

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur

Et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane MIRA- Bejaia

FACULTE DE TECHNOLOGIE

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

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

Option : Matériaux et structures

Thème :

**Etude d'un bâtiment (R+10) à usage d'habitation
contreventé par un système mixte (voiles – Portiques)**

Réalisé par:

M^{elle} ACHOUR Lamia

M^{elle} DALIBEY Ryma

Encadré par:

M^{me} Seghir

Membres du jury :

M^r O.Sadaoui

M^r A.Si salem

Promotion 2016-2017

Remerciements

Nous remercions avant tous, Dieu le tout puissant de nous avoir donné la force et la patience pour mener à terme ce travail.

Nous remercions aussi nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promotrice M^{me} Seghir pour son soutien et ces conseils judicieux.

On remercie également toutes les personnes qui nous ont orientés et conseillés au niveau de la direction de l'habitat très particulièrement Sabrina.

Nous remercions les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.



Dédicaces

*Nul œuvre n'est exaltante que celle réalisée avec le soutien moral des
personnes qui nous sont proches*

Je dédie ce mémoire

A mes parents :

*Ma mère, qui à œuvrer pour ma réussite ; de par son amour, son soutien, tous
les sacrifices consentis et ses précieux conseils, reçoit à travers ce travail aussi
modeste soit il l'expression de mes sentiments et de mon éternel gratitude.*

*Mon père qui peut être fier et trouver ici le résultat de longues années de
sacrifices et de privation pour m'aider à avancer dans la vie. Merci pour les valeurs
nobles, l'éducation et le soutien permanent venus de vous.*

*A ma sœur Célia qui n'a cessé d'être pour moi l'exemple de persévérance, de
courage et de générosité.*

A mes grands-parents, Oncles et Tantes, Cousins et Cousines.

A Malek qui n'a cessé d'être pour moi une source de courage et de confiance.

A mes amis, amies qui n'ont cessé de m'encourager.

Particulièrement à mon binôme Lamia.

*A mes professeurs qui doivent voir dans ce travail la fierté d'un savoir bien
acquis.*

*A tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin
d'étude.*

Ryma

Sommaire

Chapitre I

1. Caractéristiques géométriques	01
2. Données de site.....	04
3. Description structurale.....	04
4. système de contreventement.....	05
5. Règlements et normes utilisés.....	05
6. Etats limites de calculs.....	05
6.1. Etats limites ultimes.....	05
6.2. Etats limites de services.....	05
7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites.....	06
7.1. à l'ELU.....	06
7.2. à l'ELS.....	07
8. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	08
8.1. Le béton.....	08
8.2. L'acier.....	10
9. Actions et sollicitations.....	11
9.1. Actions.....	11
9.2. Les sollicitations.....	12
10. Conclusion.....	13

Chapitre II :

1. Introduction.....	14
2. Pré dimensionnement du plancher.....	14
2.1. Plancher à corps creux	14
2.2. Plancher à dalle pleine.....	17
3. Pré dimensionnement des poutres.....	19
3.1. Les poutres principales.....	19
3.2. Les poutres secondaires.....	19
4. Pré dimensionnement des voiles.....	20
5. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	20
6. Pré dimensionnement des escaliers.....	21
7. Evaluation des charges et surcharges des éléments secondaires.....	24
8. Pré dimensionnement des poteaux.....	28
8.1. Décentes des charges.....	28
8.2. Vérification à la compression simple.....	39
8.3. Vérification du critère de stabilité de forme.....	40
9. Conclusion.....	42

Chapitre III :

1. Introduction.....	43
2. Etudes des planchers	43
2.1. Plancher à corps creux	43
2.1.1. Calcul des poutrelles.....	43
2.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	47
2.1.3. Ferrailage des poutrelles.....	50
2.2. Calcul des dalles pleines.....	63
3. Etude de l'ascenseur.....	74
3.1. Etude de l'ascenseur sous charge uniformément réparties.....	75
3.2. Etude de l'ascenseur sous charge concentrée.....	78
4. Calcul des escaliers.....	82
5. Calcul de la poutre brisée.....	90
6. Calcul de l'acrotère.....	96
7. Conclusion.....	101

Chapitre IV :

1. Introduction.....	102
2. Méthodes de calcul utilisées	102
3. Résultats de l'analyse dynamique.....	107
3.1. Disposition des voiles.....	107
3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses.....	108
3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques.....	110
3.4. Vérification de l'effort normal réduit.....	112
3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	112
3.6. Vérification vis-à-vis des déformations.....	113
3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	114
4. Conclusion.....	116

Chapitre V :

1. Introduction.....	117
2. Etude des poutres.....	117
3. Etude des poteaux.....	125
4. Etude des voiles.....	140
5. Conclusion.....	152

Chapitre VI :

1. Introduction.....	153
2. Choix du type de fondation.....	153
3. Combinaisons d'actions à considérer.....	153
4. Choix du type de fondation.....	153
5. Etude du mur de soutènement	167
6. Conclusion.....	171

Liste des figures :

Chapitre I

Figure I.1. Plan de masse.....	1
Figure I.2. Plan rez-de-chaussée.....	2
Figure I.3. Plan étages 01-02-03-04-05-06-07 et 08.....	2
Figure I.4. Plan étage 9.....	3
Figure I.5. Plan étage 10.....	3
Figure I.6 Diagramme contraintes déformations de l'acier.....	6
Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation du béton.....	6
Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.....	7
Figure I.9. Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.....	8
Figure I.10. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj}	9

Chapitre II

Figure II.1. Détail d'un plancher à corps creux.....	14
Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles du RDC.....	15
Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles des étages 1 à 8.....	15
Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage 9.....	16
Figure II.5. Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage 10.....	16
Figure II.6. Schéma d'une poutrelle.....	17
Figure II.7. Coupe de voile en élévation.....	20
Figure II.8. Schéma de l'acrotère (type I).....	20
Figure II.9. Schéma de l'acrotère (type II).....	21
Figure II.10. Vue en plan de l'escalier.....	22
Figure II.11. Identification des poteaux les plus sollicités.....	29

Chapitre III

Figure III.1. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à 2 travées.....	43
Figure III.2. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées.....	44
Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.....	44
Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.....	44
Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle (Type1).....	47
Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle (Type5).....	49
Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	62
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D5.....	65

Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D3.....	68
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D1.....	70
Figure III.11. Coupe transversale de l'ascenseur.....	74
Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.....	77
Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact.....	78
Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.....	82
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la volée I et III.....	90
Figure III.16. Schéma de ferrailage de la volée II.....	90
Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée.....	92
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.....	96
Figure III.19. Modèle de calcul de l'acrotère.....	96
Figure III.20. Section de l'acrotère à ferrailer.....	99
Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	101

Chapitre IV

Figure IV.1. Spectre de réponse.....	106
Figure IV.2. disposition des voiles.....	107
Figure IV.3. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000.....	108
Figure IV.4. Modes de vibration.....	109

Chapitre V

Figure V.1. Représentation de la zone nodale.....	126
Figure V.2. Section d'un poteau.....	134
Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales.....	138
Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile (V_{y1}).....	152

Chapitre VI

Figure VI.1. Schémas de rupture de la dalle de radier.....	158
Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier.....	161
Figure VI.3. Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens x-x.....	162
Figure VI.4. Schéma statique des nervures transversales dans le sens y-y.....	162
Figure VI.5. Schéma des nervures.....	164
Figure VI.6. Distribution des contraintes dans le mur de soutènement.....	168
Figure VI.7. Schéma de ferrailage du mur de soutènement.....	170

Liste des tableaux

Chapitre 2

Tableau II.1. Dimensionnement de la volée II.....	23
Tableau II.2. Dimensionnement de la volée III.....	23
Tableau II.3. Évaluation des Charges et surcharges revenant au palier en dalle pleine.....	24
Tableau II.4. Évaluation Charges et surcharges revenant aux volées en dalle pleine.....	24
Tableau II.5. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher courant à corps creux	25
Tableau II.6. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher courant en dalle pleine.....	25
Tableau II.7. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher terrasse inaccessible en corps creux.....	26
Tableau II.8. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine.....	26
Tableau II.9. Évaluation des charges des murs extérieurs.....	27
Tableau II.10. Évaluation des charges revenant au Balcon en dalle pleine.....	27
Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.....	28
Tableau II.12. Evaluation des charges et surcharges pour les étage courant de 1 à10 (P1).....	30
Tableau II.13. Evaluation des charges et surcharges pour RDC	31
Tableau II.14. Résultats de la descente de charge du poteau (P1).....	32
Tableau II.15. Evaluation des charges et surcharges pour local machine (P2).....	34
Tableau II.16. Evaluation des charges et surcharges pour terrasse inaccessible.....	35
Tableau II.17. Evaluation des charges et surcharges pour étage courant de 1 à10 (P2).....	35
Tableau II.18. Résultats de la descente de charge du poteau (P2).....	36
Tableau II.19. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	40
Tableau II.20. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.....	41
Tableau II.21. Dimensions des poteaux.....	42

Chapitre 3

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.....	46
Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	46
Tableau III.3. Charges revenant sur le plancher et sur les poutrelles.....	47
Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants.....	50
Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.....	50
Tableau III.6. Calcul du ferrailage à l'ELU des différentes poutrelles pour les étages courants.....	52
Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différentes poutrelles pour la terrasse inaccessible..	53
Tableau III.8. Vérification nécessaires à l'ELU pour les différents types de poutrelles.....	55
Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS des différents types de poutrelles pour étages courant.....	57

Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS des différents types de poutrelles pour terrasse inaccessible.....	58
Tableau III.11. Vérification de la flèche à l'ELS pour la poutrelle T5.....	61
Tableau III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles.....	62
Tableau III.13. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (D5).....	63
Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D5.....	64
Tableau III.15. Vérification de la flèche pour la dalle D5.....	65
Tableau III.16. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D3).....	66
Tableau III.17. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D3.....	66
Tableau III.18. Section d'armature recalculée pour la dalle D3.....	67
Tableau III.19. Vérification de la flèche pour la dalle D3.....	67
Tableau III.20. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis D1.....	69
Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D1.....	69
Tableau III.22. Les sollicitations dans les différentes dalles pleines.....	71
Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.....	71
Tableau III.24. Calcul du ferrailage à l'ELU dans les différentes dalles pleines.....	72
Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS dans les différentes dalles pleines.....	72
Tableau III.26. Section d'armature recalculée pour la dalle D5' et D7.....	73
Tableau III.27. Vérification de la flèche dans les différentes dalles pleines.....	74
Tableau III.28. Ferrailage de l'ascenseur sous charge uniformément répartie.....	76
Tableau III.29. Vérification des contraintes sous a l'ELS sous charge uniformément répartie.....	77
Tableau III.30. Ferrailage de l'ascenseur sous charge concentrée.....	80
Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS sous charge concentrée.....	81
Tableau III.32. calcul du ferrailage à l'ELU pour le panneau de dalle de l'escalier.....	83
Tableau III.33. vérification des contraintes à l'ELS pour le panneau de dalle de l'escalier.....	83
Tableau III.34. Charges reprises par le palier et la volée.....	84
Tableau III.35. Calcul du ferrailage à l'ELU de la volée I.....	85
Tableau III.36. Vérification des contraintes à l'ELS pour la volée I.....	86
Tableau III.37. Vérification de la flèche pour la volée I.....	87
Tableau III.38. Calcul des sollicitations sur la volée II.....	88
Tableau III.39. Calcul du ferrailage à l'ELU de la volée II.....	88
Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS pour la volée II.....	89
Tableau III.41. Vérification de la flèche pour la volée II.....	89
Tableau III.42. Calcul du ferrailage à l'ELU de la poutre brisée en flexion simple.....	93
Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS pour la poutre brisée.....	95
Tableau III.44. Charges et centres de gravité des 2 acrotères.....	97
Tableau III.45. Les sollicitations sur les acrotères.....	97
Tableau III.46. Les sollicitations de combinaison des 2 acrotères.....	98

