérifiée

- **Analyse des résultats** : On remarque que ν le rapport ne dépasse pas la valeur de 0,3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

Conclusion

Lors de notre modélisation la première contrainte rencontrée est l'aspect architectural de sorte à trouver une bonne disposition des voiles afin de respecter toutes les conditions du règlement RPA99V2003, Par conséquent nous avons opté pour un système voiles porteurs. Et tant donné que le système mixte (voiles/portiques) ne correspond pas à notre structure.

Nous résumons ainsi les sections des éléments structuraux modifiés tels que :

- RDC : (50×50) cm².
- 1^{ère} étages : (50×45) cm².
- 2^{ème} étages : (45×45) cm².
- 3^{ème} et 4^{ème} étages : (45×40) cm².
- 5^{ème} et 6^{ème} étages : (40×40) cm².
- 7^{ème} et 8^{ème} étages : (40×35) cm²
- 9^{ème} et 10^{ème} étages : (35×35) cm²

Introduction
Générale

Introduction générale

Les secousses sismiques sont sûrement l'une des plus dangereuses des catastrophes naturelles.

En Algérie, depuis le séisme de BOUMERDES en 2003, le règlement parasismique algérien a été modifié vu le regain d'intérêt pour les constructions parasismiques.

Pour cela on ne doit pas se contenter d'appliquer uniquement les règlements, mais on doit impérativement comprendre les facteurs déterminants le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment (R + 10) à usage d'habitation, contreventé par des voiles.

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, Après avoir présenté le projet et les caractéristiques mécaniques des matériaux en chapitre 1, on a procédé au pré dimensionnement des éléments du bâtiment en chapitre 2, en chapitre 3, on a calculé tous les éléments secondaires tel que les planchers, les escaliers, l'acrotère, ... etc. nous allons intéresser dans le chapitre 4 à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel ETABS 2016. Le calcul du ferraillement des éléments principaux sera exposé au chapitre 5. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre 6, en fin on a achevé notre travail avec conclusion générale.

CHAPITRE I
Généralités

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. Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

1.1. Présentation de projet

Il s'agit d'une structure (RDC+10 étages) à usage habitation, implanté à la wilaya Bejaia. La zone est considérée par le RPA99 (version 2003), de moyenne sismicité (zone IIa), règlement parasismique en vigueur en Algérie

1.2. Caractéristiques géométriques de la structure

Les caractéristiques de la structure sont :

- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) -----37,74 m
- Hauteur du RDC ----- 4.08 m
- Hauteur des étages ----- 3.06 m
- Longueur en plan ----- 15.85 m
- Largeur en plan ----- 10.25 m

1.2.1. Données du site

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un projet de 27 logements, projetés au lieu-dit : BOUKHIAMA wilaya de Bejaia, qui est situé sur un terrain meuble le site est classé en catégorie (S3) selon sa nature géotechnique.

La contrainte admissible du sol : $Q_{adm} = 1.8 \text{ bars}$.

L'ancrage minimal des fondations : $D = 1.2 \text{ m}$.

1.3. Caractéristiques structurales

1.3.1. Les planchers:

Ces sont des saies, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment.

Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

1.3.2. La maçonnerie:

Elle est réalisée en briques creuses comme suit:

Les murs extérieurs : sont réalisés en briques creuses à doubles parois (celle de l'intérieur de 10 cm d'épaisseur et celle de l'extérieur de 15 cm épaisseur) séparés par une lame d'air d'épaisseur 5 cm pour l'isolation thermique et phonique.

Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.3.3. L'acrotère

Est un élément

coulé sur place, encastré dans le plancher terrasse, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales.

1.3.4. Enduit et revêtement

Céramique pour SDB, cuisines. Carrelage et plinthe.

Mortier pour les façades.

1.3.5. Les balcons

Sont réalisés en dalle pleine et corps creux.

1.3.6. Les escaliers

Sont réalisés en béton armé, coulés sur place et constitués de volée et palier de repos.

1.3.7. Les voiles

Sont réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimension et disposition sera étudié ultérieurement.

1.3.8. Fondations

L'infrastructure, constitué des éléments structuraux des sous-sols éventuels et le système de fondation doivent former un ensemble résistant et rigide, cet ensemble devra être capable de transmettre les charges sismiques horizontales en plus des charges verticales, de limiter les tassements différentiels. Le système de fondations doit être superficielles.

1.4. Les charges

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble, les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

1.5. Définition de l'état limite

C'est un état dont

lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage ou un des éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

1.5.1. Etat limite ultime ELU

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

Il y a 03 états limites

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

1.5.2. Etat limité de service ELS

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

Il y a 03 états limites:

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

1.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

1.6.1. Le béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m^3 , sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes:

➤ Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93)

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

➤ Résistance caractéristique à la traction

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est conventionnellement définie par les relations:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$\text{Pour } j=28 \text{ jours et } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \mathbf{f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}}$$

➤ Module de déformation longitudinale du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton; le module de Young instantané E_{ij} et E_{vj} .

$$E_{vj} = (1/3) \cdot E_{ij} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.2 CBA93})$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa on a: } \left\{ \begin{array}{l} E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

➤ **Contrainte limite à l'ELU**

a. La contrainte en compression :

Elle est donnée par : $f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ **BAEL91/version99 (Art.A.4.3.4)**

Avec:

θ : dépend de la durée d'application des contraintes.

1,00 lorsque la durée probable d'application > 24 heures.
 0,9 lorsque 1 heure ≤ la durée probable d'application ≤ 24 heures
 0,85 lorsque la durée probable d'application < 1 heure.

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse de béton qui entraînent la diminution de la résistance.

$\gamma_b = 1,5$ en situation durable et transitoire

$\gamma_b = 1,15$ en situation accidentelle SA

Le coefficient réducteur 0,85 tient compte du risque d'altération du béton sur les parements comprimés et du fait que la valeur de f_{c28} , obtenue en appliquant aux éprouvettes des charges quasi instantanées, est plus forte que la valeur sous charges long temps maintenues ($q = 1$). En revanche, il n'a pas à être considéré en cas de charges de faible durée d'application.

b. La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $r_u = \min \left[\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow r_u = 3,34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $r_u = \min \left[\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow r_u = 2,5 \text{ MPa}$

➤ Contrainte limite à l'ELS

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante:

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

1.6.2. L'acier

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale, Généralement obtenue par des nervures saillies sur le corps de l'armature.

On distingue trois catégories :

- Les treillis soudés (TS) : Ils sont utilisés pour les dalles de compression.
- Les ronds lisses (RL) : ils sont utilisés pour les étriers des poutrelles.
- Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA)

Les aciers utilisés pour la réalisation de ces structures sont des FeE400 caractérisés par :

- Limite élastique : $f_e = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$
- Coefficient de fissuration : $\eta = 1,6$
- Coefficient de sécurité : $\gamma_b = 1.15$
- Module d'élasticité : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$

a) Fissuration peu nuisible:

C'est le cas des armatures intérieures ou aucune vérification n'est nécessaire (la contrainte n'est soumise à aucune limitation).

b) Fissuration nuisible:

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

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$$

c) Fissuration très nuisible (ouvrage en mer):

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(0.5 \times f_e, 90 \sqrt{f_{tj} \times \eta} \right)$$

1.7. Combinaison de calcul

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :
Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance «**E.L.U.R**» sont

- Pour les situations durables:

$$P_1 = 1,35G + 1,5Q.$$

- Pour les situations accidentelles «séisme, choc...» :

$$P_2 = G + Q \pm E.$$

$$P_3 = 0,8G \pm E.$$

- Les combinaisons de calcul à l'état limite de service de résistance :

$$P_4 = G + Q.$$

Avec :

G: Charge permanente.

Q: Charge d'exploitation.

E: L'effort sismique.

1.8. Règlement et normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont:

- RPA99/version 2003. (Règlement Parasismique Algérien).
- CBA93. (Code du Béton Armé).
- DTRB.C.2.2. (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- BAEL91/version 99. (Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR BC2.33.1 (Règle de calcul des fondations superficielles).

CHAPITRE III

Pré-dimensionnement des éléments

Introduction

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations, cette phase est une étape régie par des lois.

Cette étape représente le point de départ. Mais après vérification des contraintes lors des calculs, ces dimensions proposées peuvent être maintenues ou modifiées si elles répondent ou non aux diverses sollicitations aux quelles la structure sera soumise.

2.1. Pré dimensionnement des planchers

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs, pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers :

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

2.1.1. Plancher à corps creux

2.1.1.1. Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon Le critère de la petite portée et le critère de continuité. Pour notre projet la disposition est effectuée comme indiqué sur la figure II.1 suivante :

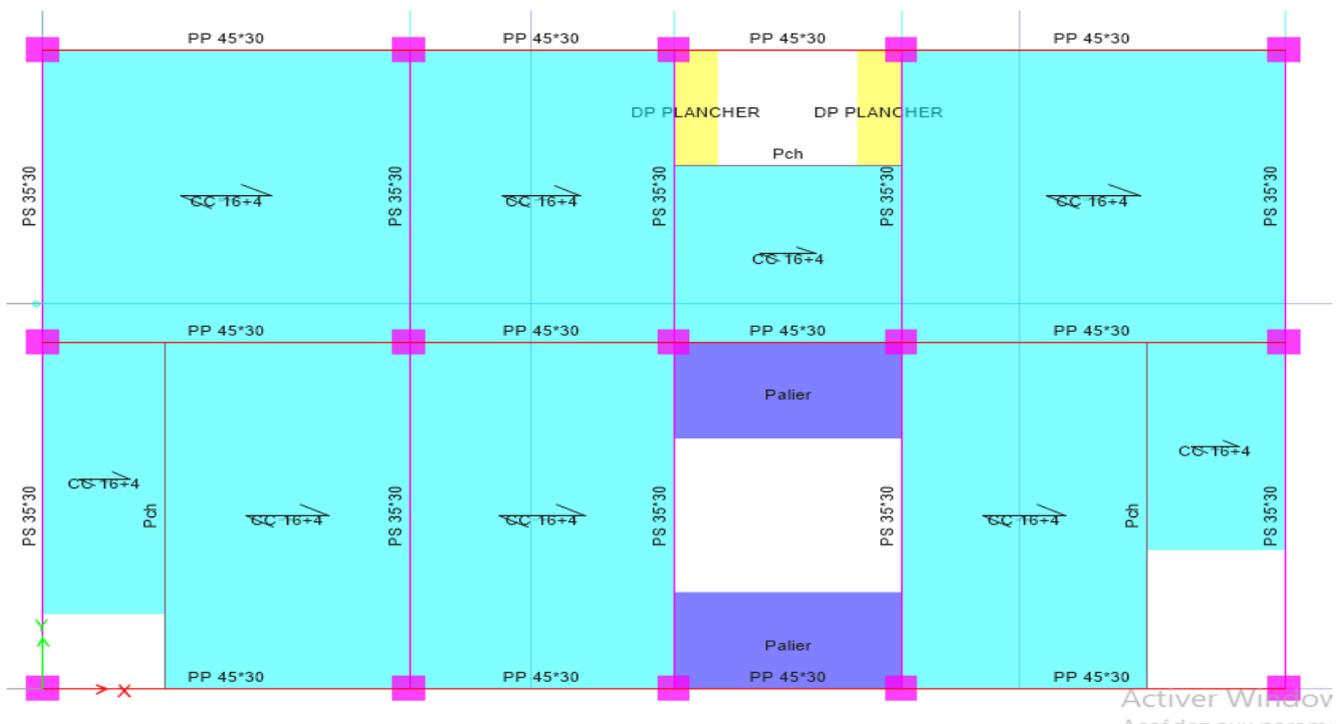


Figure 2.1 : Vue en plan de la disposition des poutrelles d'étage courant et RDC.

Dimensionnement des planchers

D'après le BAEL (article B.6.8.4.2.4) la hauteur du plancher doit vérifier la condition suivante :

$$h_t = L_{\max} / 22.5$$

Tel que ; $h_t = h_{CC} + h_{DC}$ Avec $\begin{cases} h_{CC} : & \text{la hauteur du corps creux} \\ h_{DC} : & \text{hauteur dalle de compression} \end{cases}$

Avec :

$\begin{cases} L_{\max} : & \text{travée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles} \\ h_t : & \text{hauteur totale du plancher} \end{cases}$

$$L_{\max} = 4,7 - 0,3 \Rightarrow L_{\max} = 4,4 \quad , h_t \geq 19,55$$

On adoptera donc des planchers de type corps creux avec une hauteur de 20cm

Avec : $\begin{cases} 16\text{cm} : & \text{hauteur de corps creux} \\ 4\text{cm} : & \text{hauteur de la table de compression} \end{cases}$

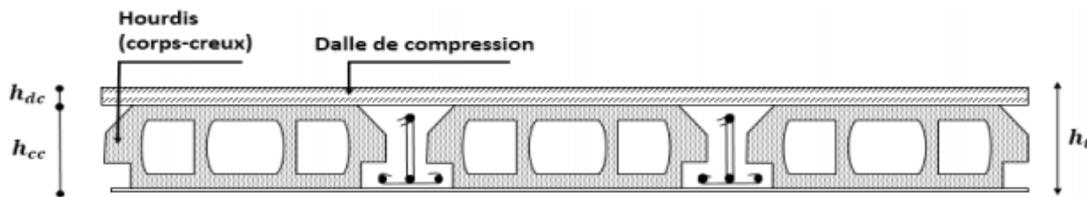


Figure 2.2 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

Les Poutrelles : Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher

2.1.1.2. Pré dimensionnement des poutrelles :

- Les poutrelles se calculent comme des sections en T.
- La largeur de la table de compression à prendre est.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6)h \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \rightarrow b_0 = 10$$

Selon le CBA93 (Art 4.1.3)

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y \text{ min}}{10}\right) \text{ Avec :}$$

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y^{\min} : Longueur minimale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles

$$\text{On a : } L_x = 65 - 10 \Rightarrow L_x = 55\text{cm}, L_y^{\min} = 280\text{cm}.$$

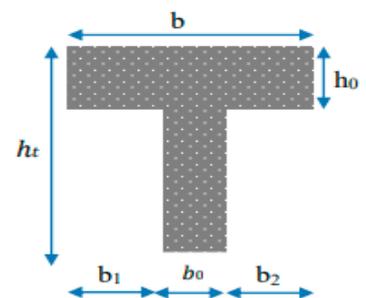


Figure 2.3 : Schéma d'une poutrelle

$$\Rightarrow \frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{280}{10}\right) \Rightarrow b = 65\text{cm}$$

2.2. Plancher à dalle pleine

Les planchers en dalles pleines sont l'ensemble des panneaux en béton armé qui reposent sur un système d'appuis et leur dimensionnement revient à déterminer leurs épaisseurs (e)

Types de dalles pleines :ET

Notre projet comporte

2.3. Les escaliers

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé se compose de plusieurs éléments :

- Giron (g) : la largeur de la marche.
- Marche : la partie horizontale de la marche.
- Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h), généralement $h = 16$ à 17 cm.
- L'embranchement : la longueur de la marche (l).
- La volée : est une succession de marches entre deux parties horizontales.
- Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- Palier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.
- La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.

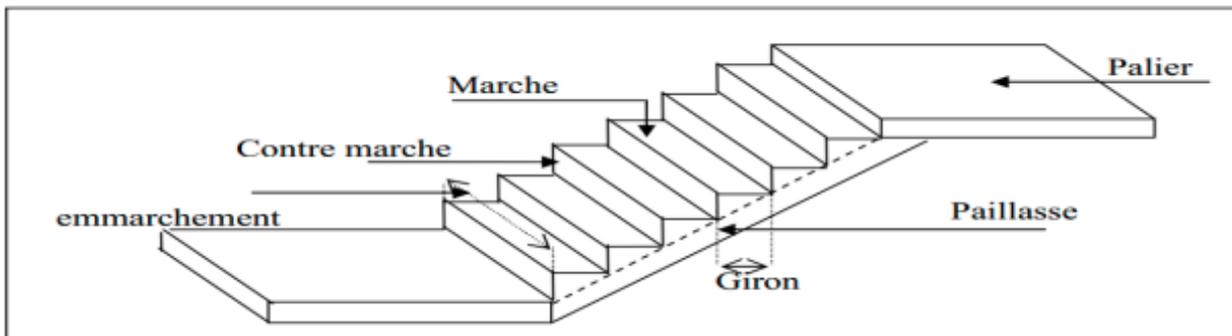


Figure II.5 : vue d'un escalier droit en béton armé

2.3.1. Pré dimensionnement des escaliers :

Notre projet contient un seul type d'escaliers, escalier a deux volées.

➤ **Escalier d'étage courant**

Sont des escaliers constitués de deux volées droites et un palier intermédiaire qui relie les différents étages réalisés en béton armé.

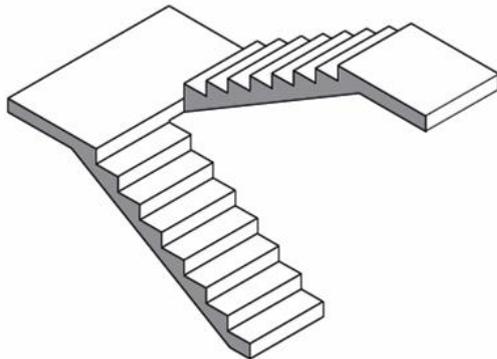


Figure 2.6 : vue en 3D de l'escalier

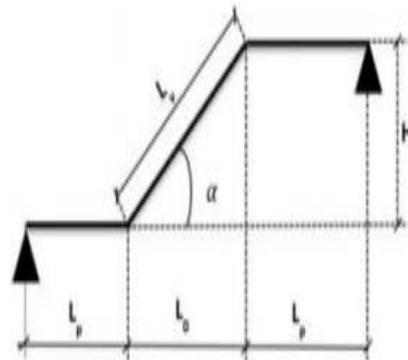


Figure 2.7 : Schéma statique d'un Escalier

Pour que l'escalier garantisse sa fonction, on doit vérifier les conditions suivantes : La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm, La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.

La formule empirique de BLONDEL : $60 \leq 2h + g \leq 65$

En pratique : $2h + g = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

Avec $g = \frac{L_0}{n-1}$, $h = \frac{H}{n}$

L₀: longueur projetée de la volée,

H: hauteur de la volée,

n - 1: nombre de marche,

n: nombre de contre marche,

L: longueur de la volée,

Nous avons d'après le schéma statique H=1,53m et L=2,4

En fixant la hauteur des contres marches h à 17cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches}$$

Donc le nombre de marche (n - 1) = 8 marches

Donc : $g = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$

➤ **Epaisseur de la paillasse**

$$\begin{cases} \frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \\ \text{Pour 2 heurs de coup feu, } e \geq 11\text{cm} \end{cases}$$

$$L_v = \sqrt{L^2 + H^2} \Rightarrow L_v = 2,85\text{m.}$$

$$L' = L_v + L_p \Rightarrow L' = 5,55\text{m. (L' : longueur developpée de l'appuis jusqu'à l'appuis)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} 18,5 \leq e \leq 27,75 \\ e \geq 11\text{cm} \end{cases} \text{ Donc, l'épaisseur de la paillasse est : } 20\text{cm}$$

$$\alpha = \text{tg}^{-1}\left(\frac{H}{L}\right) \Rightarrow \alpha = 32,52$$

2.4. Les poutres

Sont des structures porteuses horizontales en béton armé qui reçoivent des charges verticales et qu'elles transmettent aux appuis. Leur hauteur est déterminée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$$

L_{max} : longueur de la poutre entre nus d'appuis

➤ **Poutres principales :**

$$L_{max} = 540 - 30 = 510\text{cm}$$

$$\frac{510}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{510}{10} \Leftrightarrow 34\text{cm} \leq h_{pp} \leq 51\text{cm}$$

On adopte $b \times h : 30 \times 45\text{cm}^2$.