Chapitre 4

Tableau IV.1. Valeurs du facteur de qualité.....	104
Tableau IV.2. Longueur des voiles utilisés.....	108
Tableau IV.3. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.....	109
Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.....	110
Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.....	111
Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.....	112
Tableau IV.7. Vérification de la résultante sismique.....	112
Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs sens x-x.....	113
Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs sens y-y.....	114
Tableau IV.10. Vérification des effets P- Δ sens x-x.....	115
Tableau IV.11. Vérification des effets P- Δ sens y-y.....	116
Tableau IV.12. Dimensions des poteaux après modélisation.....	116

Chapitre 5

Tableau V.1. Sollicitations maximales dans les poutres.....	119
Tableau V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires.....	120
Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.....	121
Tableau V.4. Calcul des espacements des barres dans les poutres.....	122
Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres.....	123
Tableau V.6. Vérification de la flèche pour les poutres.....	123
Tableau V.7. Schémas de ferrailage des différentes poutres.....	124
Tableau V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	127
Tableau V.9. Sollicitations dans les poteaux.....	128
Tableau V.10. Ferrailage des poteaux.....	131
Tableau V.11. Armatures transversales dans les poteaux.....	132
Tableau V.12. Armatures transversales dans les poteaux après réduction des espacements.....	132
Tableau V.13. Vérification au flambement.....	134
Tableau V.14. Vérification des contraintes dans les poteaux.....	135
Tableau V.15. Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.....	136
Tableau V.16. Schéma de ferrailage des différents poteaux.....	136
Tableau V.17. Moments résistants dans les poteaux.....	139
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.....	139
Tableau V.19. Vérification de la zone nodale.....	140
Tableau V.20. Sollicitations dans les voiles V_{y1}	142
Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	145
Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.....	146

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.....	147
Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux.....	148
Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}; V_{x2}; V_{x4}$ dans tous les niveaux.....	149
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.....	150
Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} dans tous les niveaux.....	151

Chapitre 6

Tableau VI.1. Calcul du ferrailage du radier.....	160
Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier.....	160
Tableau VI.3. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens.....	163
Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.....	164
Tableau VI.5. Ferrailage des nervures.....	165
Tableau VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.....	165
Tableau VI.7. Schémas de ferrailage des nervures.....	166
Tableau VI.8. Calcul du ferrailage du mur.....	168
Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le mur.....	170

Introduction générale :

Les ouvrages de génie civil souvent désignés sous le nom de « travaux publics » sont partout présents autour de nous. Ce sont les grands ouvrages mais aussi de très nombreuses constructions moins spectaculaires.

La construction des bâtiments a connu un développement rapide, surtout après la seconde guerre mondiale. L'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction, pour améliorer le comportement des structures.

Pour les ingénieurs, l'analyse des structures est une branche d'importance primordiale, intervenant tant dans la perception du fonctionnement des constructions que dans leur conception harmonieuse.

Toute étude d'un bâtiment notamment des structures en béton armé a pour but d'assurer un maximum de sécurité autrement dit assurer la stabilité de l'ouvrage, une mise en place planifiée des diminutions des coûts de projet et l'esthétique de ce dernier.

Le développement économique et les importantes demandes en logements ont privilégié la construction verticale dans un souci d'économie d'espace. Cependant cette solution n'est pas sans difficultés parce qu'en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables aux sollicitations sismiques et aux effets du vent.

Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on va suivre des règlements et des méthodes connues qui se basent sur la connaissance des matériaux, le dimensionnement et ferraillement des éléments résistants de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant :

- Le premier chapitre : Généralités.
- Le deuxième chapitre : Pré dimensionnement des éléments.
- Le troisième chapitre : Etudes des éléments secondaire.
- Le quatrième chapitre : Etude dynamique.
- Le cinquième chapitre : Etude des Eléments Structuraux.
- Le dernier chapitre : Etude des Fondations.

CHAPITRE I

Présentation du projet

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+10) à usage d'habitation, Il est classé d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 » dans le groupe d'usage 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur les hauteurs de la région de Smina, sur un terrain accidenté, wilaya de Bejaia qui d'après RPA 2003 est classée en **zone IIa** de sismicité moyenne.

Le bâtiment étudié est le Bloc E tel que représenté sur la Figure I.1, il est délimité par :

- Au nord : un bloc G en R+7 en duplex avec 02 entre sols.
- Au sud : un bloc C en R+6 en duplex avec 03 entre sols.
- A l'est : une cour.
- A l'ouest : une cour.

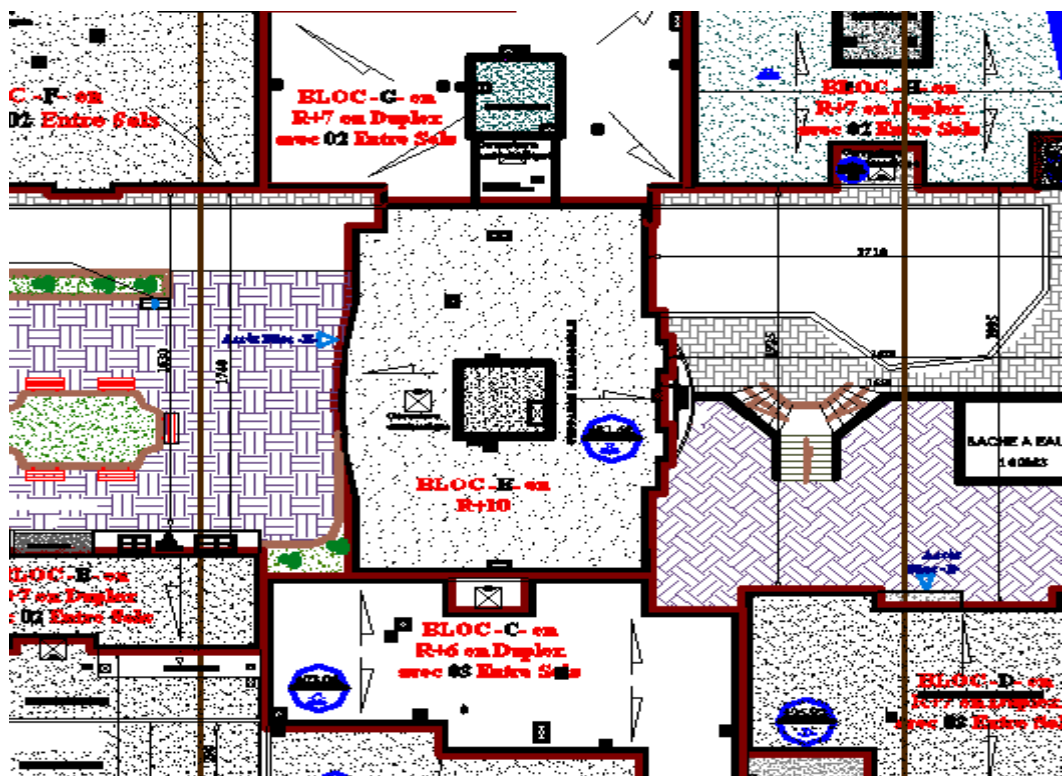


Figure I.1. Plan de masse.

1. Caractéristiques géométriques :

- Longueur du RDC = 16.50m.
- Largeur du RDC = 11.78 m côté gauche et 12.65 m côté droit.

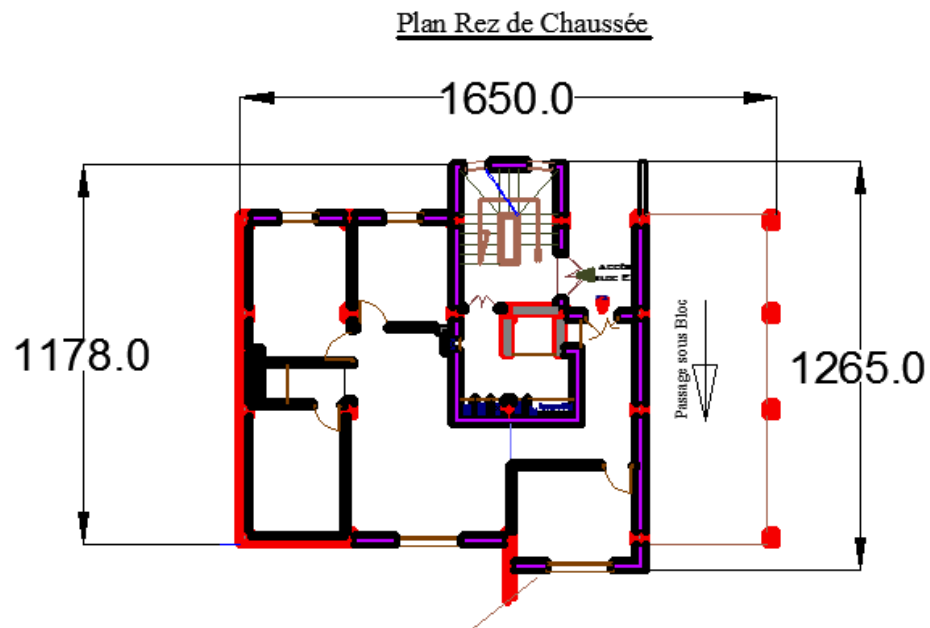


Figure I.2. Plan rez-de-chaussée.

- Longueur des étages de 1 à 8 = 16.50m.
- Largeur des étages de 1 à 8 = 11.31m.

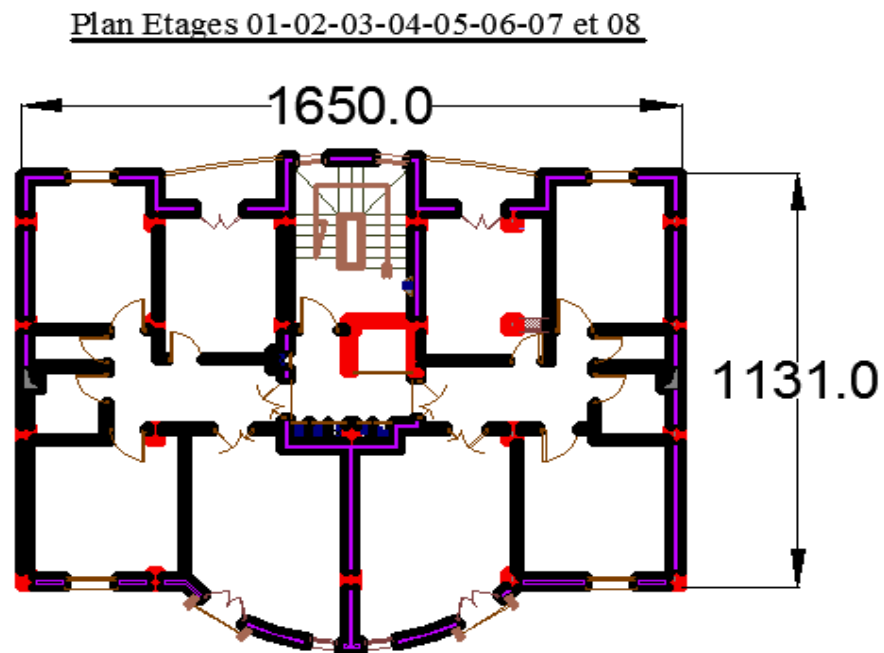


Figure I.3. Plan étages 01-02-03-04-05-06-07 et 08.

- Longueur de l'étage 9 = 17.70m.
- Largeur de l'étages 9 = 11.31m.

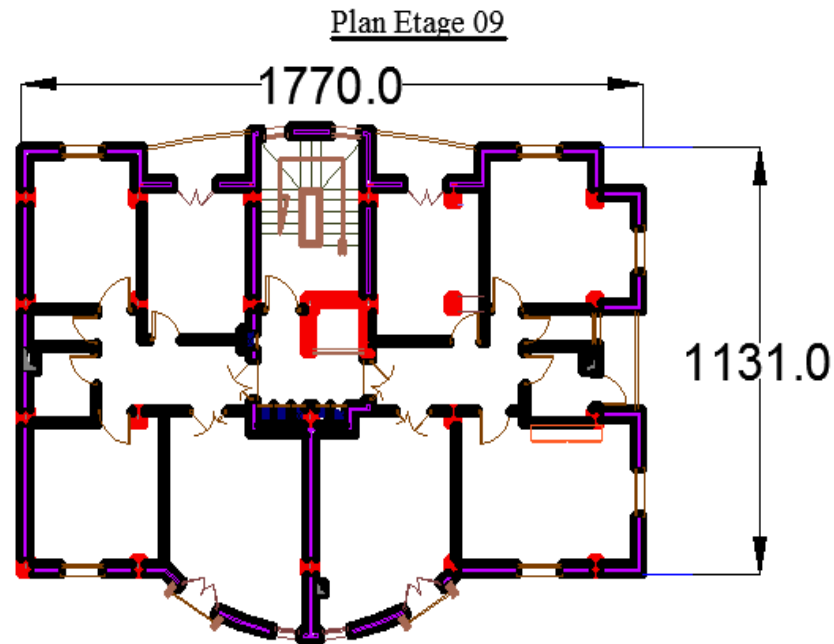


Figure I.4. Plan étage 9

- Longueur de l'étage 10 = 17.70m.
- Largeur de l'étages 10= 11.31m.

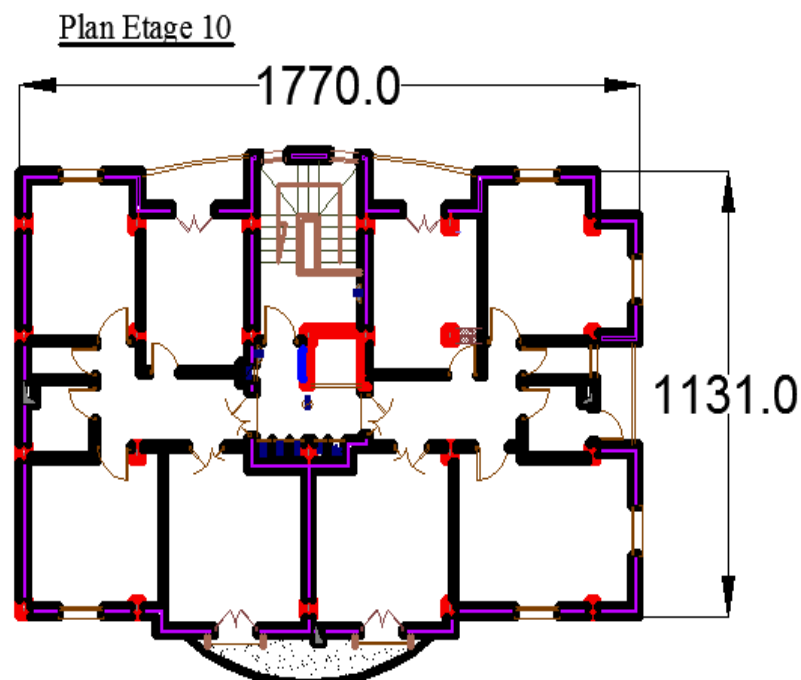


Figure I.5. Plan étage 10.

- Hauteur totale du bâtiment = 34.56m.
- Hauteur du RDC = 2.88m.
- Hauteur des étages courants = 2.88m.

2. Données de site :

- Le sol de notre site est constitué essentiellement par des argiles marneuses en surface qui reposent sur des marnes schisteuses moyennement consolidées en profondeur.
- Les essais de pénétration dynamique ont révélé que l'hétérogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance est bonne dès les premiers mètres.
- L'analyse granulométrique a révélé un sol fin.
- La teneur en eau, densité sèche et degrés de saturation ont révélé que le sol en place est humide à saturé dans l'ensemble.
- L'essai des limites d'Atterberg a révélé un sol peu plastique.
- Les essais chimiques ont révélés que le sol présente une agressivité nulle.
- La contrainte admissible du sol $\sigma_{adm} = 1,80 \text{ bars}$. **Annexe(1)**
- L'ancrage minimal des fondations : $D=2.5 \text{ m}$.
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2 en vertu du RPA99 version 2003.
- Le site est considéré comme ferme (S3).

3. Description structurale :

- **Le Plancher** : c'est une voie généralement plane qui limite les niveaux, dont les fonctions sont la transmission des charges, la résistance, l'isolation phonique et thermique. Il existe plusieurs types de planchers en béton armé en corps creux et en dalle pleine.

Dans notre projet on trouve :

- Plancher à corps creux.
- Plancher à dalles pleine pour les balcons.
- **L'acrotère**: c'est un élément en béton armé, situé au-dessus de la toiture ou de la terrasse à la périphérie du bâtiment.
- **Les escaliers** : ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Dans notre projet on a des escaliers à trois volées.
- **Les balcons** : ce sont des éléments architecturaux consistant en une plateforme se dégageant du mur du bâtiment. Ils sont réalisés en dalle pleine.
- **Les maçonneries** :
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 25 cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- **La terrasse** : notre projet comporte une terrasse inaccessible.
- **L'infrastructure** : Elle assure :
 - la transmission des charges et surcharges de la structure au sol.
 - limitation des tassements différentiels.
 - L'encastrement de la structure dans le sol.

4. système de contreventement :

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort Horizontal, le RPA99 version 2003 exige l'introduction des voiles pour toute structure dépassant une hauteur de 14 m en zone IIa. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles).

5. Règlements et normes utilisés :

Les règlements et normes utilisés sont :

- RPA99 /version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA93 (Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- DTR B.C.2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- BAEL91/version 99 (Béton armé aux états limites).

6. Etats limites de calculs :

La méthode de calcul « aux états limites » se fonde sur une approche semi-probabiliste de la sécurité. Ce type de calcul permet de dimensionner une structure de manière à offrir une probabilité acceptable (ne pas atteindre un état limite), ce qui la rendrait impropre à sa destination. Un ouvrage doit présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un de ces éléments.
- d'un comportement en service pouvant affecter sa durabilité, son aspect ou le confort des usagers.

La vérification des structures se fait par le calcul aux états limites. On distingue deux états limites :

- ELU : Etats Limites Ultimes.
- ELS : Etats Limites de service.

6.1. Etats limites ultimes :

Ils concernent la sécurité des personnes, la sécurité de la structure et des biens. Son dépassement conduit à la ruine de la structure, au-delà de cet état la résistance des matériaux béton et acier est atteinte. Il existe trois états limites ultimes :

- Etat limite ultime de l'équilibre statique.
- Etat limite ultime de résistance.
- Etat limite ultime de stabilité de forme.

6.2. Etats limites de services :

Correspondent à des états de la structure lui causant des dommages limités, ou des conditions au-delà desquelles les exigences d'aptitudes au service spécifiées pour la structure ou un élément de la structure ne sont plus satisfaites. Ils sont relatifs aux critères d'utilisation courants : déformation, vibration, durabilité. Leur dépassement peut entraîner des dommages à la structure mais pas sa ruine. Il existe trois états limites de services :

- Etat limite d'ouverture des fissures.

- Etat limite de déformation : flèche maximale.
- Etat limite de compression du béton.

7. Hypothèses fondamentales de calcul aux états limites :

7.1. à l'ELU :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELU sont les suivantes :

- les sections planes restent planes après déformation.
- pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- le béton tendu est négligé dans le calcul.
- l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- l'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- le comportement de l'acier est défini par le diagramme contrainte-déformation de calcul (Figure I.6).

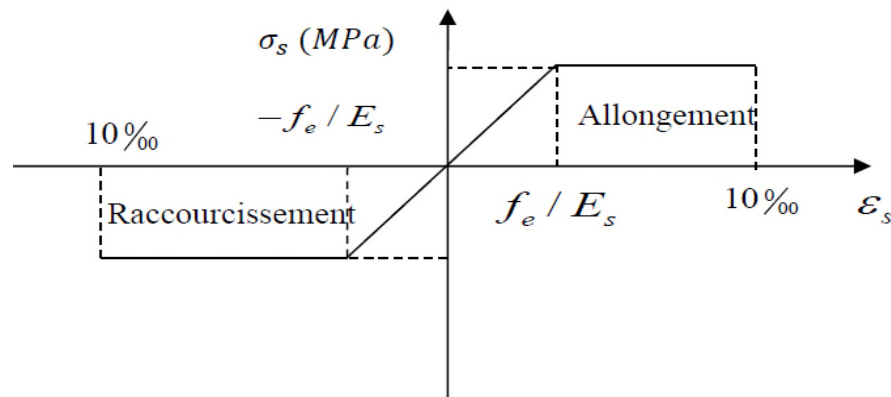


Figure I.6 Diagramme contraintes déformations de l'acier.

- pour le comportement du béton, on adoptera le diagramme rectangulaire simplifié (Figure I.7) (car la section n'est que partiellement comprimée).

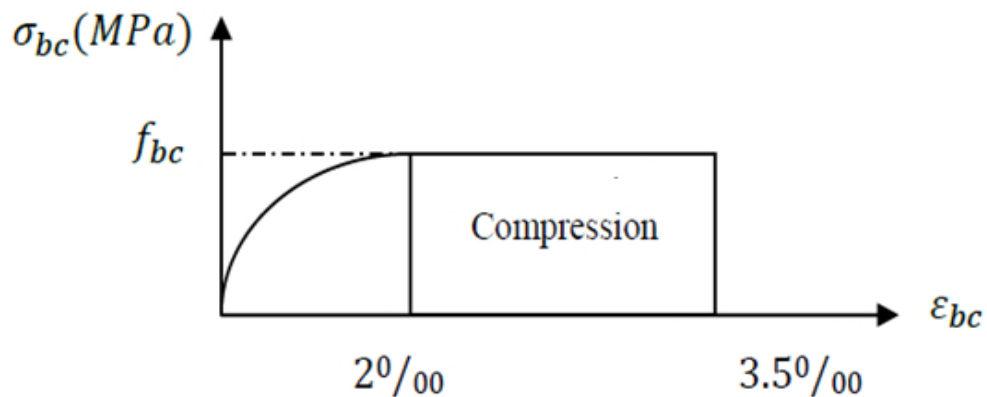


Figure I.7. Diagramme contrainte-déformation du béton

- Les diagrammes des déformations passent par l'un des 3 points A, B, C c'est « la règle des 3 pivots » (Figure. I.8).