• **Vérification des exigences de RPA99/2003(Art .7.5.1)**

$$h = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

$$\frac{h}{b} = 1,5\text{cm} < 4\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifier}$$

➤ **Poutres secondaires**

$$L_{max} = 470 - 30 = 440$$

$$\frac{440}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{440}{10} \Leftrightarrow 29,33 \leq h_{ps} \leq 44\text{cm}$$

Donc on adopte pour $b \times h : 30 \times 35\text{cm}^2$.

• **Vérification des exigences de RPA99/2003(Art .7.5.1)**

$h = 35cm > 30cm \dots\dots\dots$ vérifier

$b = 30cm > 20cm \dots\dots\dots$ vérifier

$\frac{h}{b} = 1,16cm < 4 \dots\dots\dots$ vérifier

➤ **Poutre palière**

$L_{max} = 280 - 30 = 250cm$

$\frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Leftrightarrow 16,67 \leq h \leq 25cm$

On adopte pour $h \times b : 30 \times 30 cm^2$

2.5. Les voiles

Sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé, servant de couverture ou d'enveloppe ayant une dimension plus petite que les autres qui est l'épaisseur (e).

Le pré dimensionnement est conduit comme stipule le RPA99.

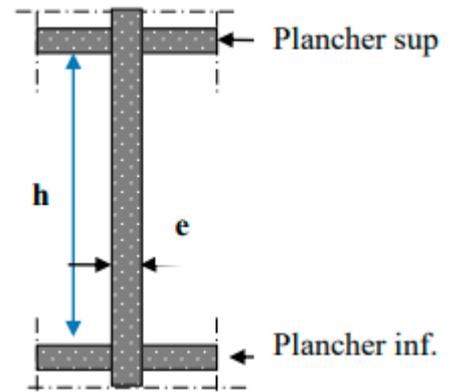
$\begin{cases} e \geq h_e/20 \text{ pour les voiles simples} \\ e \geq 15cm \end{cases}$

Avec $\Rightarrow \begin{cases} h_e: \text{hauteur libre d'étage.} \\ e: \text{épaisseur du voile} \end{cases}$

Dans notre cas on a les types suivants :

RDC: $h_e = 408 - 45 = 363cm \Rightarrow e = 20cm$

étage courant: $306 - 45 = 261cm \Rightarrow e = 15cm$

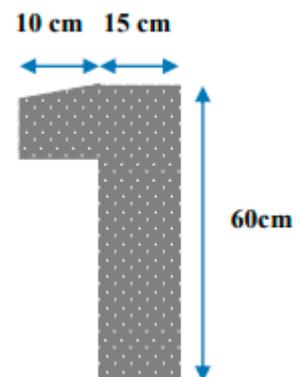


2.6. Acrotère :

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. Il sert aussi à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

$S = 1025 cm^2$

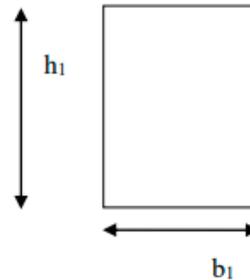
$P_p(\text{poid propre}): P_p = 25 \times S \Rightarrow P_p = 2.56 KN/m$



2.7. Les poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, il ressort ainsi que la vérification vis-à-vis du flambement sera la plus déterminante, selon les règles parasismiques Algérienne (RPA99 version2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\begin{cases} \min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min(h_1, h_e) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$



Tel que :

h_e: hauteur libre d'étage.

h_e: 2,86m pour les étages courant.

h_e: 3,88m pour le RDC

En se basant sur ces conditions nous adoptons pour les poteaux les sections préalables suivantes :

Tableau 2.1 : Sections préalables des poteaux.

Etage	RDC	1 + 2 ^{ème} étages	3 + 4 ^{ème} étages	5 + 6 ^{ème} étages	7 + 8 ^{ème} étages	9 + 10 ^{ème} étages	Salle des machines
Sections (b ₁ * h ₁) cm	45 × 50	45 × 45	45 × 40	40 × 40	40 × 35	35 × 35	35 × 30
Poids propre	22,95	15,5	13,77	12,24	10,71	9,37	8,03

Ces sections seront vérifiées ultérieurement (chapitre 4) :

- Au risque de flambement, conformément à l'article B.8.4.1 du CBA93
- Et à l'effort normal réduit, conformément à l'article 7.4.3.1 du RPA99 version2003

2.8. Evaluation des charges et des surcharges :

➤ **Plancher à corps creux :**

Tableau 2.2 : Evaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux.

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^3)
1	Gravillons de protection	0,04	20	0,8
2	Étanchéité-multicouche	0,02	6	0,12
3	Isolation thermique	0,04	0,25	0,01
4	Forme de pente	0,1	22	2,20
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,2	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				6,25
Charge d'exploitation Q				1

Tableau 2.3 : Evaluation des charges revenant au plancher corps creux.

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Murs intérieures	/	/	1
5	Plancher à corps creux (16+4)	0,20	/	2,85
6	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				5,28
Q étages courant				1,5

➤ Plancher en dalle pleine :

Tableau 2.4 : Évaluation des charges revenant au plancher courant en dalle pleine

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Dalle pleine	0,15	25	3,75
2	Carrelage	0,02	20	0,4
3	Mortier de pose	0,02	20	0,4
4	Lit de sable	0,02	18	0,36
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
6	Cloison	/	/	1
Charge permanent G				6,18
Charge d'exploitation Q (courant)				1,5

Tableau 2.5 : Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine.

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Revêtement carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,4
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Dalle pleine	0,12	25	3
5	Enduit de ciment	0,015	18	0,27
Charge permanent G				4,43
Q étages courant				3,5

➤ Escalier

Tableau 2.6 : évaluation des charges sur la volée

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Revêtement horizontale	0,02	20	0,40
2	Revêtement verticale	0,02 h/g	20	0,23
3	Mortier de pose h	0,02	20	0,40
4	Mortier de pose v	0,02 h/g	20	0,23
5	Marches	$h/2$	22	1,78
6	Palliasse	$0,2/\cos\alpha$	25	5,92
7	Enduit de ciment	$0,15/\cos\alpha$	18	0,32
8	Garde de corps	/	/	0,6
Charges permanentes G				9,97
Surcharges d'exploitation Q				2,5

Tableau 2.7 : Evaluation des charges de palier

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Densité (KN/m^3)	Poids (KN/m^2)
1	Carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Enduit de ciment	0.015	18	0.27
5	Dalle pleine	0.2	25	5

➤ L'acrotère :

Tableau 2.8 : Evaluation des charges de l'acrotère

N°	Description des éléments	Épaisseur (m)	Surfaces d'acrotère (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m)
1	Enduit de ciment	0,015	/	/	0,27
2	Acrotère	0,15	0,1025	25	3.75
Charge permanent G					2,78
Charge d'exploitation Q					1

2.9. Descente de charges :

2.9.1. Calcul des charges revenantes au poteau D2

- Surface afférente du RDC à 9 étages

$$S_1 = 2,6562 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4,675 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 5,61 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1,6875 \text{ m}^2$$

$$S_v = 1,5 \text{ m}^2$$

- Surface afférente du 10^{ème} étage

$$S_1 = 2,6562 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4,675 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 5,61 \text{ m}^2$$

$$S_p = 1,6875 \text{ m}^2$$

$$S_v = 1,5 \text{ m}^2$$

- Poids des poutres du RDC à 10^{ème} étages

$$G_{PP} = 25 * 0,45 * 0,30 * 4,675 = 15,77 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 * 0,35 * 0,30 * 3,45 = 9,05 \text{ KN}$$

$$G_{(PP+PS)} = 24,82 \text{ KN}$$

- Surface afférente (salle des machines + la toiture)

$$S_1 = 2,6562 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 3,325 \text{ m}^2$$

- Poids des poutres (salle des machines + la toiture)

$$G_{PP} = 25 * 0,45 * 0,30 * 4,785 = 18,84 \text{ KN}$$

$$G_{PS} = 25 * 0,35 * 0,30 * 1,25 = 3,28 \text{ KN}$$

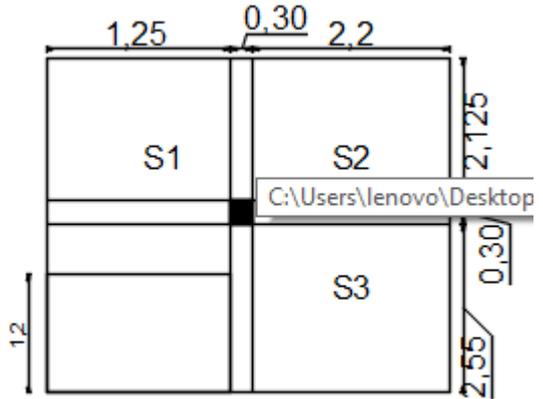
$$G_{(PP+PS)} = 22,12 \text{ KN}$$

- Poids des murs

$$G_{murs} = P_{murs} \times (h_{murs} - h_p) \times L_{murs}$$

Murs de RDC :
étage

$$\begin{cases} P_{murs} = 2,67 \text{ KN/m}^2 \\ S_{murs} = 16,15 \text{ m}^2 \\ G_{murs} = 43,12 \text{ KN} \end{cases}$$



Murs d'étage de 1 à 9^{-ème}

$$\begin{cases} P_{murs} = 2,67 \text{ KN/m}^2 \\ S_{murs} = 12,31 \text{ m}^2 \\ G_{murs} = 32,87 \text{ KN} \end{cases}$$

Murs de 10^{-ème} étage :

$$\begin{cases} P_{murs} = 2,67 \text{ KN/m}^2 \\ S_{murs} = 13,07 \text{ m}^2 \\ G_{murs} = 34,90 \text{ KN} \end{cases}$$

2.9.2. La loi de dégression des charges

- Sous la terrasse Q_0
- Sous le premier étage à partir de sommet $Q_0 + Q_1$
- Sous le deuxième étage $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$
- Sous le troisième étage $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Pour n étage ($n \geq 5$) $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 \dots \dots \dots Q_n)$

Tableau 2.9 : Résultats de décente de charge

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
N ₀	Plancher	37,38	
	Poutre	22,12	

	Poteau	8,03	
	Acrotère	4,81	
	Total	72,34	18,64
N_1	Venant de N_0	72,34	
	Plancher	78,29	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	9,37	
	Escaliers	25,8	
	Murs	34,90	
	Total	245,52	46,61
N_2	Venant de N_1	245,52	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	9,37	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	406,7	71,78
N_3	Venant de N_2	406,7	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	10,71	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	569,22	94,159
N_4	Venant de N_3	569,22	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	

	Poteaux	10,71	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	731,74	113,73
N_5	Venant de N_4	731,74	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	12,24	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	895,79	129,44
N_6	Venant de N_5	895,79	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	12,24	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	1059,84	144,50
N_7	Venant de N_6	1059,84	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	13,77	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	1225,42	157,65
N_8	Venant de N_7	1225,42	
	Plancher	68,32	

	Poutre	24,82	
	Poteaux	13,77	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	1390,02	172,36
N_9	Venant de N_8	1390,02	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	15,5	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	1557,33	186,29
N_{10}	Venant de N_9	1557,33	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	15,5	
	Escaliers	25,8	
	Murs	32,87	
	Total	1724,64	200,44
N_{11}	Venant de N_{10}	1724,64	
	Plancher	68,32	
	Poutre	24,82	
	Poteaux	22,95	
	Escaliers	25,8	
	Murs	49,12	
	Total	1915,65	214,31
$P_u = 1,35G + 1,5Q = 2907,6 KN$			

2.10. Vérification

On a : $P_u = 2907,6 \text{ KN}$

Selon le BAEL (art B.8.1.1), on doit majorer l’effort de compression ultime N_u de 15%, tel que : $N_u = 1,15 P_u \Rightarrow N_u = 3343,74 \text{ KN}$

Les poteaux sont près dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Vérifications des exigences du RPA 99/2003

2.10.1. Vérification du critère de résistance

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,85 * \frac{f_{c28}}{1,15} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}}$$

$$\Rightarrow B \geq 0,225 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0,45 * 0,5 = 0,225 \text{ m}^2$ vérifiée.

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.10 : Vérification du critère de résistance

Etage	$N_u(KN)$	$B_{cal}(m^2)$	$B_{adp}(m^2)$	Observation
Salle des machines	138,18	0,009	0,105	Vérifiée
Etage 10	441,50	0,031	0,123	Vérifiée
Etage 9	722,38	0,050	0,123	Vérifiée
Etage 8	1000,65	0,070	0,14	Vérifiée
Etage 7	1274,28	0,089	0,14	Vérifiée
Etage 6	1543,82	0,108	0,16	Vérifiée
Etage 5	1812,28	0,127	0,16	Vérifiée
Etage 4	2079,87	0,146	0,18	Vérifiée
Etage 3	2333,72	0,164	0,18	Vérifiée
Etage 2	2620,01	0,184	0,203	Vérifiée
Etage 1	2891,81	0,203	0,203	Vérifiée
RDC	3343,74	0,225	0,225	Vérifiée

2.10.2. Critère de stabilité de forme :

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limite de déformation (flambement)

D'après le (CBA 93). On doit vérifier l'effort normal ultime :

$$N_u \leq \overline{N_u} = \alpha + \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right] \dots \dots \dots \text{CBA 93 (Article B.8.2.1)}$$

B_r : Section réduite de béton.

A_s : Section des armatures.

γ_b : Coefficient de sécurité du béton = 1,5

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 1,15.

$$\alpha: \text{Coefficient tendant compte de l'élanacement} \Rightarrow \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \text{ pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50}\right)^2 \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\text{On calcul l'élanement : } \lambda = \frac{l_f}{i} \Rightarrow \begin{cases} l_f = 0,7l_0 \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b * h^3}{12} \end{cases}$$

D'après L'expression donnée par le BAEL 91(art B.8.4.1)

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s * 100} \right]}$$

Il faut vérifier que $B_{r\text{adpt}} \geq B_{r\text{cal}}$

Les résultats de calculs sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 2.11 : Vérification au flambement

Etage	l_0 (m)	l_f (m)	I (m ⁴) × 10 ⁻⁴	i (m)	λ	α	N_u (KN)	$B_{r\text{cal}}$ (m ²)	$B_{r\text{adpt}}$ (m ²)
Salle des machs	2,61	1,827	10,71	0,100	18,27	0,806	138,18	0,0071	0,084
Etage 10	2,61	1,827	12,50	0,101	18,08	0,807	441,5	0,0248	0,1089

Etage 9	2,61	1,827	12,50	0,101	18,08	0,807	722,38	0,0407	0,1089
Etage 8	2,61	1,827	18,66	0,115	15,88	0,816	1000,65	0,0557	0,1254
Etage 7	2,61	1,827	18,66	0,115	15,88	0,816	1274,28	0,0710	0,1254
Etage 6	2,61	1,827	21,33	0,116	15,75	0,817	1543,82	0,0859	0,1444
Etage 5	2,61	1,827	21,33	0,116	15,75	0,817	1812,28	0,0859	0,1444
Etage 4	2,61	1,827	30,37	0,129	14,16	0,823	2079,87	0,114	0,1634
Etage 3	2,61	1,827	30,37	0,129	14,16	0,823	2333,72	0,128	0,1634
Etage 2	2,61	1,827	34,17	0,130	14,05	0,824	2620,01	0,144	0,1849
Etage 1	2,61	1,827	34,17	0,130	14,05	0,824	2891,81	0,158	0,1849
RDC	3,63	2,541	46,87	0,144	17,64	0,809	3343,74	0,179	0,2064

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

2.10.3. Vérification des exigences du RPA 99 (art 7.4.1)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire en zone (IIa) les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm}$
- $\text{Min}(b, h) \geq h_e/20$
- $0,25 < b/h < 4$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ Poutres principales :
- ✓ Poutres secondaires :
- ✓ Poteaux de RDC : $(45 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 1 et 2 : $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 3 et 4 : $(40 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 5 et 6 : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 7 et 8 : $(35 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux des étages 9 et 10 : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ Poteaux de salle des machines : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$
- ✓ Voiles : $e = 15 \text{ cm}$ pour l'étage courant et $e = 20 \text{ cm}$ pour le RDC

CHAPITRE III
Étude des éléments
secondaires

Introduction

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

3.1. Calcul des éléments non structuraux

3.2 Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables, puis détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question, toutes en respectant la réglementation en vigueur.

3.2. Plancher à corps creux

Pour le plancher à corps creux le calcul se fera pour les poutrelles et la dalle de compression.

3.2.1. Schéma statique des différentes poutrelles

Tableau 3.1 : Schéma statique des différentes poutrelles

Type	Schéma statique	
	<i>Poutrelle du planché étages courant et terrasse inaccessible</i>	
01		
02		
03		
04		

3.2.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Tableau 3.2 : méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles

Types de poutrelles	Condition d'application de la méthode forfaitaire	Observation	Méthode adoptée
Type 1 Type 2 Type 3	Non vérifiées	$\left\{ \begin{array}{l} Q^{\max} = \frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} \leq \min\left(\frac{5\text{KN}}{\text{m}^2} ; 2G\right) \\ \text{FPN} \\ 0,8 \leq \left(\frac{L_i}{L_{i+1}}\right) \leq 1,25 \\ I = \text{constant} \end{array} \right.$	Méthode de caquot minorée
Type 4	/	Poutrelle isostatique	Méthode de la RDM

➤ **Combinaisons d'actions et calculs des charges**

$$\begin{cases} \text{À l'ELU: } P_u = 0,65 \times [1,35G + 1,5Q] \\ \text{À l'ELS: } P_s = 0,65 \times (G + Q) \end{cases}$$

Tableau 3.3 : Charges sur les différents planchers

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	ELU		ELS	
				q _u (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6,25	1	0,65	9,9375	6,46	7,25	4,7125
Plancher courant	5,28	1,5	0,65	9,378	6,0957	6,78	4,407

3.2.3. Exemple de calcul (Plancher Etage courant)

Figure 3.1 : Schéma statique de la poutrelle



➤ **À l'ELU :**

P_u = 6.095 KN/m²

➤ A L'ELS :

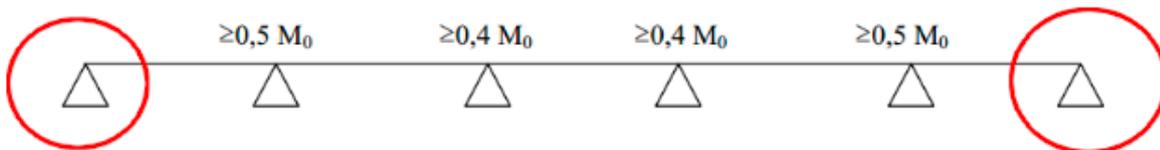
$$P_s = 4.407 \text{ KN/m}^2$$

Remarque :

p_u = la charge transmise à la poutrelle a L'ELU.

p_s = la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

3.2.3.1. Calcul des moments isostatique



➤ À L'ELU :

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

- Travée 1-2 : $M_0 = \frac{6,095 \times 4,5^2}{8} = 15,42 \text{ KN. m}$
- Travée 2-3 : $M_0 = \frac{6,095 \times 3,25^2}{8} = 8,047 \text{ KN. m}$
- Travée 3-4 : $M_0 = \frac{6,095 \times 2,8^2}{8} = 5,97 \text{ KN. m}$
- Travée 4-5 : $M_0 = \frac{6,095 \times 4,7^2}{8} = 16,83 \text{ KN. m}$

➤ À L'ELS :

- Travée 1-2 : $M_0 = \frac{4,407 \times 4,5^2}{8} = 11,15 \text{ KN. m}$
- Travée 2-3 : $M_0 = \frac{4,407 \times 3,25^2}{8} = 5,81 \text{ KN. m}$
- Travée 3-4 : $M_0 = \frac{4,407 \times 2,8^2}{8} = 4,31 \text{ KN. m}$
- Travée 4-5 : $M_0 = \frac{4,407 \times 4,7^2}{8} = 12,16 \text{ KN. m}$