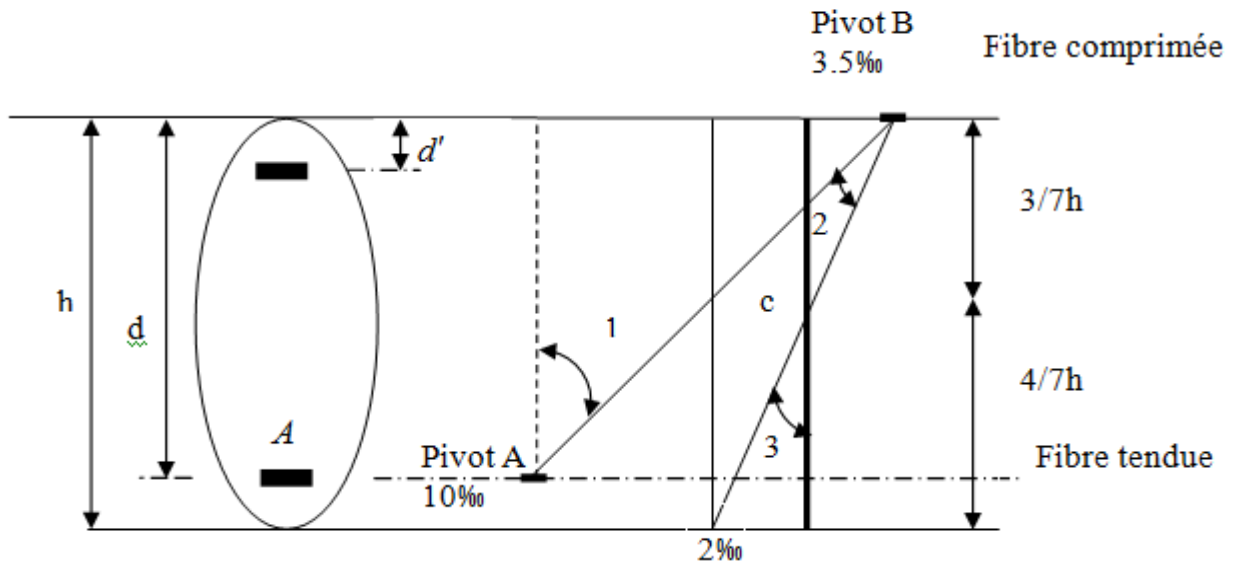


Figure I.8. Diagramme des déformations limites de la section règle des trois pivots.

- Pivot A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.
 - Pivot B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.
 - Pivot C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à $3/7h$ de la fibre la plus comprimée.
- l'allongement maximal des aciers est conventionnellement limité à 10‰.
 - les déformations des sections sont limitées à 3.5‰ en flexion simple et 2‰ en compression simple.

7.2. à l'ELS :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA aux ELS sont les suivantes :

- les sections planes restent planes après déformation.
- pas de glissement à l'interface béton-armatures.
- le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques.
- le retrait et le fluage du béton ne sont pas pris en compte.
- le béton tendu est négligé.
- l'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton.
- l'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité.
- le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est égal à 15.

8. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

8.1. Le béton :

C'est un matériau hétérogène constitué d'un mélange de liant hydraulique (ciment), des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier...etc.), de l'eau et d'adjuvants si nécessaire. Le béton utilisé dans la construction de l'ouvrage doit être conforme aux règles techniques d'étude et de conception des ouvrages en béton armé (BAEL).

Le béton choisi est de classe C25, il doit présenter les avantages suivants :

- Une bonne résistance à la compression.
- Une bonne résistance au feu.
- Une possibilité d'obtenir des éléments préfabriqués de différentes formes.

❖ Résistances du béton :

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

Dans les constructions courantes, le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance mécanique à la compression (à 28 jours d'âge noté « f_{c28} »). Cette résistance (f_{cj} en MPa) est obtenue par un grand nombre d'essais de compression à partir d'essais sur des éprouvettes (16 × 32) cm², jusqu'à rupture.

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} & \text{si } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{si } j > 60 \text{ jours} \end{cases}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40$ MPa :

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} & \text{si } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jours} \end{cases}$$

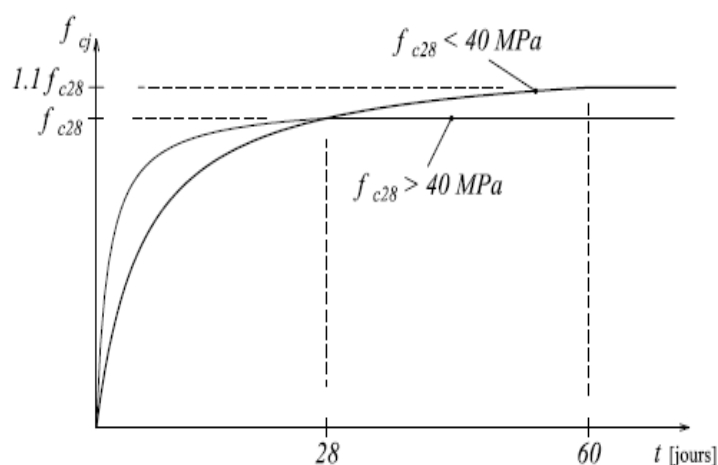


Figure I.9. Evaluation de la résistance en fonction de l'âge du béton.

La résistance caractéristique f_{c28} à 28 jours sera prise à 25 MPa.

➤ **Résistance mécanique à la traction :**

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

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} & (\text{A.2.1,12 BAEL91}) \\ f_{tj} = 0.275f_{cj}^{2/3} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} & (\text{Annexe F BAEL91}) \end{cases}$$

Pour $j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

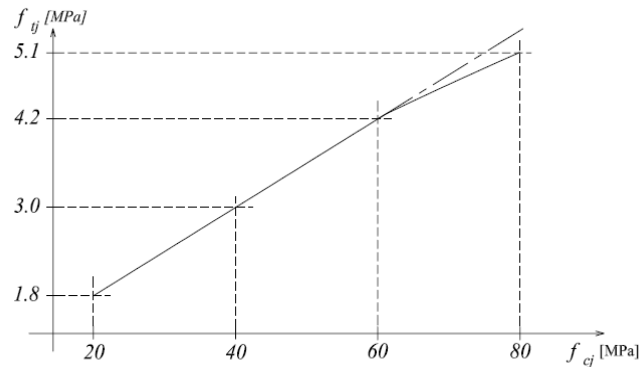


Figure I.10. Evolution de la résistance à la traction f_{tj} en fonction de celle à la compression f_{cj} .

➤ **Modules de déformation longitudinale :** Ils existent deux modules de déformation:

- **Le module de déformation instantanée :** Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures. Le module instantané est pris égal à trois fois le module différé

$$E_{ij} = 3E_{vj}$$

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

- **Le module de déformation différée :** Pour des charges de longue durée d'application (cas courant). Il prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton.

$$E_{vj} = 3700f_{cj}^{1/3} \quad (\text{Art A.2.1.2.1 CBA93})$$

➤ **Module de déformation transversal (coefficient de poisson):** C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale. (Art A.2.1, 3 BAEL91).

$$\nu = \frac{\text{Déformation latérale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

- $\nu = 0$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU.
- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- **modèle de calcul à l'ELU** : Pour les calculs à l'ELU, le comportement réel du béton est modélisé par la loi parabole-rectangle sur un diagramme contraintes-déformations donné sur la (Figure I.7.) La valeur de calcul de la résistance en compression du béton f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \gamma_b} f_{cj} \quad (\text{Art A.4.3.4.1 CBA93})$$

- γ_b : est un coefficient de sécurité qui tient compte d'éventuels défauts localisés ainsi que de la réduction possible de la résistance du béton par rapport à la résistance fixée a priori.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.5 & \text{pour les situations courantes ou transitoires.} \\ \gamma_b = 1.15 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

- θ : tient compte de l'influence négative de l'application de la charge.

$$\begin{cases} \theta = 1 & \text{si la durée est supérieure à 24h.} \\ \theta = 0.9 & \text{si la durée est comprise entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0.8 & \text{si la durée est inférieure ou égale à 1h.} \end{cases}$$

- Le coefficient réducteur 0.85 tient compte de la durée d'application de la charge, des conditions d'hygrométrie, de bétonnage et du phénomène de dessiccation rapide en surface supérieure du béton.

- **modèle de calcul à l'ELS** : Pour les calculs à l'ELS, les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte alors la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec, pour des charges de longue durée $E_b = E_v$ et $n = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (Art A.4.5, 1 BAEL91). De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier ($E_b \approx 13333 \text{ MPa}$).

8.2. L'acier :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue :

- **Les treillis soudés** : Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement ; ils sont utilisés pour ferrailler rapidement des éléments plans, tels que les voiles, dalles et dallages.
- **Les ronds lisses** : Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence** : Ce sont des barres de section circulaire ayant subi un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

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

❖ Résistance caractéristique de l'acier :

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité « f_e ».

- **Etat limite ultime (ELU) :** Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte- déformation :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tel que : γ_s (coefficient de sécurité) $\begin{cases} 1.15 \text{ pour les situations courantes ou transitoires.} \\ 1 \text{ pour les situations accidentelle.} \end{cases}$

$$\varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s} E_s$$

Tel que : E_s (allongement relatif) égal à 2.10^5 MPa.

- **Etat limite de service (ELS) :** La contrainte dépend du danger présenté par la fissuration.

- **Cas ou la fissuration est peu nuisible :** aucune vérification à faire en dehors de celles de l'ELU.
- **Cas ou la fissuration est nuisible :** la fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement noyés et émergés en eau douce.

$$\sigma_s = \min\left[\frac{2}{3}f_e, 110 \times (\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}\right] \quad (\text{Art A.4.5.3.3 CBA93})$$

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton.

f_e : La limite élastique des aciers utilisés.

$$\eta : \text{coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \text{ pour les aciers ronds lisses.} \\ 1.6 \text{ pour les aciers de hautes adhérences.} \end{cases}$$

- **Cas ou la fissuration est très nuisible :** la fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou bien doivent assurer une étanchéité.

$$\sigma_s = \min[0.5f_e, 90 \times (\eta \times f_{tj})^{\frac{1}{2}}] \quad (\text{Art A.4.5.3.4 CBA93})$$

9. Actions et sollicitations:

9.1. Actions:

Les actions sont des forces et des couples de forces dus aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc.) et aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc.....). On distingue trois types d'actions :

- ❖ **Actions permanentes « G » :** Actions dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers la limite, tel que :
 - Le poids propre de la structure.
 - Le poids des murs, cloisons, revêtement...etc.
 - Poussée des terres.
 - Poussée des liquides.

- ❖ **Actions variables « Q »** : Actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, on distingue notamment :
 - Charges d'exploitations des bâtiments.
 - Charges climatiques (vent, neige).
 - Charges appliquées en cours d'exécution.
 - L'effet de la température.
- ❖ **Actions accidentelles « F_A »** : Actions dues à des phénomènes se produisant rarement, avec une faible durée d'application, tel que :
 - Séismes.
 - Explosion.
 - Chocs de véhicules ou de bateaux.

9.2. Les sollicitations :

Les sollicitations sont des moments de flexion ou de torsion, les efforts normaux ou tranchants calculés avec les combinaisons d'actions suivantes :

❖ Sollicitation vis-à-vis de l'ELU :

Soit les notations suivantes :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Action variable dite d'accompagnement.

➤ Situation durables ou transitoires:

La combinaison de base est :

$$1.35G_{max} + G_{min} + \gamma_{Q1}Q_1 + \sum 1.3 \Psi_{0i} Q_i \quad (\text{Art A.3.3, 21 BAEL99})$$

Tel que :

$$\gamma_{Q1} = \begin{cases} 1.5 & \text{en general} \\ 1.35 & \text{pour l'effet de la temperature, les batiments agricoles à faible occupation humaine} \end{cases}$$

$\Psi_{0i} \leq 1$, en général $\Psi_{0i} = 0.77$ sauf pour les salles d'archives et les parcs de stationnement ou $\Psi_{0i} = 0.9$.

➤ Situations accidentelles :

La combinaison de base est :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i}Q_i \quad (\text{Art A.3.3.22 BAEL99})$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\Psi_{11}Q_1$: La valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2i}Q_i$: La valeur quasi permanente d'une autre action variable.