3.2.3.2. Moments aux appuis

$$M_1 = M_2 = 0$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

3.2.3.3. Moments aux appuis intermédiaires**➤ À l'ELU :**

- $M_2 = -8,197\text{KN.m}$
- $M_3 = -3,188\text{KN.m}$
- $M_4 = -8,877\text{KN.m}$

➤ À l'LES :

- $M_2 = -5,877\text{KN.m}$
- $M_3 = -2,285\text{KN.m}$
- $M_4 = -6,365\text{KN.m}$

3.2.3.4. Les moments en travées

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1,5}{1,5 + 5,28} = 0,22$$

$$(1 + 0,3\alpha) = 1 + 0,3 \times 0,22 = 1,066$$

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

➤ A l'ELU

- Travée 1-2 : $\Rightarrow M_{t_{1-2}} = 11,604\text{KN.m}$
- Travée 2-3 : $\Rightarrow M_{t_{2-3}} = 2,551\text{KN.m}$
- Travée 3-4 : $\Rightarrow M_{t_{3-4}} = 0,28\text{KN.m}$
- Travée 4-5 : $\Rightarrow M_{t_{4-5}} = 12,687\text{KN.m}$

$$M_t = 12,687\text{KN.m}$$

3.2.3.5. Calcul des efforts tranchants

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

- $V_1 =$
- $V_2 = -15,538\text{KN.m}$
- $V_3 = -8,365\text{KN.m}$
- $V_4 = 16,214\text{KN.m}$
- $V_5 = -12,437\text{KN.m}$

➤ A l'ELS :

➤ Le même travail aboutit pour le calcul à l'ELS, et le résultat à l'ELS et à l'ELU sont résumés dans les tableaux suivants :

▪ Etage courant :

Tableau 3.4 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles

Types	L _{max}	ELU		ELS		Efforts(KN)
		M _{int}	M _{trav}	M _{int}	M _{trav}	
Type 1	4,7	-8,877	12,687	-6,365	9,194	16,214
Type 2	3,25	-4,563	5,929	-3,272	4,298	11,31
Type 3	3	-3,64	5,161	-2,607	3,74	10,356

▪ Terrasse inaccessible

Tableau 3.5 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles (TI)

Types	L _{max}	ELU		ELS		Efforts(KN)
		M _{int}	M _{trav}	M _{int}	M _{trav}	
Type 1	4,7	-9,03	13,604	-6,6	9,95	17,1
Type 2	3,25	-4,65	6,37	-3,37	4,66	11,93
Type 3	3	-3,7	5,54	-2,68	4,05	10,93

▪ Salle des machines

Tableau 3.6 : sollicitation pour le ferrailage opté pour les poutrelles (salle des machines)

Type	L	ELU		ELS		V _U (KN)
		M _{int}	M _{trav}	M _{int}	M _{trav}	
Type 4	2,8	/	6,33	/	4,62	9,04

3.2.4. Ferrailage des poutrelles

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple

b₀ = 10 cm ; b = 65 cm ; h = 20 cm h₀ = 4 cm ; d = 18 cm ; f_{bu} = 14,2 cm

Tableau 3.7 : calcul des armateurs en travée

M _t (KN.m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (m ²)	A _{adp} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	S _t (cm)
Etage courant et RDC							

12,687	0,043	0,054	0,176	2,07	2HA12=2,26	1,41	15
Terrasse inaccessible							
13,604	0,045	0,057	0,175	2,22	2HA12=2,26	1,41	15

Tableau 3.8 : Calcul des armatures aux appuis intermédiaires

M_a (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (m ²)	A_{adp} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
Etage courant et RDC							
-8,887	0,193	0,27	0,16	1,6	1HA10+1HA12 =1,92	0,22	15
Terrasse inaccessible							
-9,03	0,196	0,275	0,16	1,62	1HA10+1HA12 =1,92	0,22	15

Tableau 3.9 : Calcul des armatures aux appuis de rive

M_a (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (m ²)	A_{adp} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t (cm)
Etage courant et RDC							
-1,89	0,041	0,052	0,176	0,308	1HA10=0,79	0,22	15
Terrasse inaccessible							
-1,89	0,041	0,052	0,176	0,308	1HA10=0,79	0,22	15

Vérifications à ELU :

➤ **Vérification au cisaillement :**

$V_u = 16,21\text{KN}$, on doit vérifier que ;

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = 0,9\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifiée}$$

➤ **Choix des armatures transversales.**

$$\Phi_t \leq \min\left(\Phi_l^{\min}, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t \leq \min\left(10, \frac{200}{35}, \frac{100}{10}\right) \Rightarrow \Phi_t = 5,71 \text{ mm}$$

Donc on opte pour un étrier $\phi 8 \dots \dots \dots A_t = 2HA8 = 1,01 \text{ cm}^2$

$$\text{➤ L'espacement : } \begin{cases} S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 16,2 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{A_t \times F_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow S_t = 101 \text{ cm} \\ S_t \leq \frac{0,8 F_e \times (\sin\alpha + \cos\alpha) \times A_t}{b_0(\tau - 0,3 F_{tj} \times K)} \Rightarrow S_t = 119,7 \text{ cm} \end{cases}$$

Flexion simple, FPN, pas de reprise de bétonnage $\Leftrightarrow K = 1$.

Flexion simple, armatures droites $\Leftrightarrow \alpha = 90^\circ$

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

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure.**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \quad \text{BAEL91 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$\tau_u = 0,90\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa}$ **C'est vérifié**

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

➤ **Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :**

Appuis de rive :

On doit vérifier que : $Al^{\min} > \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow Al^{\min} \geq \frac{1,15}{400} \times 16,214 \times 10^{-3} = 0,466$

$$Al^{\min} = A_{trav} + A_{rive} = 2HA12 + 1HA10 = 3,05\text{cm}^2 > 0,466\text{cm}^2$$

Appui intermédiaire :

On doit vérifier que : $Al \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^{\text{inter}}}{0,9 \times d} \right)$

$$\Rightarrow Al \geq \frac{1,15}{400} \left(16,214 \times 10^{-3} - \frac{8,877 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right)$$

$$Al \geq -1,109\text{cm}^2 \dots < 0$$

Remarque :

Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment, donc pas de risque de cisaillement des armatures.

➤ **Vérification de la bielle :**

On doit vérifier que ; $\sigma_{bc} = \frac{2V_u}{2 \times b_0} \leq \bar{\sigma}_{bc} \dots a = \min(0,9d ; (30 - 4))$

$$V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28} \Leftrightarrow 16,214 < 108,135\text{KN} \dots \text{condition vérifier}$$

➤ **Vérification de la jonction table nervure**

$$\sigma_n^u = \frac{b_1 V_u}{0,9 \times b \times d \times h_0} \leq \bar{\tau} = 3,33\text{MPa} \Leftrightarrow 1,058 < 3,33 \dots \text{Condition vérifiée}$$

Vérifications à ELS :

- ✓ État limite d'ouverture des fissures.
- ✓ État limite de déformation

➤ **L'état limite d'ouverture des fissures**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa.} \quad \text{BAEL91 (Art 4.5.2)}$$

En travée

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = 45,4 > 0$$

$$32,5y^2 + 33,9y - 610,2 = 0 \quad Y = 3,842 \text{ cm}$$

$$I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

En appuis intermédiaires :

C'est la même procédure pour l'appui intermédiaire les résultats est dans le tableau suivant :

Tableau 3.10 : Vérifications des contraintes à l'ELS

M_{ser} (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée					
9,194	3,842	8023,97	4,40	15	Observé
En appuis					
6,36	7,2	4043,52	11,33	15	Observé

❖ **Etat limite de déformation :**

Pour la vérification de la flèche, nous avons opté pour la vérification de la poutrelle la plus défavorable (Type 1) étage de terrasse inaccessible, car il a une travée de 4,7m. Si sa flèche vérifiée, ceci veut dire que les autres poutrelles (travées moins importante) vérifient aussi.

D'après le **CBA93** la vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont satisfaites.

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_{ts}}{15M_0}$
- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3,6}{f_e}$
- $l \leq 8 \text{ m}$

Puisque la première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est nécessaire

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

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

- $f_{gv} + f_{gi}$: 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)

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{470}{500} = 0,94\text{cm}$$

➤ **Évaluation des moments en travée :**

$q_{jser} = 0,60 \times G'$: La charge permanente qui revient à la poutrelle au moment de la mise en œuvre des cloisons.

$q_{gser} = 0,60 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0,60 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = \frac{p_{ser} \times l^2}{8}$$

➤ **Calcul des déformations E_J et E_v :**

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

$$E_i = 32456,69\text{MPa}$$

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

$$E_v = 10818,86\text{MPa}$$

➤ **Calcul de ρ et λ :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = 0,0125$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0)\rho} = 3,41$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 1,365$$

λ_i : Déformation instantané

λ_v : Déformation différée

Remarque : les résultats de tous les calculs et l'évaluation de la flèche sur les poutrelles se trouve dans le tableau suivant :

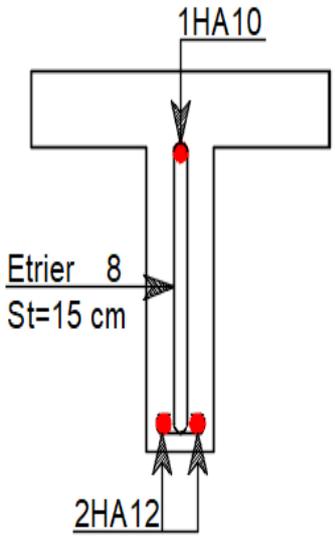
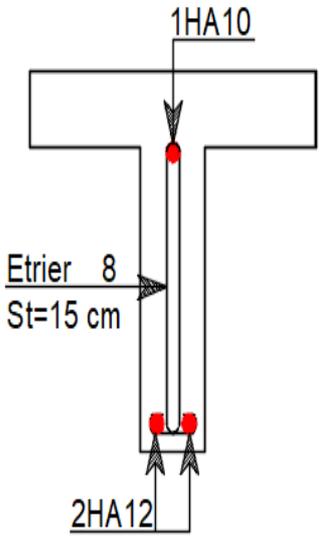
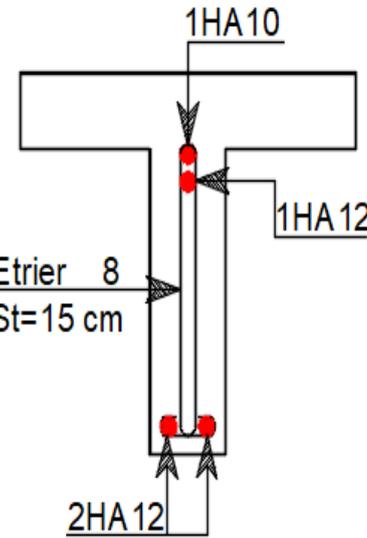
Tableau 3.11 : Evaluation de la flèche sur les poutrelles

L(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_{jser}(\text{KN.m})$	$M_{gser}(\text{KN.m})$	$M_{pser}(\text{KN.m})$	I(cm^4)	$I_0(\text{cm}^4)$
4,7	2,26	5,3	7,268	9,333	8023,97	62667,86

Y(cm)	σ_{si} (MPa)	σ_{sg} (MPa)	σ_{sp} (MPa)	$I_{f_{ji}}$ (cm ⁴)	$I_{f_{gi}}$ (cm ⁴)	$I_{f_{pi}}$ (cm ⁴)
3,842	140,49	192,66	247,39	22707,466	20643,68	19451,85
$I_{f_{gv}}$ (cm ⁴)	f_{ji} (cm)	f_{gi} (cm)	f_{pi} (cm)	f_{gv} (cm)	Δf (cm)	f_{adm}
35599,57	0,1588	0,2396	0,326	0,416	0,3436	0,94

$\Delta f = 0,3436\text{cm} < f_{adm} = 0,94\text{cm}$la flèche est vérifiée

Les schémas de ferrailage des différentes poutrelles sont représentées dans le tableau suivant :

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
RDC+ étage courant et terrasse inaccessible			

➤ Ferrailage de la dalle de compression :

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

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)

- Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2}$$

3.3. Dalles pleines

On appelle un panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis

L_x = la plus petite dimension du panneau

L_y = la plus grande dimension du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \rho \leq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant un seul sens.} \\ \text{si } \rho \geq 0,4 \Rightarrow \text{la dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

$L_x = 1,5 \text{ m}$, $L_y = 3,3 \text{ m}$

La dalle travaille selon les deux sens

3.3.1. Calcul à L’ELU

$q_u = 10,593 \text{ KN}$

Calcul des moments isostatiques :

$M_{0x} = \mu_x q_u L_x^2 = 13,65 \text{ KN.m}$

$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 7,90 \text{ KN.m}$

En travée

- $M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 11,60 \text{ KN.m}$
- $M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 6,715 \text{ KN.m}$

En appui

- $M_{ax} = 0,4 M_{0x} = 5,46 \text{ KN.m}$
- $M_{ay} = 3,16 \text{ KN.m}$

3.3.2. Ferrailage

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bonde d’un mètre linéaire :

$b = 100 \text{ cm}$ $h = 15 \text{ cm}$ $d = 13 \text{ cm}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa}$ $f_{st} = 348 \text{ MPa}$

Tableau 3.12 : Calcul des armatures principales pour la dalle

Sens		$M_t \text{ (KN.m)}$	μ_{bu}	α	Z	A_{cal}	A_{adpt}
Travée	X – X	11,6	0,0484	0,062	0,126	2,632	4HA10=3,14
	Y – Y	6,715	0,028	0,035	0,128	1,5	4HA8=2,01
Appui		5,46	0,026	0,033	0,118	1,33	4HA8=2,01

✓ **Espacement des armateurs**

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

sens y – y $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$

Vérification a l’ELU

Vérification à l’effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u^x}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\tau_u = 0.063 \text{MPa} \leq 1.17 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification a L’ELS :

$$P_s = 7.68 \text{KN}$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton et l’acier :**

Comme la fissuration est peu nuisible et A’ est nulle, donc on ne vérifie que :

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0 \text{ , et } I = \frac{b \times h^3}{3} + 15A(d - y)^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans l’acier :**

$$\text{Fissuration nuisible } \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{n \times f_{tj}}\right) = 201.66 \text{MPa}$$

Tableau 3.13 : Vérifications des contraintes de béton à l’ELS

Sens		M _{ser}	A	Y	I × 10 ⁻⁵	σ _{bc} < σ̄ _{bc}	Observation
Travée	x - x	9.38	3.14	3.059	5608.737	5.115 < 15	V
	y - y	6.54	2.01	2.41	323 9.42	4.86 < 15	V
Appui		4.416	2.01	2.41	3239.42	3.28 < 15	V

Tableau 3.14 : Vérifications des contraintes de l’acier à l’ELS

Sens		M _{ser}	A	Y	I	σ _{st} < σ̄ _{st}	Observation
Travée	x - x	9.38	3.14	3.059	5608.737	224.29 < 201.66	Non observé
	y - y	6.54	2.01	2.41	3239.42	290.41 < 201.66	Non observé
Appuis		4.416	2.01	2.41	3239.42	196.09 < 201.66	Non observé

Remarque : on doit recalculer la section d’acier en travée dans le sens x-x et y-y

Tableau 3.15 : Recalculer des contraintes de l’acier à l’ELS

Sens		B	α	A _{choisi}	σ _{st} ≤ σ̄ _{st}	Observation	A _{st}
Travée	x - x	0.0032	0.3	4HA12=4.52	191.09 ≤ 201.66	C. V	4.30
	y - y	0.0022	0.253	4HA10=3.14	156.353 ≤ 201.66	C.V	2.59

3.3.3. Etat limite de déformation

Sens x – x:

- $\frac{h}{L_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{0x}}\right) \Leftrightarrow 0.1 > 0.042 \dots\dots\dots C \text{ vérifiée.}$
- $\frac{4.52 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.00376 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \dots\dots\dots C \text{ vérifiée.}$

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Sens y – y:

- $\frac{0.15}{3.30} = 0.045 > 0.042 \dots\dots\dots C \text{ vérifiée.}$
- $\frac{3.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.0026 < 0.005 \dots\dots\dots C \text{ vérifiée.}$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de flèche n'est pas nécessaire.

Schéma de ferrailage de la dalle plein :

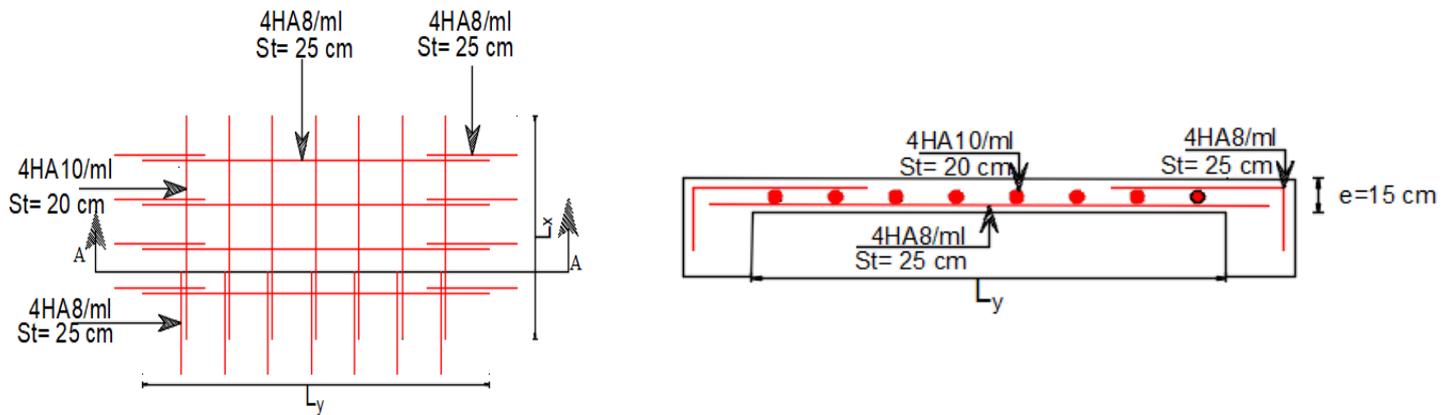


Figure 3.3: Schéma de ferrailage de la dalle plein

3.4. Etudes des escaliers

On a un seul type d'escalier, escalier a 2 volées.

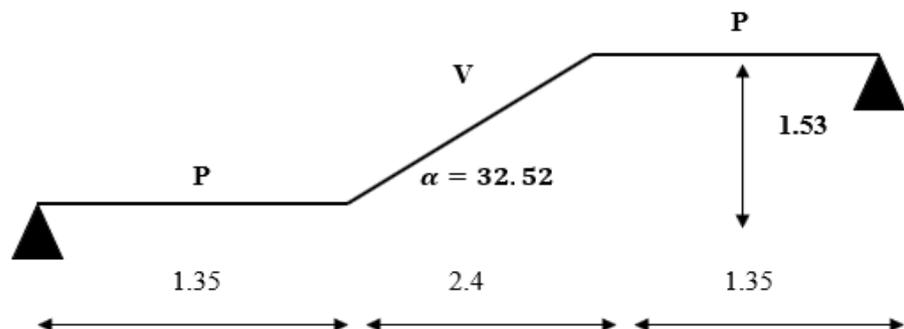


Figure 3.4 : Coupe en élévation de l'escalier

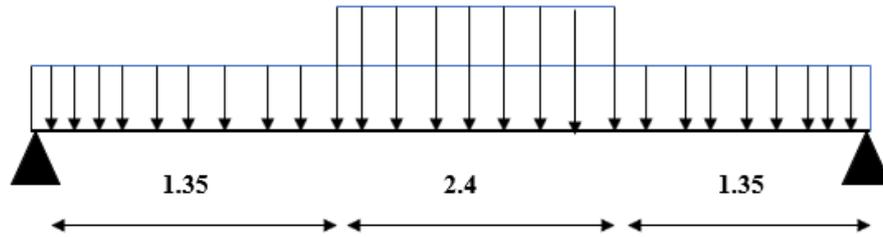


Figure 3.5 : Schéma statique de l'escalier

3.4.1. Evaluation des charges

$$\text{volée} \begin{cases} G_v = 9.97 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{Palier} \begin{cases} G_p = 6.43 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

3.4.2. Combinaison de charges

Le calcul se fait pour une bande de 1ml

ELU :

$$q_{uv} = 1.35G_v + 1.5Q_v = 17.21 \text{ KN/m}$$

$$q_{up} = 1.35G_p + 1.5Q_p = 12.43 \text{ KN/m}$$

Calcul des sollicitations :

✓ Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_a = R_b = 37.4325 \text{ KN}$$

ELS :

$$q_{sv} = G_v + Q_v = 12.47 \text{ KN/m}^2$$

$$q_{sp} = G_p + Q_p = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

Calcul des sollicitations :

✓ Calcul des réactions :

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_a = R_b = 27.0195 \text{ KN}$$

Les résultats des moments son résumé dans le tableau ci-dessous :

Tableau 3.16 :

Escalier	M _{0max}		V _{max}	M _t = 0.85M ₀		M _a = -0.5M ₀	
	ELU	ELS		ELU	ELS	ELU	ELS
RDC+ étage	51.592	37.316	37.43	43.85	31.718	-25.796	-18.658

3.4.3. Ferrailage :

Calcul en flexion simple de la section (b×h) = (100 ×20), et d = 10 cm Les résultats de ferrailage sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.17 : Calcul des armatures principales pour l’escalier

M _u (KN. m)	μ _{bu}	α	Z(m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min}	A _{adpt} (cm ²)	St(cm)
En travée							
43.85	0.0953	0.125	0.171	7.36	2.17	5HA14=7.70	25
En appuis							
-25.796	0.056	0.072	0.174	4.26	2.17	4HA12=4.52	33

➤ **Vérification de l’effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{37.43 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.207 < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{Pas de risque de cisaillement}$$

➤ **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} : \begin{cases} \text{En travée: } A_r = 1.925 \text{cm}^2; \text{ on opte pour } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 \\ \text{En appuis: } A_r = 1.13 \text{cm}^2; \text{ on opte pour } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{cm}^2 \end{cases}$$

Vérification a L’ELS :

Comme la fissuration est peu nuisible et A’ est nulle, donc on vérifie que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 3.17 :

R _a (KN)	R _b (KN)	M ₀ (KN. m)	M _{ser} (KN. m)	Y(m)	I × 10 ⁻⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
En travée								
27.0195	27.0195	37.316	31.718	5.4	23585.58	7.26	15	Observé
En appuis								
27.0195	27.0195	37.316	-18.658	4.30	15375.61	5.21	15	Observé

➤ **Etat de déformation :**

La condition 1ere n'est pas vérifiée, alors on doit vérifier la flèche

Les résultats de calcul de la flèche sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau3.18 : Vérification de la flèche

L(m)	A _s (cm ²)	M _{jser} (KN. m)	M _{gser} (KN. m)	M _{pser} (KN. m)	I × 10 ⁻⁴ (m ⁴)	I ₀ × 10 ⁻⁴ (m ⁴)
5.1	7.7	15.64	24.81	31.71	23585.58	34072.53
Y(cm)	f _{ji} (cm)	f _{gi} (cm)	f _{pi} (cm)	f _{gv} (cm)	Δf	f _{adm}
5.4	0.055	0.139	0.211	0.262	0.278	0.510

Schéma de ferrailage de l'escalier

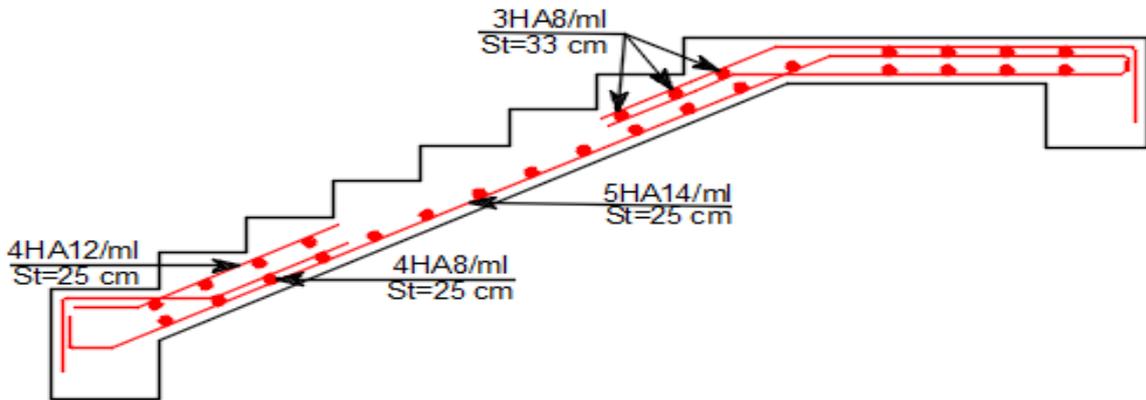
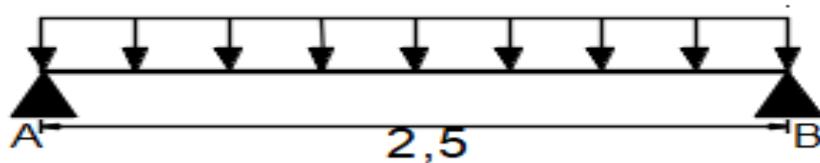


Figure 3.6 : Schéma de ferrailage de l'escalier

3.5. Etude de la poutre palière

3.5.1. Calcul des sollicitations calcul à la flexion simple



➤ Les charges

Charge venant de l'escalier : $R_b = 37.43\text{KN}$; $P_u = 1.35(G_0 + G_m) + 37.43 = 50.94\text{KN}$

➤ Calcul des sollicitations :

Après le calcul par la méthode de RDM, on trouve :

$$M_0 = 39.79\text{KN. m} ; M_a = -19.89\text{KN. m} ; M_t = 33.82\text{KN. m}$$

3.5.2. Le ferrailage

$$b = 0.4\text{m} ; h = 0.3\text{m} ; d = 0.38\text{m} ; f_{bu} = 14.2\text{MPa}$$

Tableau 3.19 : Ferrailage de la poutre palière

M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	S_t
En travée						
33.82	0.055	0.0707	0.369	2.63	1.38	15
En appuis						
19.89	0.032	0.0406	0.373	1.53	1.38	10

➤ **Vérification à l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{63.67 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38} = 0.558 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ **Armatures transversales à la flexion simple :**

On fixe $S_t = 15 \text{cm}$ et on calcul A_{trans}

$$A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{cm}^2$$

$$A_{trans} \geq \frac{b \times S_t (\tau_u - 0.3 f_{t28})}{0.8 f_e} = -0.101 < 0$$

Donc $A_{trans} = 0.45 \text{cm}^2$

3.5.3. Calcul à la torsion :

Selon le BAEL91/99, la contrainte tangente de torsion est donnée par la formule :

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times e \times \Omega}$$

$$e = \frac{H}{6} = 6.67 \text{cm} \quad ; \quad \Omega = 0.078 \text{cm}^2$$

$$\tau_t = 3.09 \text{MPa} < \bar{\tau}_t = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa} \right) = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Vérification de La contrainte de cisaillement total :

$$\tau^2 = \tau_u^2 + \tau_t^2 \Rightarrow \tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = 3.13 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement

Le ferrailage

➤ **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_t \times U \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}; \quad \text{avec } U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 1.33 \text{m}$$

$$A_l = 6.71 \text{cm}^2$$

➤ **Armatures transversales en torsion :**

$$\frac{A_t \times f_e}{s_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega} \text{ si on fixe } s_t = 15 \text{cm} \Rightarrow A_t = 0.89 \text{cm}^2$$

Ferrailage de la poutre palière

➤ Armatures transversales

$$A_t = A_t^{\text{flexion simple}} + A_t^{\text{torsion}} \Rightarrow A_t = 0.45 + 0.89 = 1.34\text{cm}^2$$

➤ Armatures longitudinales

En travée :

$$A_1^t = A_t^{\text{FS}} + 0.5 \times A_1^{\text{torsion}} \Rightarrow A_1^t = 2.63 + 3.35 = 5.98\text{cm}^2$$

En appuis :

$$A_1^a = A_t^{\text{FS}} + 0.5A_1^{\text{torsion}} \Rightarrow A_1^a = 1.53 + 3.35 = 4.88\text{cm}^2$$

➤ Choix de ferrailage :

- Pour A_1^a : on choisit 2HA12 + 2HA14 = 5.34cm²
- Pour A_1^t : on choisit 2HA12 + 3HA14 = 6.68cm²
- Pour A_t : on choisit 1cadre + 1étrié Ø8 = 2.01cm²

Vérifications à l'ELS :

Tableau 3.20: Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre palier

Zone	M _{ser} (KN. m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)
En travée	24.58	12.93	84593.19	3.75	15
En appuis	14.46	11.82	71413.93	2.40	15

Vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}\right) \Leftrightarrow \frac{30}{250} = 0.12 \geq 0.0849 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5.34}{30 \times 27} = 0.00659 \leq 0.0105 \Rightarrow$ la condition est vérifiée
- $L = 2.50\text{m} < 8\text{m} \Rightarrow$ la condition est vérifiée

Les deux conditions sont satisfaites, donc n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Le schéma de ferrailage

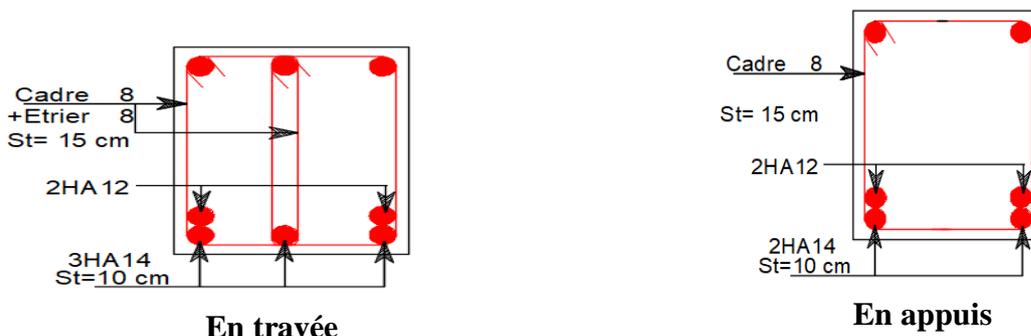


Figure 3.7 : Schéma de ferrailage de la Poutre palière

3.6. Etude de la poutre de chaînages :



Figure 3.8 : Schéma statique de la poutre chaînage.

3.6.1. Dimensionnement : (RPA 99/2003 article 9.3.3) :

Les dimensions minimales préconisées pour le chaînage sont :

- La portée maximale de la poutre de chaînage est : $L_{max} = 5.1m$
- Selon la condition de flèche :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow 0.34m \leq h_p \leq 0.51m$$

$$h \geq 30cm ; b \geq 20cm ; \frac{h}{b} < 4$$

$$b \geq \max\left(\frac{2h}{3}; 15cm\right)$$

Donc $h=40cm$; $b=30cm$

3.6.2. Sollicitations :

$$ELU \begin{cases} M_u = q_u \times \frac{l^2}{8} = 65.57KN.m \\ N_u = q_u \times \frac{l}{2} = 51.43KN \end{cases}$$

$$ELS \begin{cases} M_s = q_s \times \frac{l^2}{8} = 48.60KN \end{cases}$$

Correction des moments :

$$Travée \begin{cases} M_{tu} = 0.85M_u = 55.73KN.m \\ M_{ts} = 0.85M_s = 41.31KN.m \end{cases}$$

$$Appuis \begin{cases} M_{au} = -0.5M_u = 32.78KN.m \\ M_{as} = -0.5M_s = 24.3KN.m \end{cases}$$

3.6.3. Ferrailage :

Tableau 3.21 : Résultat de ferrailage de la poutre de chaînage.

$M_u(KN.m)$	u_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{adpt}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$S_t(cm)$
Travée							
55.73	0.09	0.118	0.362	4.42	4HA12=4.52	1.37	15
Appuis							
-32.78	0.053	0.068	0.369	2.55	3HA12=3.39	1.37	15

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.451MPa < \bar{\tau} = 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33MPa \quad \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

➤ Calcul de l'espacement :

$$A_t = 1\text{cadre}\varnothing 8 + 1\text{étrié}\varnothing 8 = 4\varnothing 8 = 2.01\text{cm}^2$$

$$1) S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} = 0.67\text{m}$$

$$2) S_t \leq \min[0.9 \times d; 40] = 0.342\text{m}$$

$$3) S_t \leq \frac{0.8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha) A_t}{b(\tau_u - 0.3k f_{t28})} = -0.236$$

Donc $S_t = 15\text{cm}$

3.6.4. Vérification des contraintes :

➤ Etats limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} y \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

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

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

En travée : $y = 11.04\text{cm}$ $I = 6.2735 \times 10^{-4} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7.27\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **C.V**

En appuis : $y = 9.78\text{cm}$ $I = 4.9849 \times 10^{-4} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4.76\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ **CV**

➤ Vérification de la flèche :

$$h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) l_x \Rightarrow 0.4\text{m} \geq 0.084\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$A \leq \frac{4.2 \times b_0 \times d}{f_e} \Rightarrow 4.52 \leq 11.97\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$e \leq 8\text{m} \dots \dots \dots$
Condition vérifiée

3.7. Etude de l'acrotère

Evaluation des charges et surcharges

Surface (m^2)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,1025	$25 \times S_{accr} = 2.56$	$18 \times e \times h = 0,22$	2,78	1

➤ Horizontales (dues au séisme)

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une Force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

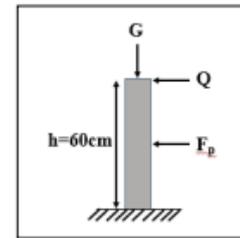
Figure : Les Sollicitations sur l'acrotère

Pour notre cas

$$\begin{cases} A = 0.15 \text{ (Tableau 4-1 du RPA99)} \\ C_p = 0.8 \text{ (Tab. 6.1 du RPA99)} \\ W_p = 2.62 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.62 \Rightarrow F_p = 1.26 \text{ KN}$$

{ Groupe d'usage 2.
{ Zone IIa (Bejaia).



Calcul des sollicitations

Calcul du point d'application de force

$$\begin{cases} X_G = 0.0898\text{m} \\ Y_G = 0.326\text{m} \end{cases}$$

Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,78 \text{ KN/ml} \Rightarrow M_G = 0$$

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

$$F_p = 1.33 \text{ KN} \Rightarrow M_{Fp} = F_p \times Y_c = 0.43 \text{ KN.m}$$

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2,78	3,75	2,78
M(KN)	$M_Q + M_{Fp} + M_G = 1.03$	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité

$$e_1 > \frac{H}{6} = 0.1\text{m}$$

Sollicitations en cas de flexion composée avec un effort normal compression

On remplace l'excentricité réelle ($e = M_u / N_u$) par une excentricité totale de calcul.

$e_a = 2\text{cm}$ D'où $e_2 = 0.24 + 0.02 = 0.26\text{m}$ Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire

$$\text{D'où : } e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + a \times \phi)}{10^4 \times h} \Rightarrow \text{BAEL91}$$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = 0.58\text{cm}$$

$$\text{D'où : } e_1 = e_2 + e_3 = 26.58\text{cm}$$

Les sollicitations corrigées sont $\begin{cases} N_u = 3.75 \text{ KN} \\ M_{uG} = N_u \times e_{tot} = 0.99 \text{ KN.m} \\ V = F_p + Q = 2.33 \text{ KN} \end{cases}$

Ferrailage :

➤ **A l'ELU**

$h = 15\text{cm}, d = 12\text{cm}, b = 60\text{cm}$

L'acrotère est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment

$$M_{UA} = 0.99 + 3,75 \left(0,12 \frac{0,15}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 1,167 \text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = 0.0057 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0.8} = 0.0071$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.119$$

$$A_{ls} = \frac{M_{ua}}{z \times f_{st}} = 0.28 \text{cm}^2$$

$$A_s = A_{ls} - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.108 \text{cm}^2$$

→ **Armatures de répartition**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.378 \text{cm}^2, \text{ on choisit } 2\text{HA}8 = 1.01 \text{cm}^2$$

→ **Espacement**

$$\text{Armatures principale: } S_t \leq \frac{100}{3} = 33 \text{cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{cm}$$

$$\text{Armatures de répartitions: } S_t \leq \frac{60}{2} = 30 \text{cm} \rightarrow \text{on adopte } S_t = 30 \text{cm}$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{cm}^2, A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on choisit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$FN \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{MPa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = 2.5 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.023 \text{MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \quad \text{vérifiée}$$

Vérification de l'adhérence

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i} \quad ; \quad \sum \mu_i: \text{ la somme des périmètres des barres}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \emptyset = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.04 \text{cm} \quad , \quad \tau_{se} = 0.21 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 0.6 * f_{t28} * \Psi_s^2 = 2.83 \text{MPa} \Rightarrow \tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$$

Vérification À l'ELS

d=0,08m ; Nser = 2,78 KN ; Mser=1 KN.m ; η =1,6 pour les HR.

➤ **Contrainte limite de l'acier**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times Y_{ser}}{\mu_l} ; \sigma_{st} = 15 \frac{N_{ser}(d - Y_{ser})}{\mu_l} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 18 \text{MPa}$$

$$\text{on a } F.N \Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{n \times f_{t28}}\right) = 201.6 \text{MPa}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0.36 \text{m} > \frac{h_0}{2} = 0.075 \text{m}$$

⇒ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc la Section est partiellement comprimée.

➤ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = c + y_c ; c = e_G - \frac{h_0}{2} = 0.285m \quad \text{On a N (compression) donc } c = -0,285m$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y^3 + p \times y_c + q = 0$

$$p = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b}(c - d) + 90 \frac{A}{b}(d - c) \Leftrightarrow P = -0,256m^2$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b}(c - d)^2 - 90 \frac{A}{b}(d - c)^2 \Leftrightarrow P = -0,049m^2$$

$$y_c^3 - 0.14y_c + 0.016 = 0. \quad \text{tel que } \Delta = 4p^3 + 27q^2 = -2.78 * 10^{-5}$$

$\Delta < 0 \rightarrow$ trois racines réelles, il faut choisir celle qui convient : $0 \leq y = y_c + c \leq h$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante : $0 < y_{ser} = (y_c + c) < h = 15cm$

Donc on choisit : $y_c = 27,40cm \Rightarrow y_{ser} = y_c + c = 1,67cm$

Calcul des contraintes dans le béton

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15A(d - y_{ser})^2 = 2.57 * 10^{-5}m^4$$

$$K \text{ (Coefficient angulaire des contraintes)} = \frac{N_{ser} \times y_c}{I} = 29.64MPa$$

Pour le béton: $\sigma_{bc} = 0.494 < 15MPa \dots \dots \dots$ vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63MPa \quad \text{tel que } n = 1.6$$

$$\sigma_{st} = 15 * k * (d - y_{ser}) = 45.89MPa < 201.63MPa \dots \dots \dots$$
 vérifiée

Schéma de ferrailage

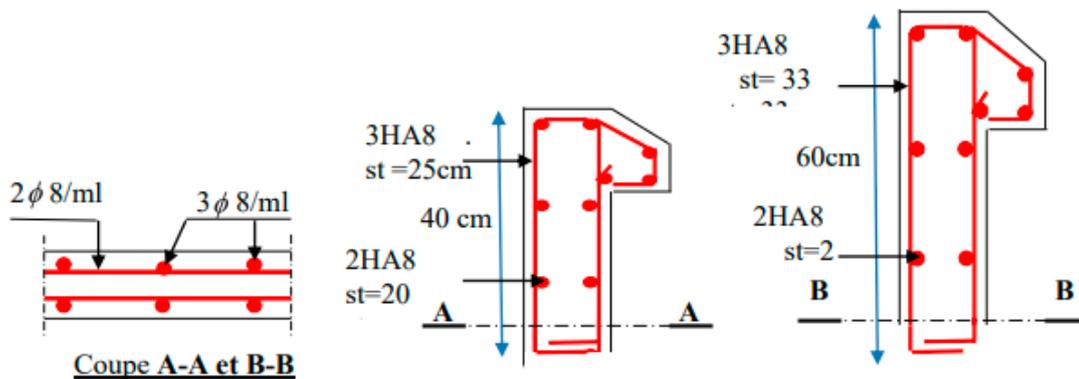


Figure 3.9 : Schéma de ferrailage de l'acrotère

CHAPITRE IV
Etude dynamique

CHAPITRE V
Etude des éléments
structuraux

Introduction

Les éléments principaux sont les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.
L'objet de ce chapitre est l'étude de ces éléments principaux à savoir : les poteaux, les poutres et les voiles.