❖ Sollicitations vis-à-vis de l'ELS : La combinaison de base est :

$$G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i}Q_i \quad (\text{Art A.3.3, 3 BAEL99})$$

❖ **Combinaisons de calcul** : Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations sont :

➤ **Situation durable :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

➤ **Situation accidentelle :**

$$G + Q \pm E_x$$

$$G + Q \pm E_y$$

$$0.8G \pm E_x$$

$$0.8G \pm E_y$$

10. Conclusion :

Ce chapitre, donne la définition des caractéristiques géométriques et géotechniques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

CHAPITRE II

Pré dimensionnement Des éléments

1. Introduction :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs d'une structure est une étape essentielle dans un projet de Génie civil, il est basé sur le principe de la décente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge.

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, pour se faire nous commencerons le pré dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planchers.
- Les poutres.
- Les poteaux.
- Les voiles.

Nos calculs seront basés sur les règles de pré dimensionnement RPA 99 version 2003 et BAEL91 version 99.

2. Pré dimensionnement du plancher :

2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est couramment utilisé dans les bâtiments courants dont la charge d'exploitation est modérée (habitation, administrative...). C'est un plancher très économique, il est réalisé en corps creux avec une dalle de compression, treillis soudé et des poutrelles. Son pré dimensionnement est régi par la loi suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{Art B.6.8.4.2.4 CBA 93})$$

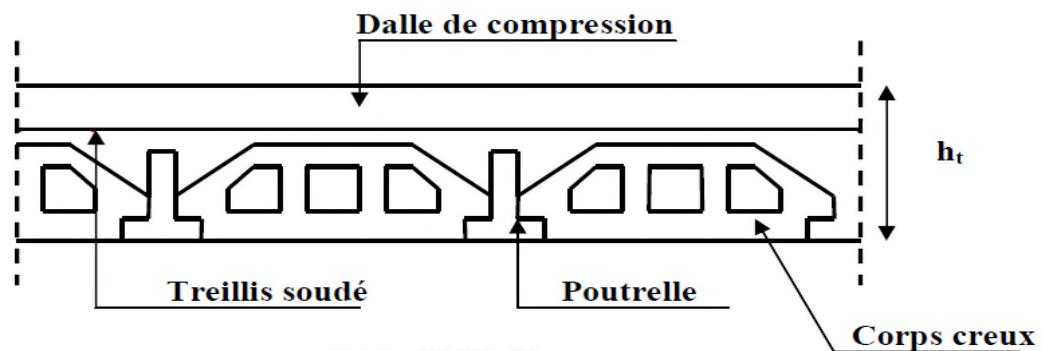


Figure II.1. Détail d'un plancher à corps creux

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : Longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée en respectant les deux critères suivants comme montré sur la Figure II.2:

- ✓ Le critère de la petite portée.
- ✓ Le critère de continuité.

Les poutrelles sont disposées parallèlement à la petite portée comme montré sur la Figure II.2.

Dans ce cas-là nous obtenons :

$$L_{max} = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

On a: $h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$ (Art B.6.8.4.2.4 CBA 93)

$$h_t \geq \frac{365}{22.5} \Rightarrow h_t > 16.22 \text{ cm}$$

Alors on opte pour un plancher de 16+4cm, avec : $\begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{épaisseur du corps creux.} \\ 4 \text{ cm} : \text{épaisseur de la dalle de compression.} \end{cases}$

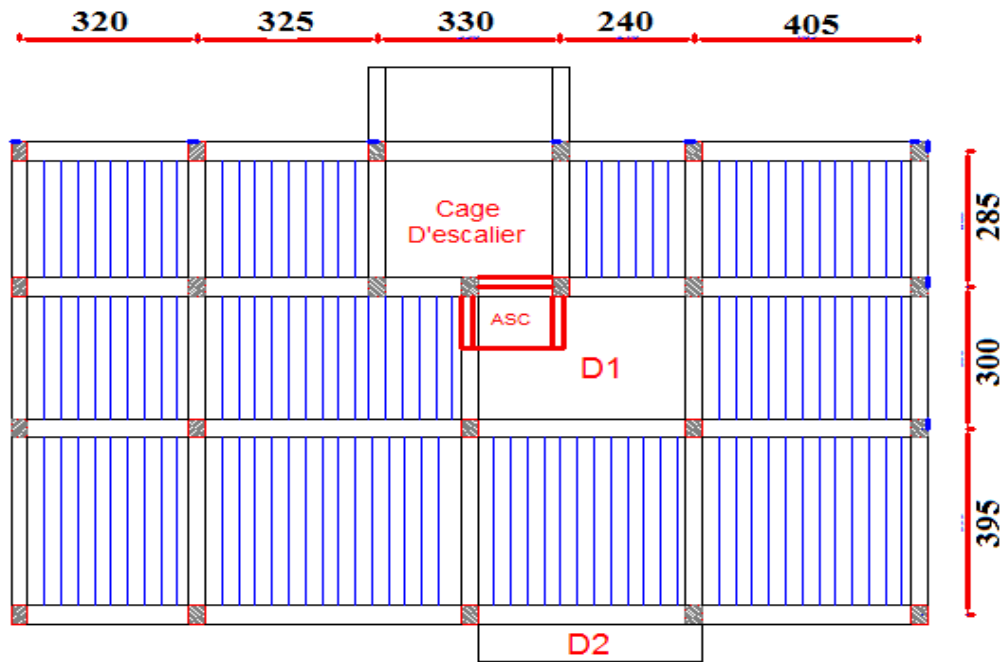


Figure II.2. Schéma de la disposition des poutrelles du RDC.

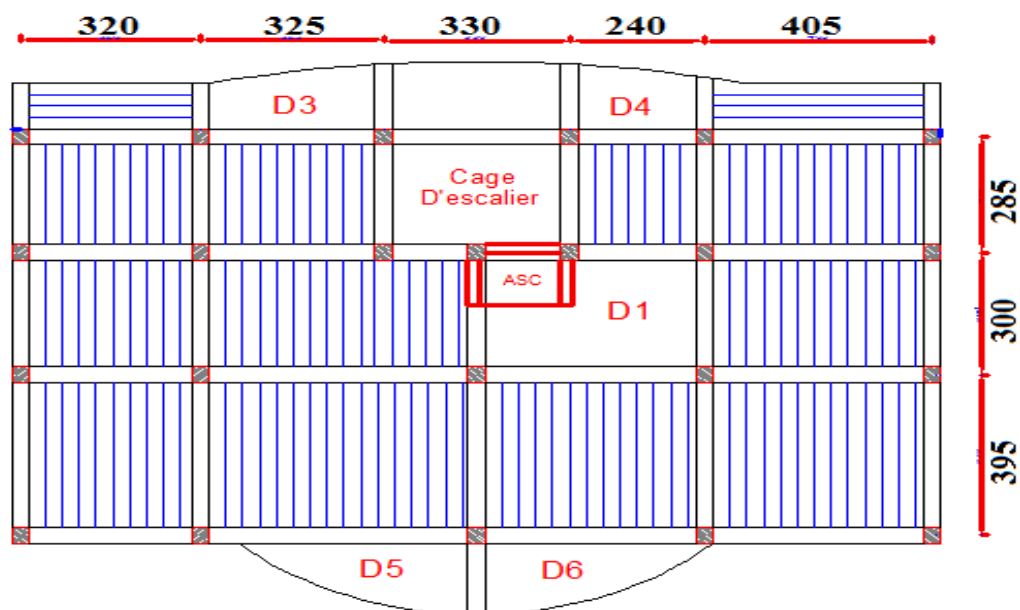


Figure II.3. Schéma de la disposition des poutrelles des étages 1 à 8.

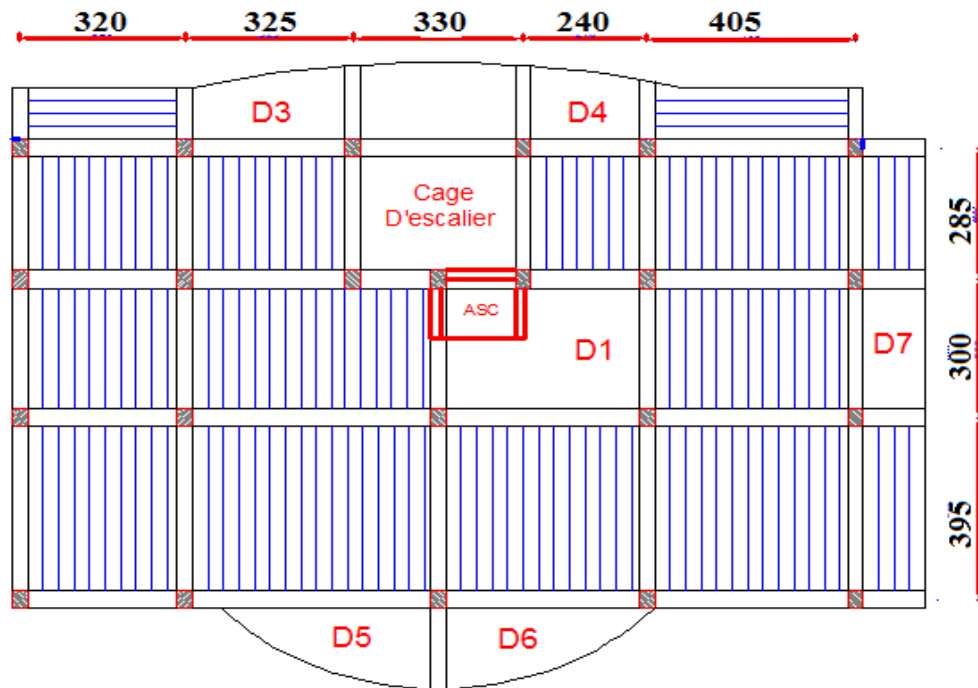


Figure II.4. Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage 9.

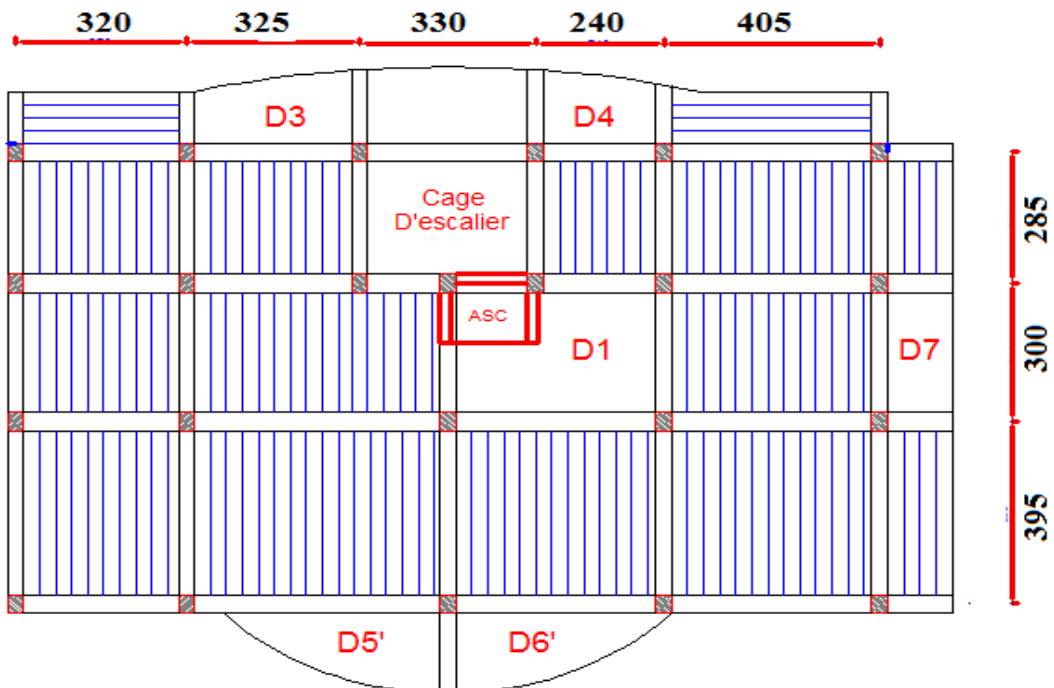


Figure II.5. Schéma de la disposition des poutrelles de l'étage 10.