5.1. Études des poteaux

Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0.8G±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitation :

- ✓ Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{corespondant}$ (A1)
- ✓ Effort normal maximal avec son moment correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{corespondant}$ (A2)
- ✓ Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{corespondant}$ (A3)

5.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

a) Armatures longitudinales

- Elles doivent être à haute adhérence, droite et sans crochet.
- 2. Leur pourcentage minimal $A_{min} = 0,8 \%$ de la section du béton en zone II.
- 3. Leur pourcentage maximal :
 - $A_{max} = 4 \%$ De la section du béton en zone courante.
 - $A_{max} = 6 \%$ De la section du béton en zone de recouvrement.
- 4. $\phi_{min} > 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- 5. La longueur minimal de recouvrement est de $40 \phi_l$ en zone II.
- 6. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II
- 7. Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

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

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{b}; b_1; h_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$(b_1 \times h_1)$ Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

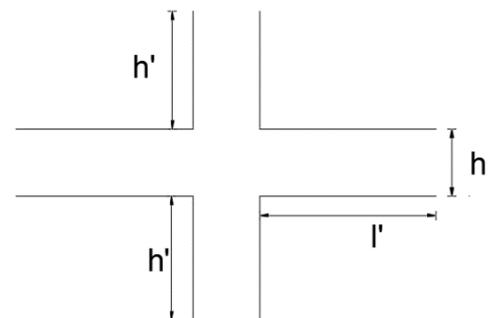


Figure 5.1. Zone nodale

➤ **Les armatures longitudinales minimales et maximales**

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du **RPA99/version2003** sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux exigés par le RPA

Niveaux	Section du Poteau	$A_{min} RPA$ (cm ²)	$A_{min} RPA$ (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	50×50	20	10	15
1 ^{ère} étages	50×45	18	9	13.5
2 ^{ème} étages	45×45	16.2	8.1	12.15
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étages	45×40	14,40	7.2	10.8
5 ^{ème} + 6 ^{ème} étages	40×40	12.80	6.4	9.6
7 ^{ème} + 8 ^{ème} étage	40×35	11.2	5.6	8.4
9 ^{ème} + 10 ^{ème} étage	35×35	9.8	4.9	7.35

b) Les armatures transversales

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \text{ RPA99/version2003 (Art 7.4.2.2)}$$

Avec : - V_u : Effort tranchant de calcul (max dans le poteau).

- h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- f_e : Contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale.
- ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10 \phi, 15 \text{ cm})$
- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_1$

- La quantité d’armatures transversale minimale : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$\begin{aligned} - A_t^{min} &= 0,3 \%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 & \text{ou } 0,3 \%(t \times h_1) \\ - A_t^{min} &= 0,8 \%(t \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 & \text{ou } 0,8 \%(t \times h_1) \end{aligned}$$

si $3 < \lambda_g < 5$ On interpole entre les valeurs limites précédentes.

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

l_f : Longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10φ minimum

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants
- (φ cheminées >12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux

5.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel étabs2016 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique

Tableau 5.2. Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{core}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$	
	$N (Kn)$	$M (Kn.m)$	$M (Kn.m)$	$N (Kn)$	$N (Kn)$	$M (Kn.m)$
RDC	-2205,4185	31,2907	72,9518	-1217,6579	456,1437	29,9838
1ère étages	-1942,9727	17,2435	-84,1456	-1248,0352	202,7807	12,008
2ème étages	-1722,1193	11,8042	-65,1281	-1121,5969	109,9828	11,5731
3ème + 4ème étages	-1508,9518	14,6324	75,6663	-722,1741	67,967	12,149
5ème + 6ème étages	-1107,0869	15,2626	66,5159	-525,0126	16,7386	10,1587
7ème + 8ème étage	-727,6344	17,8144	59,8017	-327,2285	3,3246	9,6993
9ème + 10ème étage	-375,5374	15,6839	48,8246	-82,4677	24,0366	8,2961

5.1.3. Calcul du ferrailage

a) Les armatures longitudinales

Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul (poteau 50×50) :**

$b = 50 \text{ cm} ; h = 50 \text{ cm} ; d = 45 \text{ cm} ; d' = 5 \text{ cm} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
 $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow$ Situation durable
 Acier Fe E400 $f_{bu} = 18,47 \text{ MPa} \Rightarrow$ Situation accidentelle

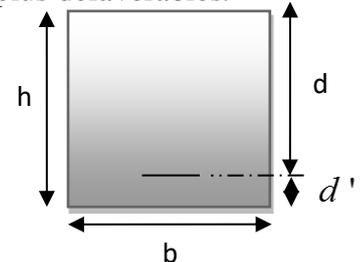


Figure 5.2 : Section du poteau

✓ **Calcul sous N_{max} et M_{cor} :**

$N_{max} = 2205.4185 \text{ KN} ; M_{corr} = 31.2907 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,014$

$m < \frac{h}{2} = 0,25 \text{ m} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

\Rightarrow le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures (AA').

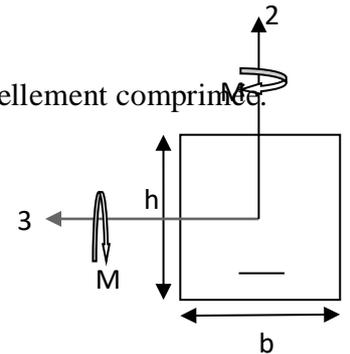
Il faut vérifier la condition suivante :

$N(d - d_0) - M_{UA} \geq (0,337h - 0,81d_0) b \cdot h \cdot f_{bu} \dots \dots \dots (I)$

$M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) = 389.02 \text{ KN.m}$

On a : $\begin{cases} N(d - d') - M_{UA} = 0,297 \dots (I) \\ (0,337h - 0,81d') b h f_{bu} = 0,591 \dots (II) \end{cases} \Rightarrow (I) < (II)$. Donc la section est partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :



Alors : $\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times F_{bu}} \Leftrightarrow \mu_{bu} = 0,208 > 0,186$ (Pivot B)

On a $\epsilon_l = 2\text{‰} \Rightarrow \mu_l = 0,38 > \mu_{bu} = 0,208 \Rightarrow A' = 0$

calcul du α et Z : $\alpha = 0,294 \Rightarrow Z = 0,397 \text{ m}$

On revient à la F.C : $A_{F.C} = A_{f.s} - \frac{N}{F_e} = -25,113 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ pas nécessaire d'armatures

✓ **Calcul sous $N^{min} \rightarrow M^{corr}$**

$N^{min} = 456.14 \text{ Kn} \rightarrow M_{corr} = 29.98 \text{ Kn.m}$

$e_G < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ cm} \Rightarrow$ le centre de pression est à l'intérieur de la section

On a : $M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 61.22 \text{ KN.m}$

La condition (I) nous donne : $-7,25 < 0,986 \Rightarrow$ SPC

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,032 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow F_{st} = f_e/\gamma_s = 400\text{MPa et } \mu_{bu} < \mu_l \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0,04 \Rightarrow Z = 0,442 \text{ m} \Rightarrow A_{fs} = \frac{M_{UA}}{Z \times F_{st}} = 3,98 \text{ cm}^2.$$

On revient à la F.C : $A_{fs} = A_{fs} - \frac{N}{f_e} = -3,6 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ pas nécessaire d'armatures

✓ Calcul sous $M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$

$$M^{\max} = 72,95 \text{ Kn.m} \rightarrow N_{\text{corr}} = -1217,65 \text{ Kn}$$

$$e_G = \frac{M}{N} = 0,059 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,3 \text{ cm} \Rightarrow$$
 le centre de pression est à l'intérieur de la section

On a : $M_{UA} = M_{UG} + N \left(d - \frac{h}{2} \right) \Rightarrow M_{UA} = 165,70 \text{ KN.m}$

La condition (I) nous donne : $0,052 < 0,591 \Rightarrow$ SPC

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple :

$$\mu_{bu} = 0,088 < 0,186 \text{ (Pivot A)} \Rightarrow F_{st} = f_e/\gamma_s = 400\text{MPa et } \mu_{bu} < \mu_l \text{ donc } A' = 0$$

$$\alpha = 0,115 \Rightarrow Z = 0,429 \text{ m} \Rightarrow A_{fs} = \frac{M_{UA}}{Z \times F_{st}} = 11,09\text{cm}^2.$$

On revient à la F.C : $A_{fs} = A_{fs} - \frac{N}{f_e} = -4,59 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow$ pas nécessaire d'armatures

Tableau 5.3. Ferrailage des poteaux

Niveau	Section	A (cm ²)	ARPA (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	Armatures
RDC	50×50	3.60	20	21,37	8HA12+8HA14
1 ^{ère} étages	50×45	3.8	18	21,37	12HA14
2 ^{ème} étages	45×45	3.6	16.2	18,47	12HA14
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étages	45×40	3.40	14,40	15,21	4HA14+8HA12
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	40×40	3.2	12.80	13,57	12HA12
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	40×35	3	11.2	13.57	12HA12
9 ^{ème} + 10 ^{ème} étage	35×35	3	9.8	13.57	12HA12

d) Résultats de ferrailage des armatures transversales :

Un exemple illustratif :

$$\rho = \begin{cases} 2,5 & \text{si: } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si: } \lambda_g < 5 \end{cases} \Rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{2,38}{0,55} = 4,32 \Rightarrow \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho = 3,75$$

$$L_r = 40 \phi_l = 64 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales des poteaux : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3,75 \times 0,15886 \times 0,15}{0,60 \times 400} = 3,72 \text{ cm}^2$

Tableau 5.4. Armatures transversales des poteaux

Niveau	RDC	Étages 1	Étages 2	Étages 3et 4	Étages 5et6	Étages 7et8
B	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35
Ø _{lmax} (cm)	1.4	1.4	1.4	1.4	1.2	1.2
Ø _{lmin} (cm)	1.2	1.4	1.4	1.2	1.2	1.2
l ₀ (cm)	408	306	306	306	306	306
l _f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2	214.2
λ _g	5.712	4.76	4.76	5.35	5.35	6.12
ρ _a	2.5	3.75	3.75	2.5	2.5	2.5
V _u (KN)	103.12	91.02	79.40	78.67	68.84	62.81

$I_r(cm)$	56	56	56	56	48	48
$S_t zone nodale (cm)$	10	10	10	10	10	10
$S_t zone courante (cm)$	15	15	15	15	15	15
$A_t(cm^2)$	1.54	2.38	2.31	1.31	1.29	1.17
$A_{min}^t(cm^2) zone nodale$	3.75	3.375	3.375	3	3	2.625
$A_{min}^t(cm^2) zone courante$	3.75	3.375	3.375	3	3	2.625
$A_{adop}^t(cm^2)$	4.71	4.71	4.71	3,02	3,02	3,02
<i>Nombre de barres</i>	10HA10	6HA10	6HA10	6HA8	6HA8	6HA8

Conformément aux règles du **RPA 99/version 2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$(\phi_l \geq \frac{1}{3} \times \phi_l^{max}). \text{ Ce qui est vérifiée dans notre cas.}$$

5.1.4. Vérifications

➤ **Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement) :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement, et donné selon la formule suivante :

$$N_{ul} = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

Tableau 5.5. Vérification du flambement des poteaux

Etages	N _u * (KN)	λ	α	Br ≥ B _{calculée}		Observation
				Br	B _{calculée}	
RDC	50×50	1715.26	0.144	19.83	0.798	Vérifiée
1^{ère} étages	50×45	1572.53	0.144	14.87	0.820	Vérifiée
2^{ème} étages	45×45	1388.90	0.129	16.60	0.813	Vérifiée
3^{ème} + 4^{ème} étages	45×40	1199.37	0.129	16.60	0.813	Vérifiée
5^{ème} + 6^{ème} étages	40×40	862.87	0.115	18.62	0.804	Vérifiée
7^{ème} + 8^{ème} étage	40×35	564.40	0.115	18.62	0.804	Vérifiée
9^{ème} + 10^{ème} étage	35×35	296.82	0.101	21.20	0.791	Vérifiée

On remarque bien que N_{max} < N_u* pour tous les niveaux de notre structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

➤ **Vérification des contraintes de compression**

Étant donné que la fissuration est peu nuisible, on va entamer la vérification des poteaux les plus sollicités à chaque niveau, à la contrainte de compression du béton seulement, et pour cela nous allons procéder comme suit :

$$\sigma_{bc 1,2} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc 1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy}}$$

.....béton fibre supérieure.

$$\sigma_{bc 2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy}}$$

.....béton fibre inférieure.

S = b×h+15(A+A')

(section homogène).

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

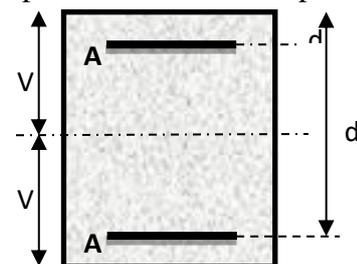


Figure 5.3: Sections de Poteau

$$V = \frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d) \quad \text{et } V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2 \quad \text{Et } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Tableau 5.6. Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC	Étages 1	Étages 2	Étages 3et 4	Étages 5et6	Étages 7et8	Étages 9et10
B (cm ²)	50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35
d (cm)	52,964	59,4605	43,8458	44,7248	40,3856	37,9238	35,6316
A (cm ²)	1606,2698	1415,3358	1254,482	1099,2475	806,7125	530,6467	274,0093
V (cm)	21,37	21,37	18,47	15,21	13,57	13,57	13,57
V' (cm)	0.275	0.277	0.248	0.246	0.219	0.221	0.195
I _{yy'} (m ⁴)	0.224	0.223	0.201	0.203	0.180	0.178	0.154
N ^{ser} (Kn)	93.1205	97.674	72.69	67.80	55.713	49.067	41.111
M ^{ser} (Kn)	0.0065	0.0060	0.0043	0.0037	0.0026	0.0023	0.0016
M _G ^{ser} (Kn.m)	0.282	0.257	0.230	0.202	0.180	0.160	0.142
σ _{bc 1} (MPa)	8.90	10.01	9.64	9.94	9.17	8.03	6.93
σ _{bc 2} (MPa)	2.48	4.77	2.05	1.72	0.62	-0.48	-202
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentielle :**

Selon le RPA99/version 2003(Article 7.4.3.2), la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton $\bar{\tau}_u$ sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{D'où, on doit avoir : } \tau_u = V_u / (b \times d) \leq \bar{\tau}_u$$

Tableau 5.7. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveau	B (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _a	d (cm)	V _d (Kn)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)	Obs
RDC	50×50	0.144	5.71	0,075	0.47	114.77	0.458	1,875	Vérifiée
1 ^{ère} étages	50×45	0.144	4.76	0,04	0.47	96.38	0.449	1	Vérifiée
2 ^{ème} étages	45×45	0.129	4.76	0,04	0.43	86.12	0.441	1	Vérifiée
3 ^{ème} + 4 ^{ème} étages	45×40	0.129	5.35	0,075	0.43	85.61	0.491	1,875	Vérifiée
5 ^{ème} +6 ^{ème} étages	40×40	0.115	5.35	0,075	0.37	75.72	0.491	1,875	Vérifiée
7 ^{ème} +8 ^{ème} étage	40×35	0.115	6.12	0,075	0.37	70.45	0.512	1,875	Vérifiée
9 ^{ème} + 10 ^{ème} étage	35×35	0.101	6.12	0,075	0.32	60.40	0.490	1,875	Vérifiée

5.1.5. Disposition constructive des poteaux

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : L = φ₁^{min} = 12cm.
- Longueur de recouvrement : lr ≥ 40×φ :

Pour φ = 20 mm → lr = 40×2,0 = 64cm ⇒ On adopte : lr = 80 cm.

Pour φ = 16 mm → lr = 40×1,6 = 64cm ⇒ On adopte : lr = 65cm.

Pour φ = 14 mm → lr = 40×1,4 = 56cm ⇒ On adopte : lr = 60cm.

Pour φ = 12 mm → lr = 40×1,2 = 48cm ⇒ On adopte : lr = 50 cm.

▪ **Détermination de la zone nodale**

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

Avec:

$$h' = \max (h_e/6; h_1 ; b_1 ; 60 \text{ cm})$$

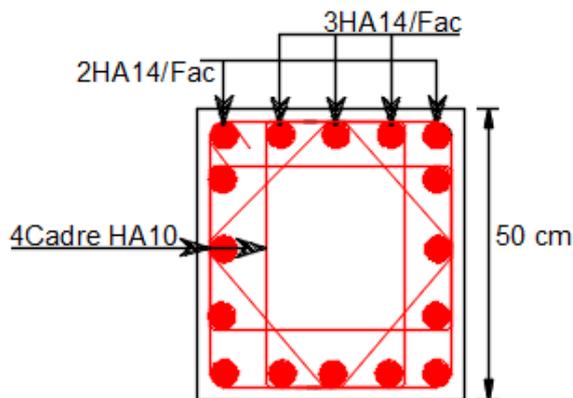
$$l' = 2h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

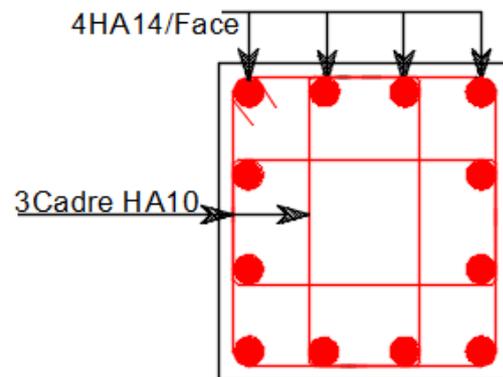
Poteaux		RDC	Étages 1	Étages 2	Étages 3 et 4	Étages 5 et 6	Étages 7 et 8	Étages 9 et 10
B × h (cm²)		50×50	50×45	45×45	45×40	40×40	40×35	35×35
l' (cm)	PP	90	90	90	90	90	90	90
	PS	70	70	70	70	70	70	70
h' (cm)		68	60	60	60	60	60	60

▪ **Schéma de ferrailage des poteaux :**

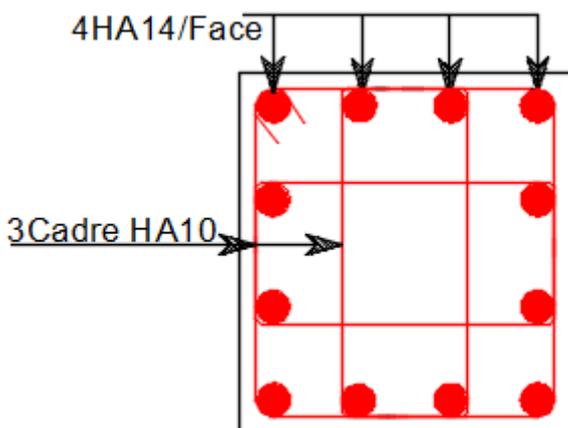
Pour RDC



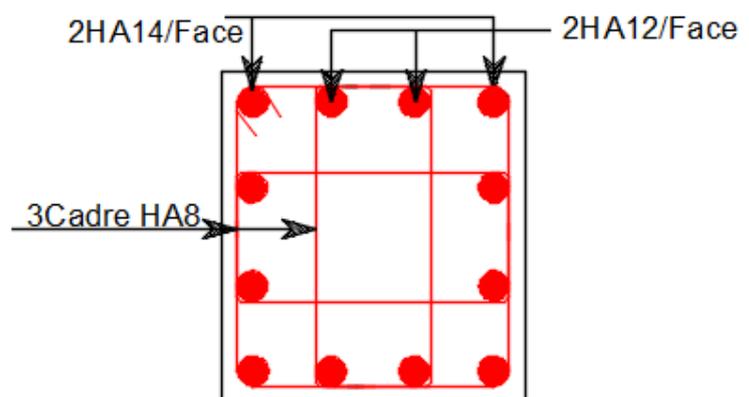
Pour étage 1



Etage 2



Etage 3 et 4



Pour le reste des étages

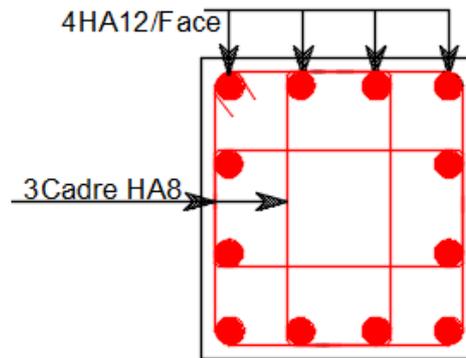


Figure 5.4 : schéma de ferrailage des poteaux

5.2. Études des poutres

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et Les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91/99**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS2016, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- ❖ $1.35G+1.5Q$
- ❖ $G+Q$
- ❖ $G+Q\pm E$
- ❖ $0.8G\pm E$

5.2.1. Recommandation du RPA 99 / V2003

a). Armatures longitudinales : RPA 99/2003 (art 7.5.2.1) :

Le pourcentage total minimal 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% en zone courante,
- 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone IIa.

Avec : Φ_{\max} : le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

- ✓ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets 90° .
- ✓ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle.
- ✓ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la 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.

Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale :

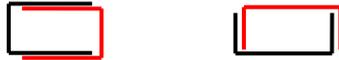


Figure 5.5. 2U Superposés (avec alternance dans l'orientation).

✓ **Les armatures transversales**

✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

✓ L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

En zone nodal $S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi_l)$

En dehors de la zone nodale, $S_t \leq h/2$

Avec : h : La hauteur de la poutre

✓ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

✓ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement

5.2.2. Les armatures longitudinales minimales et maximales données par le RPA99/2003

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du

RPA99/version2003 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 5.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA

Type de poutres	Section de la poutre	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
Principale	30×45	675	540	810
Secondaire	30×35	525	420	6300

5.2.3. Ferrailage des poutres

➤ **Armatures longitudinales**

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le fichier résultats du logiciel ETABS 2016, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du RPA99/version2003.

➤ **Méthode de calcul des armatures à l'ÉLU (flexion simple) :**

Tableau 5.9. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	M (Kn.m)	V (Kn)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	Nbre de barres
Terrasse Inaccessible	P-P	30×45	Appuis	-34.05	40.89	2,1	6,75	6,79	6HA12
			Travée	27.60		1,7		6,79	6HA12
	P-S	30×35	Appuis	-86.66	171.83	7,4	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	70.81		5,9		6,79	5HA12
Etagé Courant	P-P	30×45	Appuis	-86.95	91,06	5,4	6,75	6,79	6HA12
			Travée	79.33		4,9		6,79	6HA12
	P-S	30×35	Appuis	-86.66	92.08	7,4	5,25	8,01	3HA14+3HA12
			Travée	69.43		5,8		6,79	6HA12

5.2.4. Vérification des armatures selon le RPA 99

• **Pourcentage maximum des armatures longitudinales :**

➤ **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54cm^2 > A$ adopté

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81cm^2 > A$ adopté

➤ **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{max} = 4\% b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 42 cm^2 > A$ adopté

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 cm^2 > A$ adopté

• **Les longueurs de recouvrement :**

$L_r \geq 40 \times \phi_l$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 14$ mm $L_r > 40 \times 14 = 560$ mm on adopte $L_r = 60$ cm

$\phi = 12$ mm $L_r > 40 \times 12 = 480$ mm on adopte $L_r = 50$ cm

5.2.5. Les armatures transversales

Soit ϕ diamètre des armatures transversales donnée par :

• **Les poutres principales : $\phi \leq \min \left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow$ soit $\phi = 8$ mm**

Soit : $A_t = 4HA8 = 1$ cadre HA 8 +1 Etrier HA = 2,01cm²

• **Les poutres secondaires : $\phi \leq \min \left(\phi_l^{min}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10} \right) \rightarrow$ soit $\phi = 8$ mm**

Soit : $A_t = 4HA8 = 1$ cadre HA 8 +1 Etrier HA = 2,01cm²

Calcul des espacements des armatures transversales Selon RPA99 Art (7.5.2.2) :

✓ Zone nodale : $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_l^{min} \right)$

• Poutres principales Soit : $S_t = 10$ cm

• Poutres secondaires : Soit : $S_t = 10$ cm

✓ Zone courante : $S_t \leq \left(\frac{h}{2} \right)$

• Poutres principales Soit : $S_t = 15$ cm

• Poutres secondaires Soit : $S_t = 15$ cm

Vérification des sections d'armatures transversales :

$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 cm^2$

$A_t = 2,01 cm^2 > A_{min} = 1,35cm^2$ condition vérifiée pour les poutres principales

$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 1,35 cm^2$

$A_t = 2,01 cm^2 > A_{min} = 1,35 cm^2$ condition vérifiée pour les poutres secondaires

5.2.6. Vérification à l'ELU

a).Condition de non fragilité : BAEL 91(Art F.IV.2)

Poutres principales $\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,52 cm^2$

Poutres secondaires $\Rightarrow A_{min} = 0,23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,15 cm^2$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

b).Vérification des contraintes tangentielles

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration

$\tau_u = \frac{v}{b \times d}$ Tel que : $\bar{\tau}_u = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5MPa) = 3,33$ MPa (FPN)

Tableau 5.10. Vérification de l'effort tranchant

Poutre	V_u (Kn)	τ_u (Kn)	$\bar{\tau}_u$ (Kn)	Observation
Principale	91,06	0,72	3,33	Vérifiée
Secondaire	171.83	1,78	3,33	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

➤ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- ✓ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$
- ✓ n appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d})$

Tableau 5.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	A_l (cm ²) Appuis	V_u (Kn)	M_a (Kn.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d})$ (cm ²)	Observation
Principale	6,79	91,06	86.95	2,1	-3.82	Vérifiée
Secondaire	6,79	171.83	86.66	4,72	-3.54	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 de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcule de I : $I = \frac{b}{3}y^3 + 15A_s(d - y)^2$.

Tableau 5.12. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

Poutres	Elément	M_{ser} (Kn.m)	Y (m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Appuis	-51,27	0,138	0.107	<u>6.61</u>	15	Vérifiée
	Travées	33,65	0.138	0.107	4.33	15	Vérifiée
Secondaires	Appuis	-45,94	0,13	4.58	13.03	15	Vérifiée
	Travées	30,55	0.11	5.82	5.77	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (1) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots \dots \dots (2) \\ l \leq 8 \text{ m} \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

Tableau 5.13. Vérification de la flèche pour les poutres

Type	ht (cm)	b (cm)	L (m)	As (cm ²)	ht/L	M _r /(10.M ₀)	As/(b ₀ .d)	4,2/fe	$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$
P-P	45	30	5,4	6,79	0,074	0,031	0,0083	0,0105	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée
P-S	35	30	4,7	8,01	0,074	0,043	0,0068	0,0105	Vérifié	Vérifiée	Vérifiée

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

• **Vérification des zones nodales :**

RPA99/2003 (Article 7.6.2) exige de vérifier la relation suivant : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

• **Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres**

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

Avec : z = 0,85 h (h : La hauteur totale de la section du béton).

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Tableau 5.14. Moment résistant dans les poteaux

Section (cm ²)	z (cm)	As (cm ²)	M _R (Kn.m)
50×50	42.5	21,37	316.06
50×45	42.5	21,37	316.06
45×45	38.25	18,47	245.85
45×40	38.25	15,21	202.46
40×40	34	13,57	160.56

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 5.15. Moment résistant dans les poutres

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	M _R (Kn.m)
Terrasse Inaccessible	P.P. (30×40)	38.25	6,79	90.38
	P.S. (30×35)	29,75	8.01	82.92
Etage Courant	P.P. (30×40)	38.25	6.79	90.38
	P.S. (30×35)	29,75	8.01	82,92

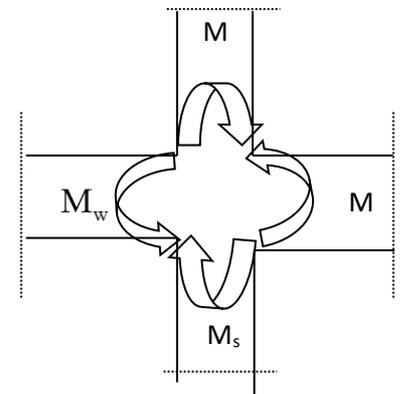


Figure.5.6. Les moment dans la zone nodale

• Vérification

Les résultats des vérifications de la condition : $|M_n| + |M_s| \geq 1,25 \times |M_w| + |M_e|$

Tableau 5.16. Vérification de la zone nodale

Niveau	Pla n	M_n (Kn.m)	M_s (Kn.m)	$M_w=M_e$ (Kn. m)	M_n+M_s (Kn.m)	$1,25(M_w+ M_e)$ (Kn.m)	Obs
Terrasse Inaccessib le	P.P.	160,56	160,56	90.38	321,12	225.95	Vérifiée
	P.S.			82.92		207.3	Vérifiée
Etage Courant	P.P.	316.06	316.06	90.38	632.12	225.95	Vérifiée
	P.S.			82,92		207,33	vérifiée

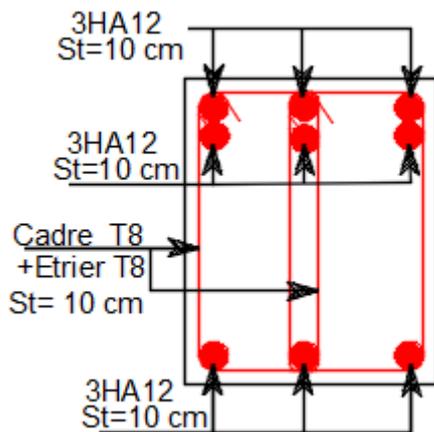
Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux

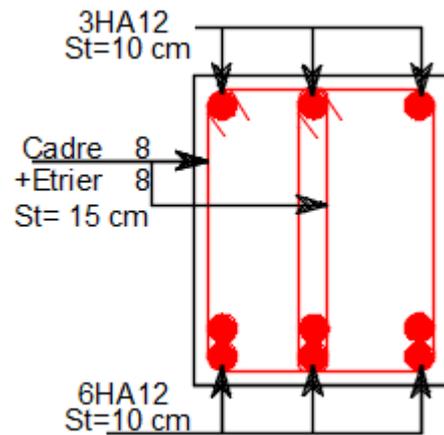
Schéma de ferrailage des poutres

Terrasse
Inaccessible

P.P. en appui

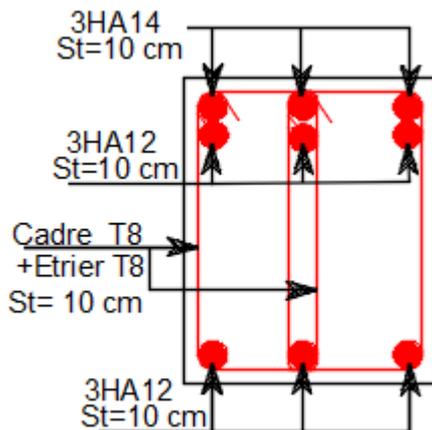


P.P. en travée

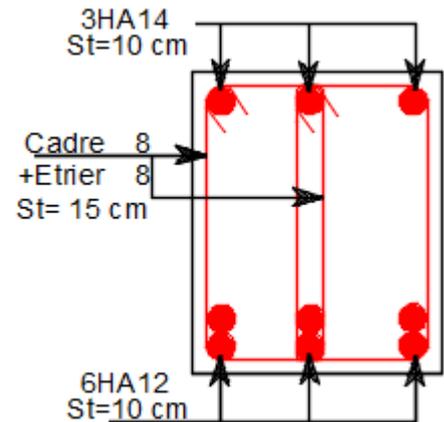


Terrasse
Inaccessible

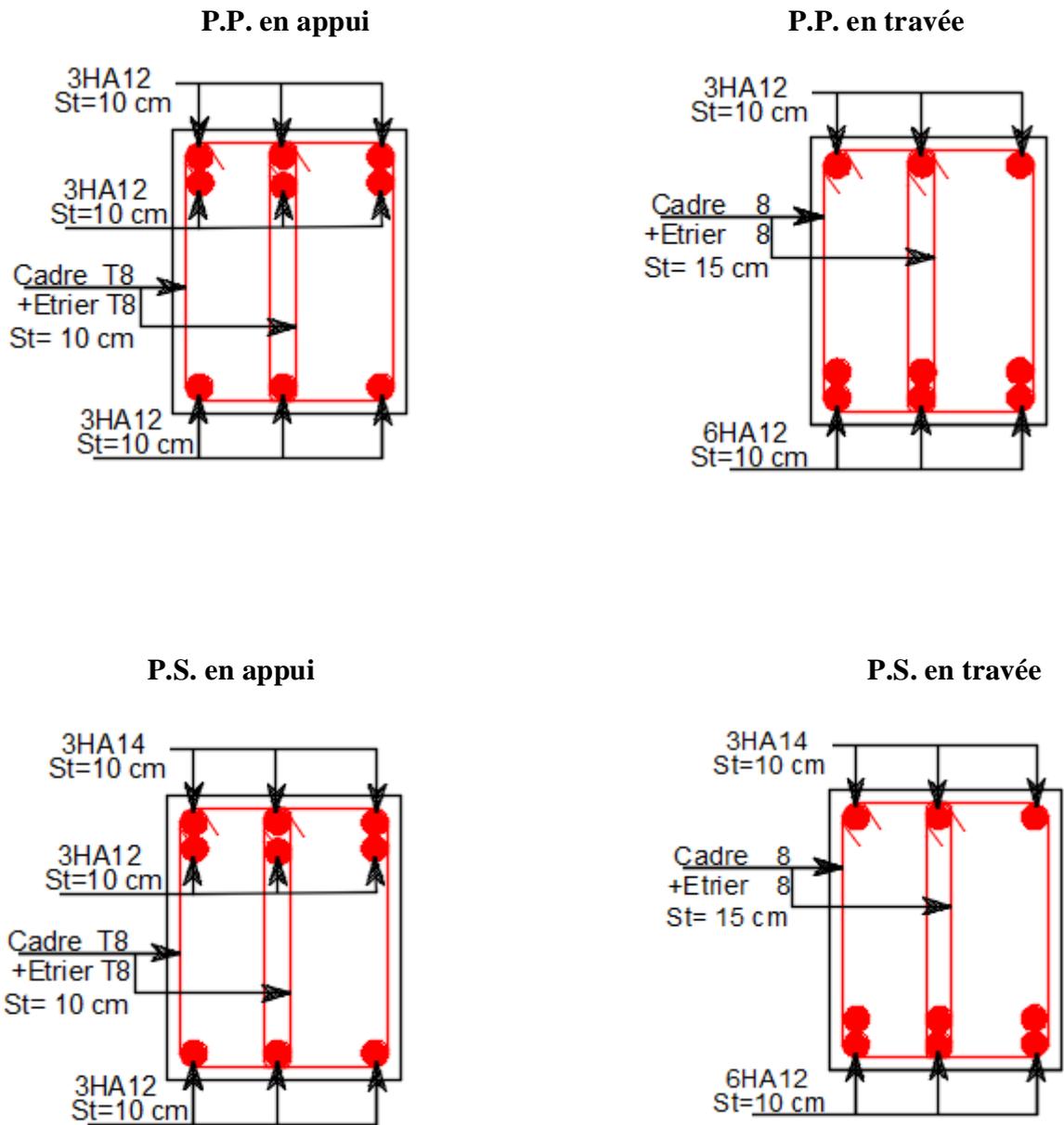
P.S. en appui



P.S. en travée



Étage
Courant



Étage courant

Figure 5.7 : Schéma de ferrailage des poutres

5.3. Etude des voiles

Un voile est sollicité en flexion composée avec (M, N et T), d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel ETABS2016 dans l'ordre suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ 0,8G\pm E \\ G+Q\pm E \end{array} \right.$$

5.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les 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 :

$$\triangleright A_{\min}=0,2\% \times L_t \times e$$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

\triangleright 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.

\triangleright A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du

voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm. Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

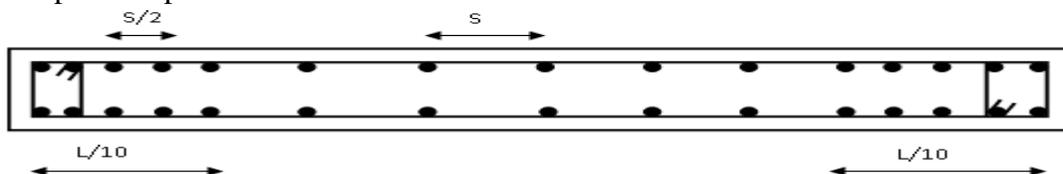


Figure 5.8. Disposition des armatures dans les voiles.

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur 10ϕ .

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{VJ} = 1,1 \times \frac{V}{f_e} \quad \text{avec : } V = 1,4 V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{min} = 0,15 \% \times b \times h \Rightarrow$ Dans la zone extrême de voile.

✓ $A_{min} = 0,10 \% \times b \times h \Rightarrow$ Dans la zone courante de voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{20}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espacement $S_t = \min (1,5 \times a ; 30 \text{ cm})$ avec a : 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 a :

40 ϕ : Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et Possible

20 ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les Combinaisons possibles de charges

5.3.2. Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Sens x-x' : Sollicitations max de calcul dans les voiles $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}$

Tableau. 5.17. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (Kn)
	N (Kn)	M (Kn.m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)	M (Kn.m)	
RDC	-1663,8763	-178,5526	195,6838	-286,7353	19,756	192,8034	100,9848
1ère étages	-1233,418	-90,1294	95,7872	-410,1899	-150,7658	94,746	87,3158
2ème étages	-1072,705	-85,2377	-85,2377	-1072,705	-206,2461	65,0567	-75,2675
3ème + 4ème étages	-995,1128	-12,3347	-77,4259	-977,5543	-244,4224	62,0029	81,8545
5ème+6ème étages	-810,0775	-12,4693	-59,7535	-735,8115	-242,8179	43,875	77,3968
7ème+8ème étage	-594,9256	-12,7805	-46,996	-516,2774	-176,971	30,1062	71,3396
9ème + 10ème étage	-343,5374	-14,2631	-28,2368	-292,6343	-76,2608	19,2921	56,909

Sens y-y' : Sollicitations max de calcul dans les voiles V_{y1} .et V_{y2}, V_{y4}, V_{y3}

Tableau 5.18. Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} dans tous les niveaux

Niveau	$N_{max} \Rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \Rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \Rightarrow M_{cor}$		V_d (Kn)
	N (Kn)	M (Kn.m)	M (Kn.m)	N (Kn)	N (Kn)	M (Kn.m)	
RDC	-2442,5324	-676,7628	-676,7628	-2442,5324	617,4252	622,2602	-234,6426
1ère étages	-1809,7983	-444,518	-444,518	-1809,7983	225,8105	388,0451	-200,3581
2ème étages	-1476,176	-323,4754	-323,4754	-1476,176	30,8731	297,5142	-165,2647
3ème + 4ème étages	-1212,7546	-240,1249	-240,1249	-1212,7546	-98,8036	226,1484	150,8368
5ème+6ème étages	-808,1385	-137,3903	-137,3903	-808,1385	-197,93	97,2376	124,4692
7ème+8ème étage	-546,6405	7,4539	79,2388	-272,6883	-93,6696	59,6542	91,5525
9ème + 10ème étage	-311,6409	-26,8064	52,6637	-94,5264	2,8597	34,7981	56,8175

5.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrailles sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du ETABS2016 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$
- 2) Effort normal maximal avec son moment correspondant : $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$
- 3) Effort normal minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$

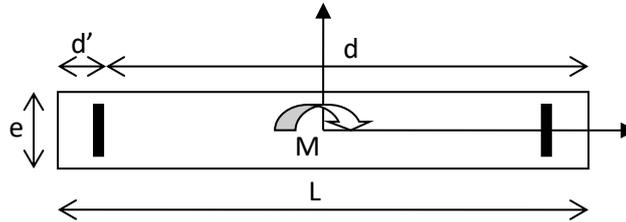


Figure 5.9: Disposition des armatures dans les voiles.