- **Pré dimensionnement des poutrelles :**

Ce sont des petites poutres préfabriquées en béton armé ou coulées sur place formant l'ossature d'un plancher. Les poutrelles se calculent comme des sections en T à la flexion simple, elles sont caractérisées par les dimensions représentées sur la Figure II.6 :

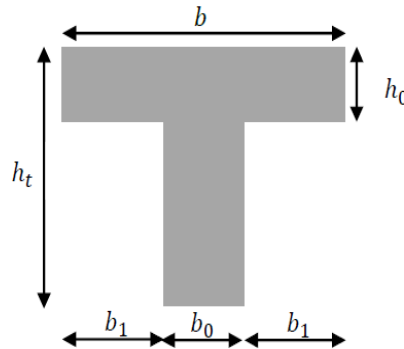


Figure II.6. Schéma d'une poutrelle.

Avec :

$h_0 = 4$ cm hauteur de la dalle de compression.

$b_0 = 12$ cm largeur de la nervure.

La largeur efficace de la dalle de compression est évaluée à partir de l'expression suivante :

$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10}\right)$$

l_x : C'est la distance entre nus qui sépare deux nervures.

$$l_x = l_0 - b_0 \Rightarrow l_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

l_y : C'est la longueur de la travée minimale des différentes poutrelles.

$$l_y = 285 - 30 \Rightarrow l_y = 255 \text{ cm}$$

$$\frac{b-12}{2} \leq \min\left(\frac{53}{2}; \frac{255}{10}\right) \Rightarrow \frac{b-12}{2} \leq 25.5$$

$$b < 63 \Rightarrow \text{On opte pour } b = 60 \text{ cm}$$

2.2. Plancher à dalle pleine :

Ce type de plancher est utilisé essentiellement quand le plancher à corps creux ne peut être utilisé. Il est constitué d'une dalle pleine en béton armé qui repose sur un système de poutres dans les deux sens.

- **Calcul des dalles pleines :**

La dalle pleine se calcule par panneau de dalle. On appelle « panneau de dalle » une partie de la dalle limitée par des appuis. Chaque panneau de dalle est calculé séparément par le rapport :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} \text{si } \rho < 0.4 \text{ la dalle se comporte comme une poutre, flexion dans un seul sens } L_x. \\ \text{si } \rho \geq 0.4 \text{ la dalle travaille suivant les deux sens } "L_x" \text{ et } "L_y". \end{cases}$$

Avec :

L_x : Petite dimension du panneau entre nus.

L_y : Grande dimension du panneau entre nus.

Le pré dimensionnement de ce type de plancher se fait en se basant sur les critères suivants :

❖ **Critère de résistance :**

$e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow$ Pour une dalle sur un seul appui.

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \Rightarrow$ Pour les dalles sur 4 appui avec $\rho < 0.4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow$ Pour les dalles sur 3 appui avec $\rho \geq 0.4$

❖ **Résistance au feu :**

Selon les règles techniques « CBA93 »,

$e \geq 7 \text{ cm} \rightarrow$ Pour une heure de coupe – feu.

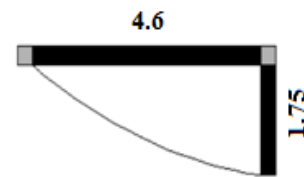
$e \geq 11 \text{ cm} \rightarrow$ Pour deux heures de coupe – feu.

Avec e : l'épaisseur de la dalle.

Dalle sur deux appuis:

$$\begin{cases} L_x = 1.75 \text{ m} \\ L_y = 4.60 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.38 < 0.4$$

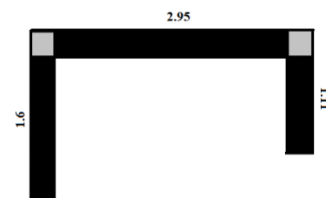
$$\frac{175}{35} \leq e \leq \frac{175}{30} \Rightarrow 5 \text{ cm} \leq e \leq 5.83 \text{ cm}$$



Dalle sur trois appuis (D2) :

$$\begin{cases} L_x = 1.6 \text{ m} \\ L_y = 2.95 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.54 > 0.4$$

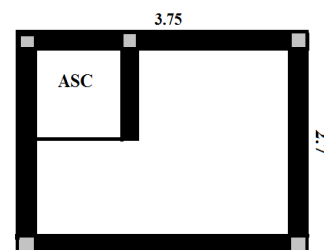
$$\frac{160}{45} \leq e \leq \frac{160}{40} \Rightarrow 3.56 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$$



Dalle sur quatre appuis (D1) :

$$\begin{cases} L_x = 2.7 \text{ m} \\ L_y = 3.75 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \rho = 0.72 > 0.4$$

$$\frac{270}{45} \leq e \leq \frac{270}{40} \Rightarrow 6 \text{ cm} \leq e \leq 6.75 \text{ cm}$$



On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour des dalles pleines d'épaisseur $e = 12 \text{ cm}$.

Par contre pour la dalle sur quatre appuis on opte pour une épaisseur de **20 cm** à cause du chargement important de l'ascenseur.

3. Pré dimensionnement des poutres :

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). On a deux types de poutres :

- Poutres principales : elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les répartissent au poteau, elles relient les poteaux et supportent la dalle.
- Poutres secondaires (chainages) : elles relient les portiques entre eux pour éviter le basculement.

3.1. Les poutres principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles. Selon le BAEL91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

L_{max} : Distance maximale entre nu d'appuis.

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

$$\frac{460}{15} \leq h \leq \frac{460}{10} \Rightarrow 30.66 \leq h \leq 46$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 40/30 = 1.33 < 4$ condition vérifiée.

Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des poutres principales de section $b \times h = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

3.2. Les poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles. Leur hauteur est donnée par :

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

$$L_{max} = 395 - 30 = 365 \text{ cm}$$

$$\frac{365}{15} \leq h \leq \frac{365}{10} \Rightarrow 24.33 \leq h \leq 36.5$$

$$\text{On prend : } \begin{cases} h = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

On doit vérifier les dimensions adoptées vis-à-vis des exigences du RPA qui sont les suivantes :

- $b \geq 20 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm}$ condition vérifiée.
- $h/b = 35/30 = 1.16 < 4$ condition vérifiée.

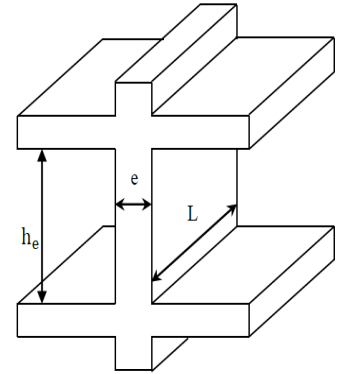
Les conditions sont vérifiées donc on opte pour des poutres secondaires de section $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$

4. Pré dimensionnement des voiles :

Un voile est un élément de contreventement vertical généralement en béton armé, destiné à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales, son épaisseur a une dimension largement inférieure au deux autres.

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités. Selon le RPA99 (version 2003) :

- $e \geq 15 \text{ cm}$ (1)
- $e \geq h_e/20$ (2) RPA (article 7.7.1)
- $L \geq 4e$(3)



e : Épaisseur du voile. **Figure II.7.** Coupe de voile en élévation

h_e : Hauteur libre d'étage.

L : longueur du voile.

Dans notre projet la hauteur libre de l'étage est la même dans tous les étages donc :

$$h_e = 288 - 20 = 268 \text{ cm}$$

$$e = \max\left(\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow e = \max(13.1; 15)$$

Nous optons alors pour une épaisseur des voiles : $e = 15 \text{ cm}$

5. Pré dimensionnement de l'acrotère :

❖ Type I :

La surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (60 \times 12) + (12 \times 5) + \left(\frac{7 \times 12}{2}\right) \Rightarrow S = 1002 \text{ cm}^2$$

- Poids propre :

$$G_p = \gamma_b \times s \times 1 \Rightarrow G_p = 25 \times 0.1002$$

$$G_p = 2.51 \text{ kN/m}$$

- Enduit de ciment :

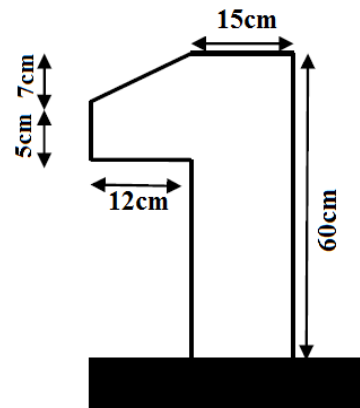
$$G_c = \gamma_c \times e \times h \Rightarrow G_c = 18 \times 0.02 \times 0.6$$

$$G_c = 0.22 \text{ kN/m}$$

- Charge permanente totales : **Figure II.8.** Schéma de l'acrotère (type I)

$$G_t = G_p + G_c \Rightarrow G_t = 2.51 + 0.22$$

$$G_t = 2.73 \text{ kN/m}$$



- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$

❖ **Type II :**

La surface de l'acrotère est donnée par :

$$S = (30 \times 15) + (12 \times 5) + \left(\frac{12 \times 7}{2}\right) \Rightarrow S = 552 \text{ cm}^2 = 0.0552 \text{ m}^2$$

- Poids propre :

$$G_p = 25 \times 0.0552 \times 1 \Rightarrow G_p = 1.38 \text{ KN/m}$$

- Enduit de ciment :

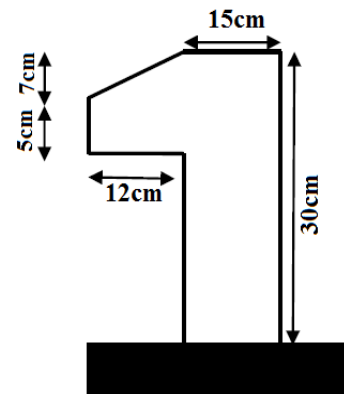
$$G_c = 18 \times 0.02 \times 0.3 \Rightarrow G_c = 0.11 \text{ KN/m}$$

- Charge permanente totales : **Figure II.9.** Schéma de l'acrotère (type II)

$$G_t = G_p + G_c \Rightarrow G_t = 1.38 + 0.11$$

$$G_t = 1.49 \text{ KN/m}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}$



6. Pré dimensionnement des escaliers :

Pour qu'un escalier garantisse sa fonction dans les meilleures conditions de confort, 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.
- Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de

$$\text{Blondel qui est donnée par : } 60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \quad (1)$$

H : La hauteur de la volée.

L_0 : La longueur projetée de la volée.

n : Le nombre de contre marche sur la volée.

Remarque :

Pour des raisons économiques et une facilité de réalisation on a préféré mettre la poutre brisée dans le sens horizontal et pour cela on a dû changer l'aspect architectural des escaliers, cette modification s'est faite en décalant nos marches de 30 cm vers le bas ce qui a induit la diminution du palier. La figure suivante illustre l'aspect final des escaliers après modification.