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

Les résultats de calcul se trouve dans l tableau le tableau ci-dessous ;

Tableau 5.19. Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux

Niveau	RDC	Etage 1	Etage 2	Etage 3et 4	Etage 5et 6	Etage 7et8	Etage 9et10
B	$0.15 \times 1,2$						
M (Kn.m)	-160,6563	-95,3947	-82,5342	-12,187	-12,401	-12,7334	-14,2215
N (Kn)	-1460,2546	-1164,1098	-1059,8297	-985,89	-804,87	-591,156	-341,723
V (Kn)	100,9848	87,3158	-75,2675	81,6906	77,4832	71,3396	56,909
τ (MPa)	0,76	0.65	0.65	0.70	0.67	0.33	0.48
$\bar{\tau}=0,2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	23,27	17,53	15.82	12.73	10.45	7.79	4.71
A_v^{min} (cm ²)	2,7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
A_v^{adp} (cm ²)	25,13	18.10	16.08	16.08	12.32	9.05	6.28
Nbre / Face	8HA20	9HA16	8HA16	8HA16	8HA14	8HA12	8HA10
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)/Espace	0,73	0.61	0.61	0.66	0.63	0.31	0.45
A_h^{min} (cm ²)/Espace	2,7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7	2.7
A_h^{adp} (cm ²)/Espace	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14	3.14
Nbre / Espace	4HA10						
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20	20

Exemple de ferrailage voile V_{x1}

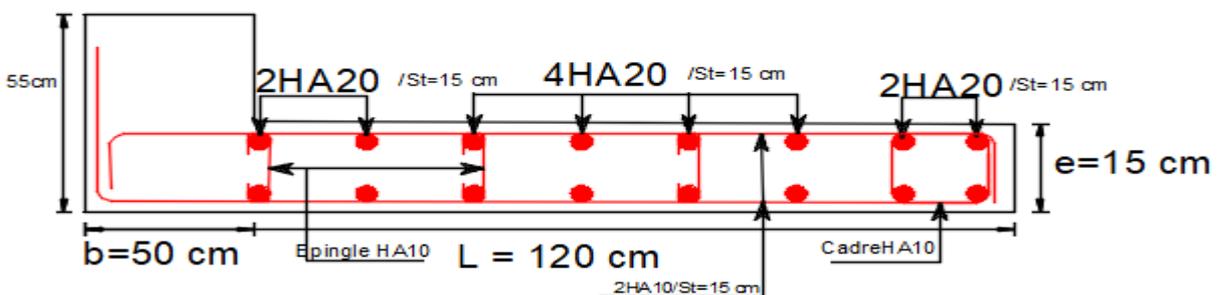


Figure 5.10. Ferrailage du voile V_{x1}

Conclusion

Le ferrailage des éléments structuraux doit impérativement répondre aux exigences du RPA qui prend en considération la totalité de la charge d'exploitation ainsi que la charge sismique.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par le calcul. On en déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poteaux ont été calculés et ferrillés. Le ferrailage adopté est le maximum donné par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL.

Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par l'ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations de *RPA* et le *BAEL*.

CHAPITRE VI
Etudes de
l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont des éléments de l'infrastructure qui ont pour rôle de transmettre les charges provenant de la superstructure au sol dans les meilleures conditions et sans moindre risque d'instabilité

On distingue plusieurs types de fondations :

- Fondations profondes : pieux, puits...
- Fondations superficielles : semelle isolée, filante, ou radier.

6.1. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- La charge transmise au sol.
- La distance entre axes des poteaux.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant :

Les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établie par le laboratoire la contrainte de sol est de **1,8** bar pour une profondeur d'encrage de **1,2 m**. D'après le **RPA99/V2003(Article10.1.4.1)** les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes

- 1,35G+1,5Q
- G+Q
- G+Q±E
- 0,8G±E

6.2. Étude des fondations

1- Vérification des semelles isolées

les semelles sont carrées ($a \times a$), la vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol}$

Avec : N : l'effort normal agissant sur la semelle calculée obtenu par le fichier résultat ETABS 2016.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

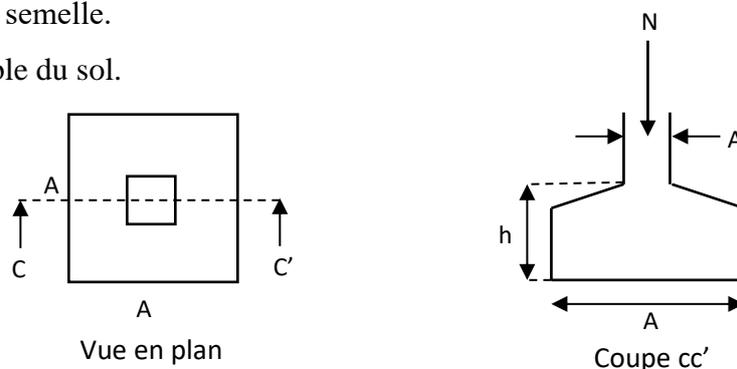


Figure 6.1 .Schéma d'une semelle isolée

Pour cette vérification le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal :

$N=1606,26$ KN.

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma}_{sol} = B = \sqrt{\frac{N}{\overline{\sigma}_{sol}}} = 2,98 \text{ m.}$$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

2- Vérification des semelles filantes

On Choisit une semelle filante de largeur B et de longueur L, située sous un portique de 5 poteaux.

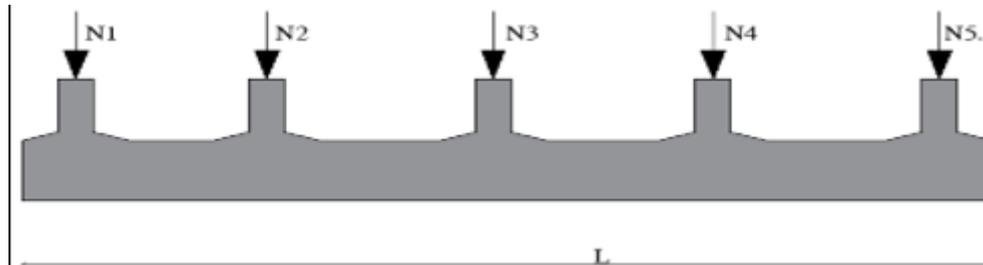


Figure 6.2. Schéma d'une semelle filante

Avec :

$$\begin{aligned} N_1 &= 1539,16 \text{ KN} & N_4 &= 1341,51 \text{ KN} \\ N_2 &= 1606,26 \text{ KN} & N_5 &= 1431,32 \text{ KN} \\ N_3 &= 1361,66 \text{ KN} & & \end{aligned}$$

La vérification à faire est : $\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$

Avec : - N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

- B : Largeur de la semelle.
- L : Longueur de la semelle.
- $\overline{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

Pour cette vérification, on choisit le portique le plus sollicité dans notre structure

$$N = \sum N_i = 7279,91 \text{ KN} \quad \text{et} \quad L = 15,85 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L} = \frac{7279,91 \times 10^{-3}}{0,18 \times 15,85} = 2,55 \text{ m}$$

On à la largeur de notre semelle égale à 2,55 m, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, afin d'éviter les tassements différentielle on passe à la vérification du radier général.

3- Étude du radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, la dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol différentiel.

Il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- ✓ Un mauvais sol.
- ✓ Charges transmises au sol sont importantes.
- ✓ Les poteaux rapprochés (petites trames).

3.1- Pré dimensionnement

➤ La condition de coffrage

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow L_{max}=5,4 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 54 \text{ cm}$

Dalle : $h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow L_{max}=5,4 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq 27 \text{ cm}$

➤ **La condition de raideur (rigidité)**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \geq \frac{\pi \times l_e}{2}$, $l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times EI}{K \times b}}$

Avec : * l_e : Longueur élastique.

* E : Module de Young.

* I : Moment d'inertie de l'élément considéré sur $1ml$.

* K : coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on à un sol moyen donc $K = 4 \text{ Kg/cm}^3 = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$, $E = 3,216 \times 10^4 \text{ KN/m}^2$

b : Largeur de l'élément considéré par ml .

On a : $I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times l_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,746 \text{ m}$

A partir de ces deux conditions on opte pour :

$h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures du radier.

$h_r = 30 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

➤ **La surface du radier :**

$N'_{ser} = N_s + P_{rad} + P_{nerv}$ (N' : est le poids total de la structure)

$N'_{ser} = 21912,64 \text{ Kn}$

$\frac{N'_{ser}}{S_{rad}} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} = 121,73 \text{ m}^2$

On à la surface du bâtiment est $S_{bat} = 164.46 \text{ m}^2$

Donc on adopte : $S_{rad} = S_{bat} = 164,46 \text{ m}^2$ (Le radier est sans débord).

3.2- Les vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité.

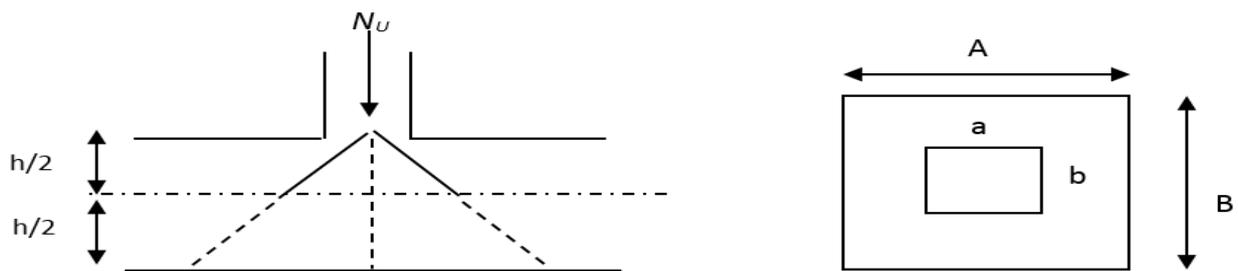


Figure 6.3.présentation de zone d'impact de la charge concentrée

D'après le CBA93 (article A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante :

$$Q_u \leq 0,045 \times \mu_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

Q_u : charge de calcul à l'ÉLU pour le poteau le plus sollicité.

$$\mu_c = (a+b+2h_t) \times 2 \Rightarrow \mu_c = (0,50+0,50+2 \times 0,8) \Rightarrow \mu_c = 5,20 \text{ m}$$

h_t : hauteur totale de radier

$$Q_u = 2206,63 \text{ Kn} \leq 0,045 \times 5,20 \times 0,8 \times \frac{25000}{1,5} = 3120 \text{ Kn} \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ Condition de cisaillement

D'après le CBA93 (article A.5.1.2.1.1), on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 f_{c28} / \gamma_b$$

On considère une bande de largeur $b=1\text{m}$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2 \times 5} \Rightarrow V_u = 438,85 \text{ Kn}$$

$$d \geq \frac{V_u \times \gamma_b}{0,15 \times b \times f_{c28}} \Rightarrow d = 0,175 \text{ m} \Rightarrow d = 25 \text{ cm}$$

A partir de ces conditions on opte pour :

- $h_t = 80 \text{ cm}$ pour les nervures de radier.

- $h_r = 30 \text{ cm}$ pour la dalle du radier.

➤ Vérification de la contrainte du sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal. (DTR

BC 2.33.1 (article : 3.541 (a))

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_{x,y}}{I_{x,y}} (x_G, y_G)$$

Les caractéristiques géométriques de radier :

$$I_x = 14452,51 \text{ m}^4, \text{ et } x_G = 7,92 \text{ m}$$

$$I_y = 34167,33 \text{ m}^4, \text{ et } y_G = 5,15 \text{ m}$$

Avec : σ_{max} et σ_{min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

N : Poids total de la structure.

A partir du logiciel ETABS2016 on a obtenue :

- **Sens X-X**

$$N = 20679,19 \text{ Kn} \quad \text{et} \quad M_y = 21087,87 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{max} = 0,13 \text{ MPa} \quad \sigma_{min} = 0,11 \text{ MPa} \quad \sigma_{moy} = 0,125 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{sol}} \quad 0,18 \text{ MPa} \quad (\text{condition vérifiée})$$

- **Sens Y-Y**

$N = 20679,19 \text{ Kn}$ et $M_x = 22207,42 \text{ Kn.m}$

$\sigma_{\max} = 0,13 \text{ MPa}$ $\sigma_{\min} = 0,12 \text{ MPa}$ $\sigma_{\text{moy}} = 0,127 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{\text{sol}}} 0,18 \text{ MPa}$ (condition vérifiée)

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$ **RPA99/2003** (article 10.1.5)

• Suivant X-X: $e = 0,78 < \frac{15,85}{4} = 3,96 \text{ m}$. (condition vérifiée).

• Suivant Y-Y: $e = 0,74 < \frac{10,25}{4} = 2,60 \text{ m}$. (condition vérifiée).

Donc il n'y a pas risque de renversement.

➤ **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$

γ_w : Poids volumique ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$)

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1,5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 1,2 \text{ m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{\text{rad}} = 164,46 \text{ m}^2$).

$N_u = 28303,8 \text{ Kn}$: La charge totale transmise par la superstructure

$28303,8 \text{ Kn} \geq 1,5 \times 1,2 \times 164,46 \times 10 = 2960,28 \text{ Kn}$ condition vérifiée

3.3- Ferrailage

3.3.1- La dalle du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, appuyé sur les nervures vers le haut en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier de dimension : ($L_x = 4,2 \text{ m}$, $L_y = 4,9 \text{ m}$) : entre nus d'appuis

➤ **Calcul des sollicitations :**

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$G_0 = \rho \times e = 7,5 \text{ Kn/m}^2$

$q_u = \frac{N_u}{S} + 1,35 G_0 = 182,22 \text{ Kn/m}^2$

$q_s = \frac{N_s}{S} + G_0 = 125,73 \text{ Kn/m}^2$

$\nu = 0$, $\rho = 0,87 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens

$\mu_x = 0,0486$, $\mu_y = 0,7244$

$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 156,21 \text{ Kn.m}$

$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 113,15 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en travée :** $M_x^t = 0,85 \times M_x = 132,78 \text{ Kn.m}$

$M_y^t = 0,75 \times M_y = 84,87 \text{ Kn.m}$

▪ **Moment en appuis :** $M_x^a = -0,5 M_x^0 = -78,10 \text{ Kn.m}$

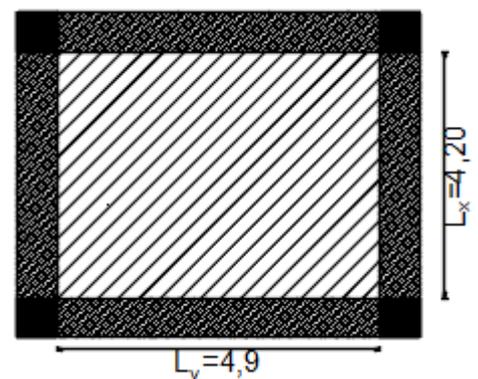


Figure 6.4. Le panneau le plus sollicité

$$M_y^a = -0,5M_y^0 = -56,58Kn.m$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une $b \times h_0 = 1 \times 0,30 \text{ m}^2$

▪ **Condition de non fragilité :**

On calcul A_{min} :

$$h_r = 30 \text{ cm}, b=100 \text{ cm}, \rho=0,87 \text{ cm et HA Fe400} \Rightarrow \rho_0 = 0,0008 \quad f_{bu}=14,2 \text{ MPa}, \quad f_{st}=348 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \times \frac{(3 - \rho) \times b \times h_r}{2} \\ A_{min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 2,57 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_{min}^y = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right.$$

Tableau 6.1. Calcul des armatures pour la dalle

Sens	M (Kn.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adp} (cm ² /ml)	St (cm)
<i>En travée</i>								
x-x	132,78	0,149	0,204	0,229	16,62	2,57	9HA16=18,10	10
y-y	84,86	0,095	0,125	0,237	10,28	2,4	8HA14 =12,32	12
<i>En appuis</i>								
x-x	-78,10	0,088	0,115	0,238	9,42	2,57	8HA14=12,32	12
y-y	-56,58	0,063	0,082	0,241	6,72	2,4	8HA14=12,32	12

▪ **Vérifications l'effort tranchant**

$b = 100 \text{ cm}, d=25 \text{ cm},$

$$\rho = 0,87 > 0,4 \left| \begin{array}{l} V_{ux} = (q_u \times l_x) / 2 \times l_y^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 248,51 \text{ Kn} \\ V_{uy} = (q_u \times l_y) / 2 \times l_x^4 / (l_x^4 + l_y^4) = 156,50 \text{ Kn} \end{array} \right.$$

$$\tau_u = V_u / b \times d = 0,994 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times f_{c28} / \gamma_b = 1,167 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

A L'ELS

$$q_s = 125,73 \text{ Kn/m}^2 \Rightarrow v = 0,2, \quad \rho = 0,87 \Rightarrow \mu_x = 0,0556, \quad \mu_y = 0,8074$$

$$M_x^0 = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 123,31 \text{ Kn.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x = 99,56 \text{ Kn.m}$$

▪ **Moment en travée :** $M_x^t = 0,85 \times M_x = 104,81 \text{ Kn.m}$

$$M_y^t = 0,75 \times M_y = 74,67 \text{ Kn.m}$$

▪ **Moment en appuis :** $M_x^a = -0,5 M_x = -61,65 \text{ Kn.m}$

$$M_y^a = -0,5 M_y = -49,78 \text{ kn.m}$$

▪ **Vérification à L'ELS**

➤ **L'état limite de compression de béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

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

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

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier**

$$\text{Fissuration nuisible } \bar{\sigma}_{st} = \min(2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$$

Tableau 6.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	M_{ser} (Kn.m)	Y (m)	$I \times 10^{-4}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Observation
<i>En travée</i>									
x-x	104,81	0,066	5,02	13,85	15	Vérifiée	574,97	201,6	n'est Vérifiée
y-y	74,67	0,048	2,77	13,11	15	Vérifiée	812,82	201,6	n'est Vérifiée
<i>En appuis</i>									
x-x	-61,65	0,054	3,40	9,81	15	Vérifiée	531,67	201,6	n'est Vérifiée
y-y	-49,78	0,048	2,77	8,74	15	Vérifiée	541,88	201,6	n'est Vérifiée

La condition est non vérifier donc recalculé à L'ELS : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	A_{ELU} (cm ² /ml)	A_{SER} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	104,81	16,62	22,81	8HA20=25,13	12
	Selon y	74,67	10,28	15,84	8HA16=16.08	12
En appui	Selon x	-61,65	9,42	13,18	8HA16=16.08	12
	Selon y	-49,78	6,72	10,56	8HA14=12,32	12

Schémas de ferrailage du radier :

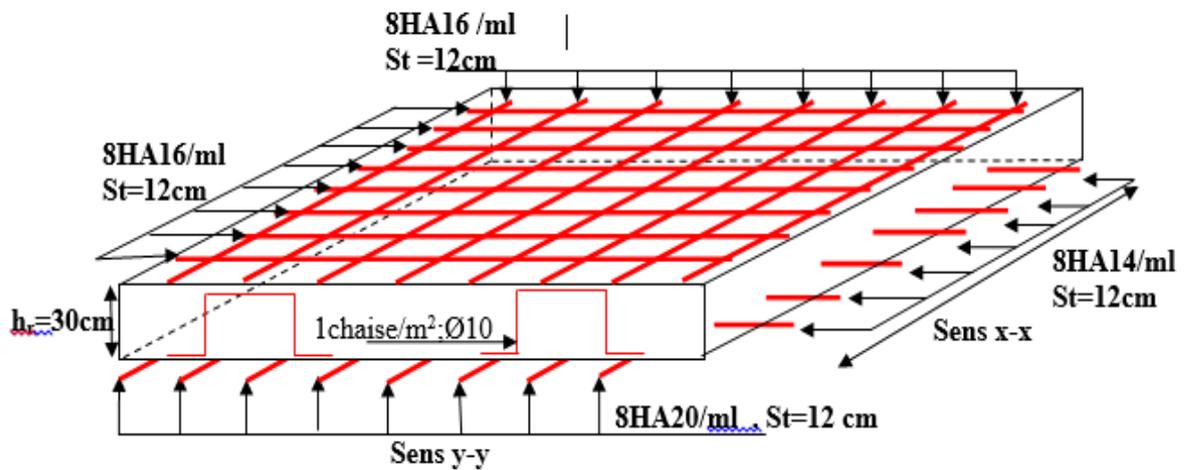


Figure 6.5. Schémas de ferrailage du radier

3.3.2- Calcul des nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est selon les lignes de ruptures trapézoïdales ou triangulaires, pour simplifier les calculs on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

➤ **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

- **Charge triangulaire**

$$\begin{pmatrix} P_m = \frac{2 \times q_u \times l_x}{3} \\ P_v = \frac{1}{2} q_u \times l_x \end{pmatrix} \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.}$$

- **Charge trapézoïdale**

$$\begin{pmatrix} P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) l_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) l_{xd} \right] \end{pmatrix} \text{ Avec : } P \text{ charge équivalente produisant le même moment}$$

que la charge trapézoïdale.

on a $\begin{cases} q_u = 182,22 \text{ Kn/m}^2 \\ q_s = 125,73 \text{ Kn/m}^2 \end{cases}$

On prend deux types de nervures les plus chargées.