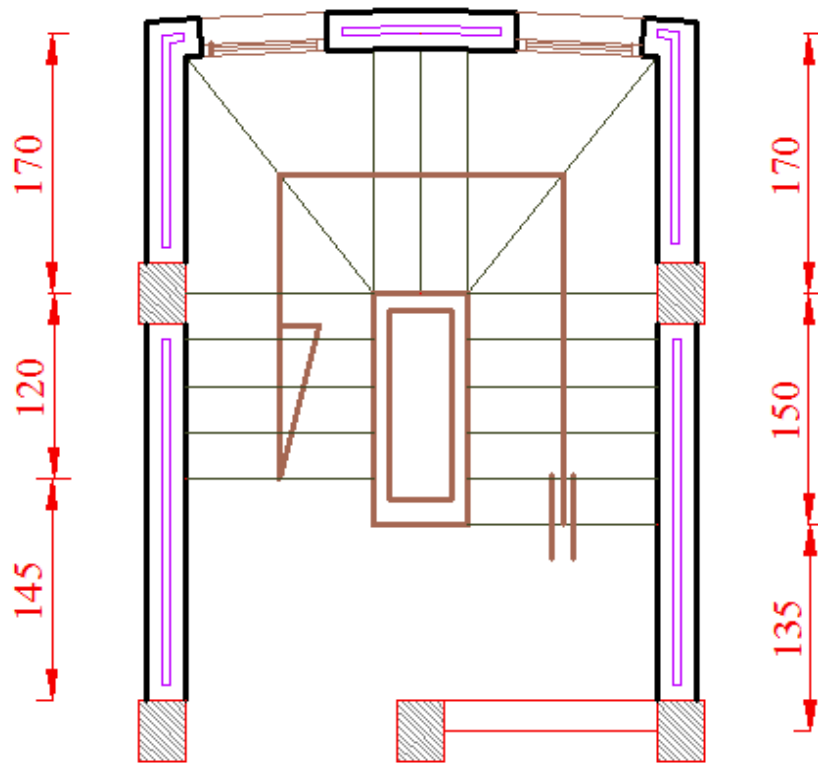


Figure II.10. Vue en plan de l'escalier.

➤ Volée I

$$H = H_1 + H_2 = 126$$

$$L_0 = L_{01} + L_{02}$$

$$H_1 = 108 \text{ cm}$$

$$L_{01} = 150 \text{ cm}$$

$$H_2 = 18 \text{ cm}$$

$$L_{02} = 80 \text{ cm}$$

On fixant la hauteur des contres marches h à 18 cm, nous aurons le nombre de contre marche correspondant :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{126}{18} = 7 \text{ Contre marche} \Rightarrow n - 1 = 6 \text{ marche}$$

$$g_1 = \frac{L_{01}}{n - 1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm} ; g_2 = \frac{L_{02}}{1} = \frac{80}{1} = 80 \text{ cm}$$

- Angle de raccordement α :

$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{H_1}{L_{01}}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{108}{150}\right) = 35.75^\circ \quad \alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{18}{80}\right) = 12.68^\circ$$

- **Epaisseur de la paillasse (e)**

Elle se détermine en satisfaisant les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \Rightarrow \text{Pour 2 heurs de coupe feu.} \end{cases}$$

Avec $L = L_v + L_{p1}$ (la longueur développée)

$$L_{v1} = \sqrt{H_1^2 + L_{02}^2} = \sqrt{108^2 + 150^2} = 184 \text{ cm}$$

$$L_{p1} = 120 \text{ cm}$$

$$L_1 = 184 + 120 = 304 \text{ cm}$$

$$\frac{304}{30} \leq e \leq \frac{304}{20} \Rightarrow 10.13 \leq e \leq 15.2$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

$$L_{v2} = \sqrt{18^2 + 80^2} = 82 \text{ cm}$$

$$L_{p2} = 170 \text{ cm}$$

$$L_1 = 82 + 170 = 252 \text{ cm}$$

$$\frac{252}{30} \leq e \leq \frac{252}{20} \Rightarrow 8.4 \leq e \leq 12.6$$

Soit : $e = 15 \text{ cm}$

➤ **Volée II:**

Tableau II.1. Dimensionnement de la volée II.

$H(\text{cm})$	$h(\text{cm})$	n	$g(\text{cm})$	$L_0(\text{cm})$	$L_p(\text{cm})$	$L_v(\text{cm})$	$L(\text{cm})$	$\alpha(^{\circ})$	$e(\text{cm})$
54	18	3	30	60	170	150	251	41.99	15

➤ **Volée III:**

Tableau II.2. Dimensionnement de la volée III.

$H(\text{cm})$		$h(\text{cm})$	n	$g(\text{cm})$		$L_0(\text{cm})$		$L_p(\text{cm})$		$L_v(\text{cm})$		$L(\text{cm})$		$\alpha(^{\circ})$		$e(\text{cm})$
H_1	H_2			g_1	g_2	L_{01}	L_{02}	L_{p1}	L_{p2}	L_{v1}	L_{v2}	L_1	L_2	α_1	α_2	
90	18	18	6	30	80	120	80	120	170	150	82	270	252	36.87	12.68	15

7. Evaluation des charges et surcharges des éléments secondaires :

Tableau II.3.Évaluation des charges et surcharges revenant au palier en dalle pleine.

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Dalle pleine	25	0.15	3.75
carrelage	20	0.02	0.4
mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i =$			5.18
$Q =$			2.5

Tableau II.4. Évaluation charges et surcharges revenant aux volées en dalle pleine :

Couches		Poids volumiques (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Volée I (KN)		Volée II (KN)	Volée III (KN)	
Dalle pleine		25	$0.15/\cos \alpha$	4.62	3.84	5.04	4.69	3.84
carrelage	horizontal	20	0.02	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.24	0.09	0.24	0.24	0.09
mortier de pose	horizontal	20	0.02	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
	Vertical	20	$0.02h/g$	0.24	0.09	0.24	0.24	0.09
Enduit de ciment		18	$0.015/\cos \alpha$	0.33	0.28	0.36	0.34	0.28
Poids des marches		22	$h/2$	1.98	1.98	1.98	1.98	1.98
$\sum G_i =$				8.21	7.08	8.66	8.29	7.08
$Q =$				2.5				

Tableau II.5. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher courant à corps creux :

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
Cloison	/	/	1
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i =$			5.28
$Q =$			1.5

Tableau II.6. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher courant en dalle pleine:

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3
		0.2	5
Cloison	/	/	1
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i (e = 0.12) =$			5.43
$\sum G_i (e = 0.2) =$			7.43
$Q =$			1.5

Tableau II.7. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher terrasse inaccessible en corps creux :

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Corps creux	/	0.16+0.04	2.85
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i =$			5.48
$Q =$			1

Tableau II.8. Évaluation des charges et surcharges revenant au plancher terrasse inaccessible en dalle pleine :

Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Protection gravillons	20	0.04	0.8
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.065	1.43
Dalle pleine	25	0.12	3
		0.2	5
Isolation thermique	0.25	0.04	0.01
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i (e = 0.12) =$			5.63
$\sum G_i (e = 0.2) =$			7.62
$Q =$			1

Tableau II.9. Évaluation des charges des murs extérieurs :

couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
Brique creuse	/	0.15	1.3
Lame d'air	/	0.05	/
Brique creuse	/	0.1	0.9
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i =$			2.74

Tableau II.10. Évaluation des charges revenant au Balcon en dalle pleine :

couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle pleine	25	0.12	3
Cloison	/	/	1
Enduit de ciment	18	0.015	0.27
$\sum G_i =$			5.43
$Q =$			3.5

8. Pré dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à la compression simple selon les règles du BAEL99 (art B.8.4, 1), en appliquant les critères de résistance et le critère de stabilité de forme et suivant les exigences du RPA 99 version 2003. Les dimensions des poteaux sont supposées :

Tableau II.11. Dimensions préliminaires des poteaux et leur poids propres.

Niveau	Section (cm ²)	Poids (KN) $\rho_{\text{béton}} \times s \times h_{\text{étage}}$
RDC	(50×50)	18
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	(45×50)	16.2
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	(45×45)	14.58
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	(40×45)	12.96
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	(40×40)	11.52
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	(35×40)	10.08
Salle des machines	(35×35)	8.82

8.1. Décentes des charges :

La descente des charges consiste à calculer pour chaque élément vertical les charges reprises, en partant de l'étage le plus haut et de calculer jusqu'aux fondations. Ce calcul doit être fait pour les catégories de charges suivantes :

- Charge permanente « G ».
- Charge d'exploitation « Q ».

- **La dégression des charges (DTR BC2-2 article 6.3) :**

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes. C'est le cas de bâtiments à usage d'habitation :

On adoptera pour le calcul : Sous terrasse Q_0

- Sous dernier étage $Q_0 + Q_1$
- Sous étage immédiatement inférieur $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$
- Sous troisième étage $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$
- Sous le quatrième étage $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$
- Sous le cinquième étage et les suivants $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Dans notre projet les poteaux les plus sollicités sont représenté sur la figure suivante :

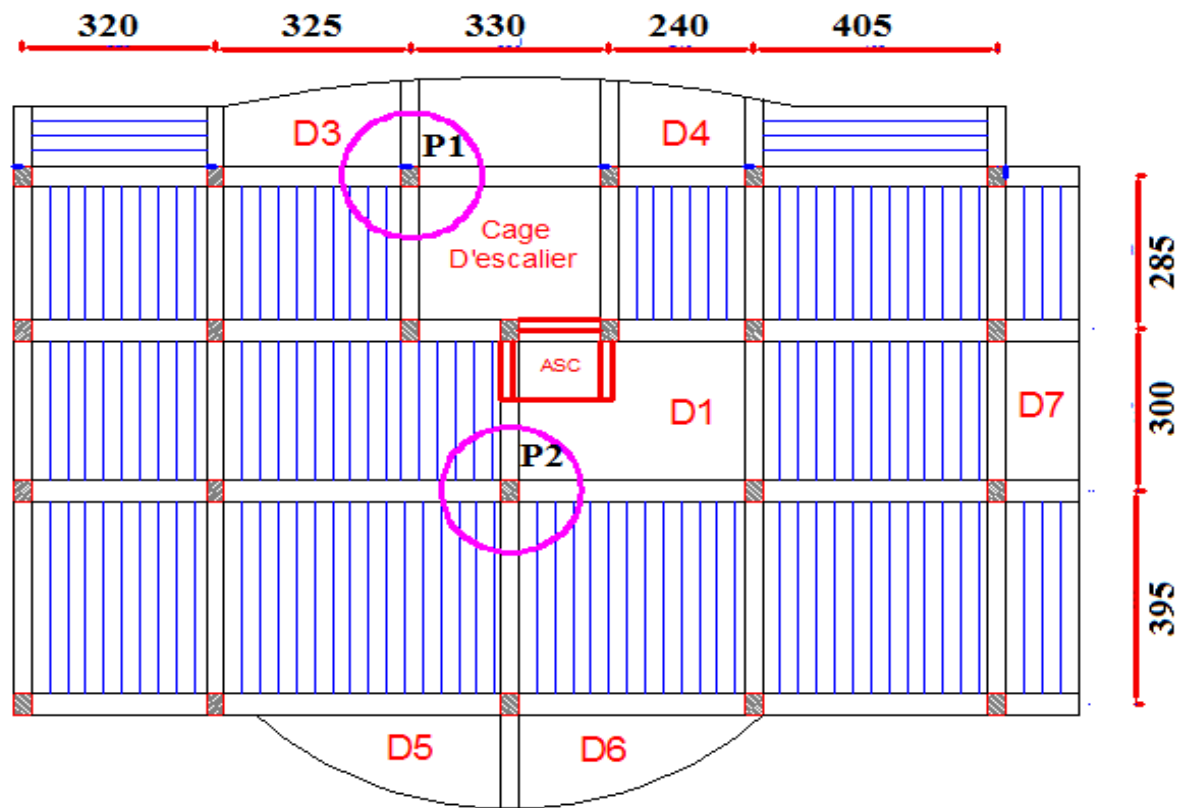


Figure II.11. Identification des poteaux les plus sollicités.