• **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

Moments aux appuis :

$$M_a = - \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8,5 \times (l_g + l_d)}$$

Avec : les longueurs fictives $l' \begin{cases} l & \text{si travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{si travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0,15 M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

Moment en travée

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

$$M(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x), \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l} \quad V_2 = - \frac{q \times l}{2} - \frac{M_g - M_d}{l}$$

$V = \max(V_1, V_2)$

- **Sens (x-x) :**

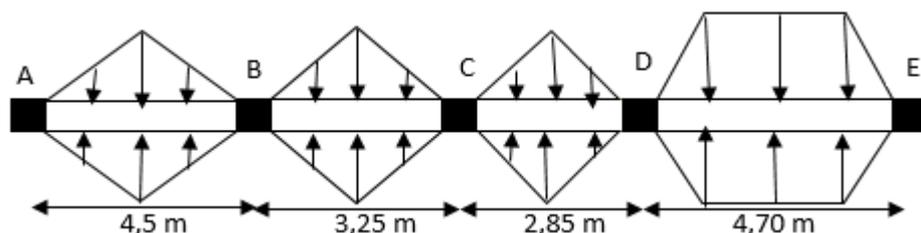


Figure 6.7. Sollicitation sur la nervure dans le sens x-x

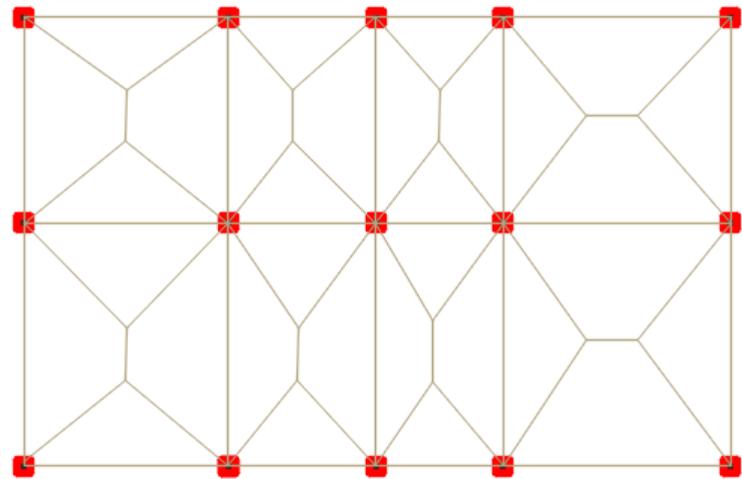


Figure 6.6. Schéma de rupture de la dalle de radier

Tableau 6.4 : Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELU

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	246,96	0	-333,664	1,737	298,57
B-C	167,04	-333,664	-77,138	1,933	-21,45
C-D	139,70	-77,138	-385,472	0,19	-74,606
D-E	253,37	-385,472	0	2,381	338,18

Tableau 6.5 : Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x à l'ELS

Travée	Ps (KN/m)	M _{is} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	429,026
A-B	167,64	201,75	B	-226,143	-558,814
B-C	115,25	-13,59	C	-53,222	-136,398
C-D	96,39	-51,475	D	-265,967	607,946
D-E	176,23	233,337	E	0	-464,608

Les sollicitations max sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 6.6 : Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens x-x (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M _u (Kn.m)	-385,472	338,18
M _s (Kn.m)	-265,967	233,337
V _u (Kn)	607,946	

Sens (y-y) :

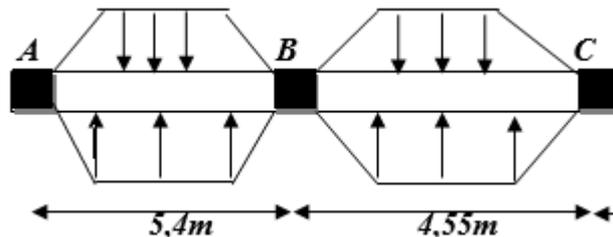


Figure 6.8 .Sollicitation sur la nervure dans le sens y-y

Tableau 6.7 : Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELU

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	240,25	0	-554,099	2,071	407,159
B-C	209,06	-554,099	0	2,603	154,422

Tableau 6.8 : Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y à l'ELS

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A	0	497,604
A-B	144,25	229,611	B	-367,834	-679,621
B-C	165,77	148,002	C	0	-302,407

Les sollicitations max sont présentées dans le tableau suivant

Tableau 6.9 : Sollicitations max de la nervure de radier dans le sens y-y (ELU) et à (ELS)

Localisation	Appui	Travée
M _u (Kn.m)	-554,099	407,159
M _s (Kn.m)	-367,834	229,611
V _u (Kn)	-679,621	0

➤ **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3,25}{10}; \frac{4,55}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,30m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3,25}{10}; \frac{4,55}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,30m.$$

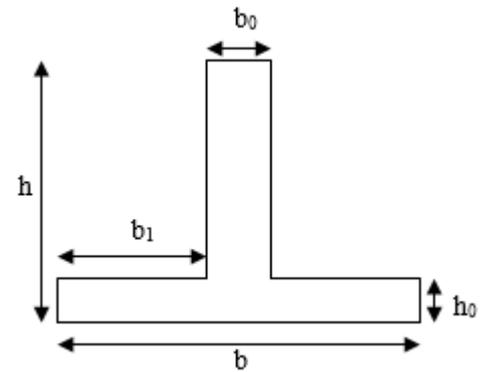


Figure 6.9. Section a ferraillé

h=80cm ; h₀=30cm ; b₀=65cm ; b_{x,y}=1,25m ; b₁= 30cm.

➤ **Calcul des armatures**

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 6.10 : Résumé des résultats de ferraillage des nervures de radier

Sens	Mu (kn.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)
<i>En Travée</i>				
x-x	338,18	31,93	2,93	12HA20=37,70
y-y	407,159	34,13	2,93	12HA20=37.70
<i>En Appui</i>				
x-x	-385,472	33,44	2,93	12HA20=37.7
y-y	-554,09	38,88	2,93	6HA25+6HA16=41,24

➤ **Les vérifications**

• **Effort tranchant**

- ✓ $\tau_u = V/b_0 \times d \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) = 2,5 \text{ Mpa}$.
- ✓ $\begin{cases} \text{Sens } x - x : \tau_u = \mathbf{1,24 \text{ Mpa}} \\ \text{Sens } y - y : \tau_u = \mathbf{1,39 \text{ Mpa}} \end{cases}$ condition vérifiée

• **À l'ELS : Vérification des contraintes**

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

Fissuration nuisible $\bar{\sigma}_{st} = \min(2/3f_e, 110\sqrt{\eta \cdot ftj}) = 201,6 \text{ MPa}$

$$\sigma_{st} = 15 M_{ser} / I (d - y)$$

Tableau 6.11 : Vérifications des contraintes à l'ELS

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	233,337	2,68	15	99,01	201,63	Non vérifiée
	Appui	-265,967	3,22	15	124,04	201,63	Non vérifiée
Y-Y	Travée	229,611	2,63	15	97,42	201,63	vérifiée
	Appui	-367,834	4,46	15	174,7	201,63	vérifiée

Armatures transversales

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{2}\right) = \min(22,86, 20, 325) = 20 \text{ mm, soit } \phi = 10 \text{ mm}$$

• **Espacement des aciers transversaux :**

Soit 4HA10=3,14 cm² (cadre entourant les barres des angles plus un petit cadre pour ceux des milieux)

- ✓ $St \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow 40 \text{ cm}$
- ✓ $St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} = 48,30 \text{ cm}$
- ✓ $St \leq \frac{0,8 \times A_t \times f_e}{b_0 [\tau_u - 0,3 \times f_{t28}]} = 25,34 \text{ cm}$

Soit: St =15 cm

Armatures de peau :

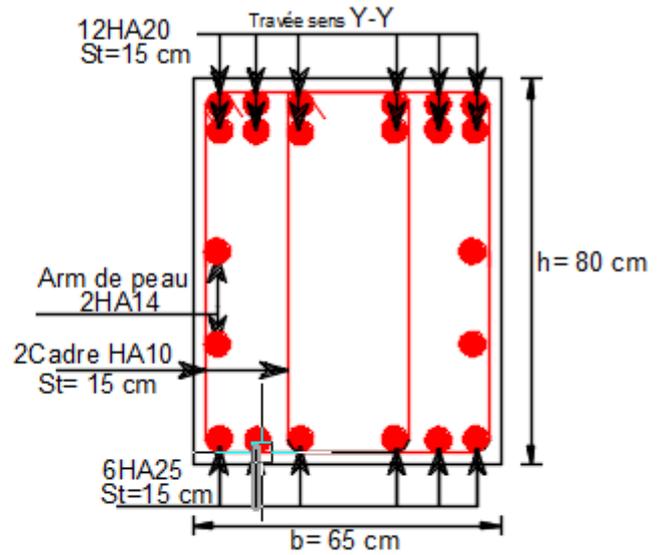
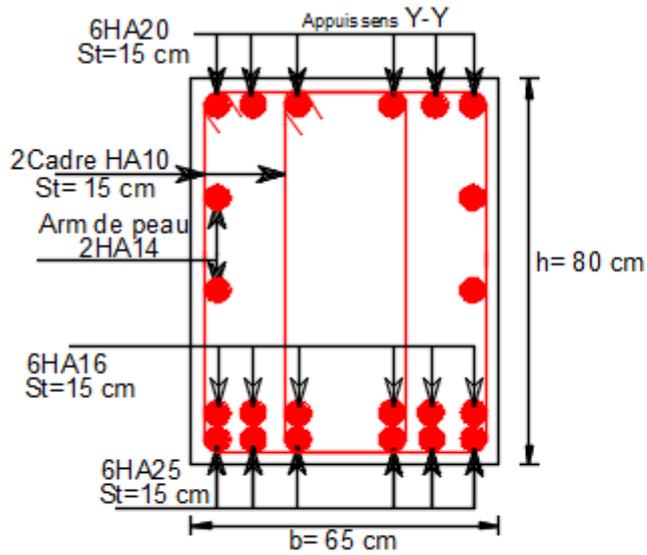
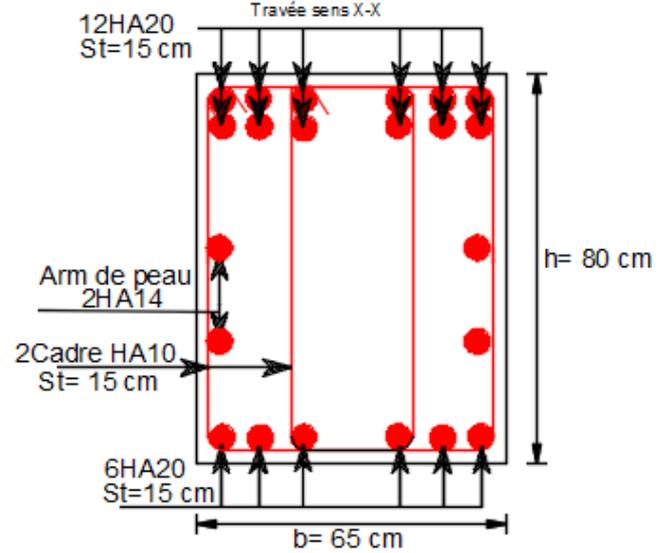
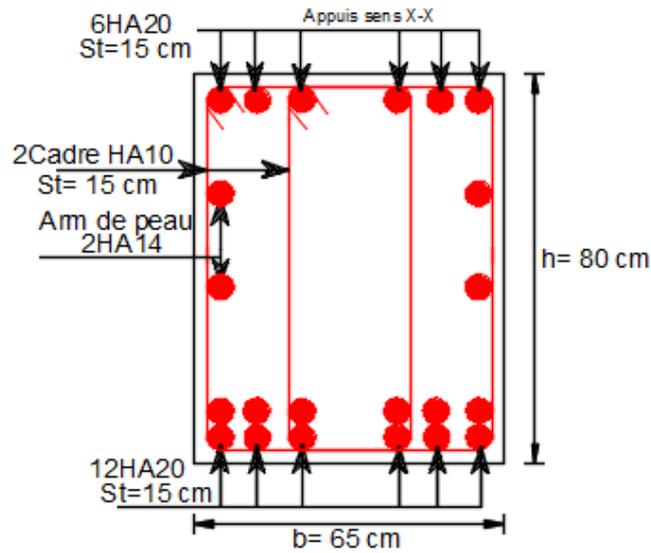
Comme la poutre a une hauteur de 80 cm, le **BAEL** préconise de mettre des armatures de peau de section

$$A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml de hauteur, donc : } A_p = 3 \times 0,80 = 2,40 \text{ cm}^2. \Rightarrow \text{ Soit } 2\text{HA}14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

Schémas de ferrailage

Appui X-X

Travée Y-Y



Appui Y-Y

Travée Y-Y

Figure 6.10. Schémas de ferrailage de la nervure

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Conclusion Générale

Conclusion générale

- L'étude de ce projet (R+10) à usage d'habitation, nous a permis d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre formation dans le domaine, en s'appuyant sur les règlements de base qui sont : le RPA99/2003 et le BAEL91/99 ainsi que les DTR.
- Le projet nous a aussi permis de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est principalement dû à l'irrégularité en plan et en élévation de la structure. Plusieurs dispositions ont été testées dans le but d'avoir une bonne répartition de charges entre les portiques et les voiles, ainsi qu'un bon comportement de la structure afin d'éviter les effets de torsion.
- Quant aux fondations, nous avons opté pour un radier général sans débord afin d'assurer une bonne répartition des contraintes sur le sol (la contrainte admissible du sol est de 1,8 bars) et d'éviter dans ce dernier les tassements différentiels éventuels
- L'importance de l'ouvrage (et donc de la réaction du sol) a conduit à un ferrailage important dans les nervures. Le ferrailage de tous les éléments de notre structure est effectué dans les soucis de garantir à l'ouvrage une bonne résistance et de faciliter l'exécution sur chantier.

Nous espérons que ce travail sera un point de départ pour d'autres projets dans notre vie professionnelle et qu'il sera un guide pour les futures promotions.

Bibliographie

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3ième et 4ième année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

Outils informatiques

- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel Etabs2016
- ✓ Logiciel Excel et Word

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/Lx											
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093			
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

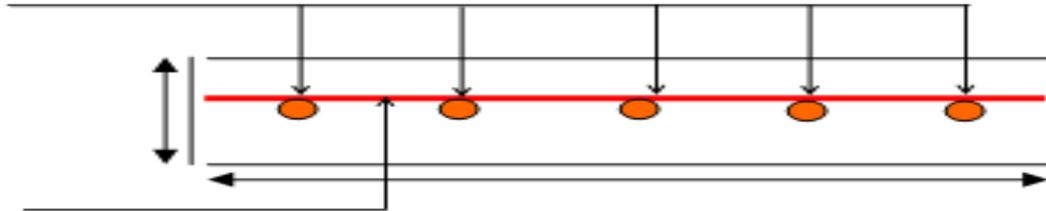
Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

ANNEXE 3

Schéma de ferrailage de la dalle de compression

$5TS(\phi 6) / ml$

$S^t = 25cm$



$4TS(\phi 6) / ml \quad S_i = 25cm$

$b = 100cm$

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\phi 6/ml = 1,41cm^2/ml$. Avec un espacement de 25cm ($S_t = 25cm \leq 30cm$)...vérifiée

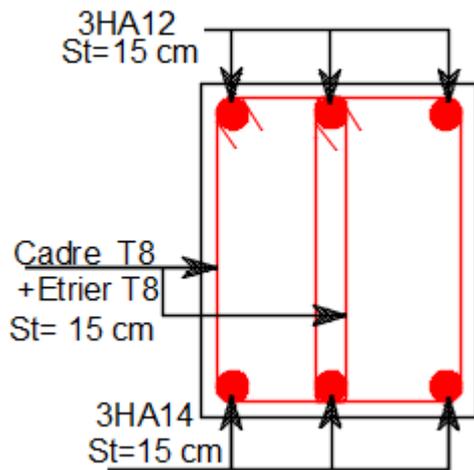
$A_{//} = 4\phi 6/ml = 1,13cm^2/ml$. Avec un espacement de 25cm ($S_t = 25cm \leq 30cm$)..vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé TS de maille carré $(15 \times 15) cm^2$

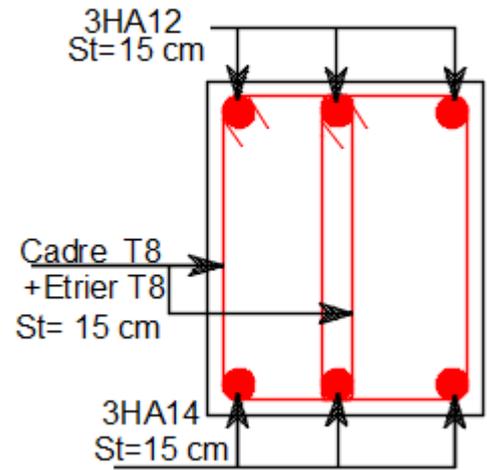
ANNEXE 4

Schéma de ferrailage poutre de chaînage

Appuis



Travée



ANNEXE 5