▪ Poteau (P1) :

❖ Terrasse inaccessible :

DP : dalle pleine, PP : poutre principale, PS : poutre secondaire,

CC : corps creux.

- La surface afférente :

$$S_{aff}(CC) = 4.85\text{m}^2$$

$$S_{aff}(DP) = 1.18 \text{ m}^2$$

- Charges dues au plancher :

$$G_{plancher}(CC) = 5.48 \times 4.85 = 26.58\text{KN}$$

$$G_{plancher}(DP) = 5.63 \times 1.18 = 6.64 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{plancher} = 33.22\text{KN}$$

$$Q_{plancher}(CC) = 1 \times 4.85 = 4.85\text{KN}$$

$$Q_{plancher}(DP) = 1 \times 1.18 = 1.18 \text{ KN}$$

$$Q_{plancher} = 6.03\text{KN}$$

1.48		1.5	
DP	PS	CC	0.8
PP		PP	
CC	PS	CC	1.23

- Les longueurs des poutres :

$$L_{pp} = 2.98 \text{ m} \Rightarrow G_{pp} = 25 \times 0.3 \times 0.4 \times 2.98 = 8.94 \text{ KN}$$

$$L_{ps} = 2.03 \text{ m} \Rightarrow G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times 2.03 = 5.33 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow G_{poutres} = 14.27 \text{ KN}$$

❖ Etage courant (1 à 10) :

- Les surfaces afférentes :

$$S_{aff}(CC) = 1.23 \times 1.48 = 1.82 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}(DP) = \begin{cases} S_1 = 1.48 \times 0.8 = 1.18 \text{ m}^2 \\ S_2 = 1.2 \times 0.8 = 0.96 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1.2 \times 1 = 1.2 \text{ m}^2 \\ S_4 = 0.23 \times 1.2 = 0.28 \text{ m}^2 \\ S_5 = 0.8 \times 0.3 = 0.24 \text{ m}^2 \end{cases}$$

1.48		1.2	0.3	
DP (S1)	PS	Volée 3 (S2)	Volée 2 (S5)	0.8
PP		PP		
CC	PS	Volée 3 (S3)	Vide	1.23
		Palier (S4)		

- Les charges dues au plancher :

Tableau II.12. Évaluation des charges et surcharges pour les étages courant de 1 à 10 (P1).

$G_{plancher}$	$G_{plancher}(CC)$ KN	9.61	36.26 KN
	$G_{plancher}(DP)$ KN	$G_{s1} = 6.41$	
		$G_{s2} = 6.79$	
		$G_{s3} = 9.99$	
		$G_{s4} = 1.45$	
		$G_{s5} = 2.08$	
$Q_{plancher}$	Q_{CC} (KN)	2.73	12.86 KN
	Q_{DP} (KN)	6	
	$Q_{DP(balcon)}$ (KN)	4.13	
$G_{mur} = (h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}) \times G_{mur} \times L_{mur}$			20.02 KN
$G_{poutres}$			14.27 KN

❖ Etage RDC :

- Les surfaces afférentes :

$$S_{aff}(cc) = 1.82 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}(DP) = \begin{cases} S_2 = 0.96 \text{ m}^2 \\ S_3 = 1.48 \text{ m}^2 \\ S_5 = 0.24 \text{ m}^2 \end{cases} \Rightarrow S_{aff}(DP) = 2.68 \text{ m}^2$$

1.48		1.2	0.3	
Vide	PS	Volée 3 (S2)	Volée 2 (S5)	0.8
PP		PP		
CC	PS	Volée 3 (S3)	Vide	1.23

- Les charges dues au plancher :

Tableau II.13. Évaluation des charges et surcharges pour le RDC.

$G_{plancher}$	$G_{plancher} (CC)$ KN	9.61	21.14 KN
	$G_{plancher} (DP)$ KN	$G_{s1} = 6.79$	
		$G_{s2} = 12.27$	
		$G_{s3} = 2.08$	
$Q_{plancher}$	Q_{CC} (KN)	2.73	9.40 KN
	Q_{DP} (KN)	6.67	
$G_{mur} = (h_{étage} - h_{poutre}) \times G_{mur} \times L_{mur}$			20.02 KN
$G_{poutres}$			14.27KN

- La dégression de charge :

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

10^{ème} étage → 6.03 KN.

9^{ème} étage → 6.03 + 12.86 = 18.89 KN.

8^{ème} étage → 6.03 + 0.95(2 × 12.86) = 30.46 KN.

7^{ème} étage → 6.03 + 0.9(3 × 12.86) = 40.75 KN.

6^{ème} étage → 6.03 + 0.85(4 × 12.86) = 49.75 KN.

5^{ème} étage → 6.03 + 0.8(5 × 12.86) = 57.47 KN.

4^{ème} étage → 6.03 + 0.75(6 × 12.86) = 63.9 KN.

3^{ème} étage → 6.03 + 0.71(7 × 12.86) = 69.94 KN.

2^{ème} étage → 6.03 + 0.687(8 × 12.86) = 76.71 KN.

1^{er} étage → 6.03 + 0.67(9 × 12.86) = 83.57 KN.

RDC → 6.03 + 0.65((9 × 12.86) + 9.40) = 87.37 KN.

Les résultats de la descente de charge sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.14.Résultats de la descente de charge du poteau (P1).

Niveau	Eléments	G	Q
N ₀	Plancher	33.22	
	Poutre	14.27	
	Poteau (35× 40)	10.08	
	Somme	57.57	6.03
N ₁	Venant de N ₀	57.57	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (35×40)	10.08	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	138.2	18.89
N ₂	Venant de N ₁	138.2	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	220.34	30.46
N ₃	Venant de N ₂	220.34	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	302.34	40.75
N ₄	Venant de N ₃	302.34	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (40×45)	12.96	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	385.85	49.75

N ₅	Venant de N ₄	385.85	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (40×45)	12.96	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	469.36	57.47
N ₆	Venant de N ₅	469.36	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (45×45)	14.58	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	554.49	63.9
N ₇	Venant de N ₆	554.49	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (45×45)	14.58	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	639.62	69.94
N ₈	Venant de N ₇	639.62	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (45×50)	16.2	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	726.37	76.71
N ₉	Venant de N ₈	726.37	
	Plancher	36.26	
	Poutre	14.27	
	Poteau (45×50)	16.2	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	813.12	83.57

N ₁₀	Venant de N ₉	813.12	
	Plancher	30.75	
	Poutre	14.27	
	Poteau (50×50)	18	
	Mur extérieur	20.02	
	Somme	896.16	87.37

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 1340.87 \text{ KN}$$

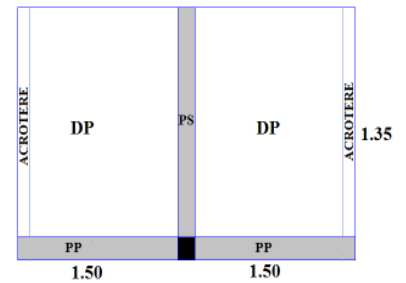
$$N_s = G + Q \Rightarrow N_u = 983.53 \text{ KN}$$

▪ **Poteau (P2) :**

❖ **Terrasse inaccessible (local des machines) :**

- La surface afférente :

$$S_{aff}(DP) = 4.05 \text{ m}^2$$



DP : dalle pleine, **PP** : poutre principale, **PS** : poutre secondaire

Tableau II.15. Évaluation des charges et surcharges pour local machine (P2).

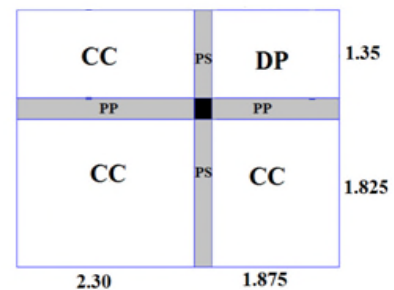
$G_{plancher}$	30.86 KN
$Q_{plancher}$	4.05 KN
$G_{poutres}$	12.975KN

❖ **Terrasse inaccessible:**

- Les surfaces afférentes :

$$S_{aff}(CC) = 10.72 \text{ m}^2$$

$$S_{aff}(DP) = 2.53 \text{ m}^2$$



DP : dalle pleine, **PP** : poutre principale, **PS** : poutre secondaire, **CC** : corps creux.

Tableau II.16. Évaluation des charges et surcharges pour la terrasse inaccessible.

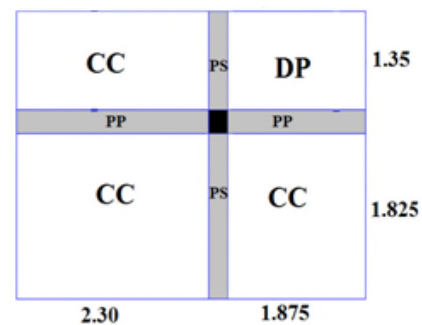
$G_{plancher}$	$G_{plancher} (CC)$ KN	58.74	78.02 KN
	$G_{plancher} (DP)$ KN	16.1497	
$Q_{plancher}$	Q_{CC} (KN)	10.72	13.25 KN
	Q_{DP} (KN)	2.53	
$G_{mur} = (h_{étage} - h_{poutre}) \times G_{mur} \times L_{mur}$			27.60 KN
$G_{poutres}$			20.86 KN

❖ Etage courant :

- Les surfaces afférentes :

$$S_{aff}(CC) = 10.72\text{m}^2$$

$$S_{aff}(DP) = 2.53\text{m}^2$$

**Tableau II.17.** Évaluation des charges et surcharges pour les étages courant de 1 à 10 (P2).

$G_{plancher}$	$G_{plancher} (CC)$ KN	56.60	75.39 KN
	$G_{plancher} (DP)$ KN	18.79	
$Q_{plancher}$	Q_{CC} (KN)	16.08	19.87 KN
	Q_{DP} (KN)	3.79	
$G_{poutres}$			20.86 KN

- **La dégression de charge :**

Les surcharges d'exploitation reprises par le poteau étudié seront calculées en respectant la loi de dégression définie par le DTR comme suit :

11^{ème} étage → 5.05 KN.

10^{ème} étage → $5.05 + 13.25 = 18.30$ KN.

9^{ème} étage → $5.05 + 0.95(13.25 + 19.87) = 36.51$ KN.

8^{ème} étage → $5.05 + 0.9(13.25 + 2 \times 19.87) = 52.74$ KN.

7^{ème} étage → $5.05 + 0.85(13.25 + 3 \times 19.87) = 66.98$ KN.

6^{ème} étage → $5.05 + 0.8(13.25 + 4 \times 19.87) = 79.23$ KN.

5^{ème} étage → $5.05 + 0.75(13.25 + 5 \times 19.87) = 89.50$ KN.

4^{ème} étage → $5.05 + 0.71(13.25 + 6 \times 19.87) = 99.10$ KN.

3^{ème} étage → $5.05 + 0.687(13.25 + 7 \times 19.87) = 109.71$ KN.

2^{ème} étage → $5.05 + 0.67(13.25 + 8 \times 19.87) = 120.43$ KN.

1^{er} étage → $5.05 + 0.65(13.25 + 9 \times 19.87) = 129.90$ KN.

RDC → $5.05 + 0.64(13.25 + 10 \times 19.87) = 140.69$ KN.

Les résultats de la descente de charge sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau II.18. Résultats de la descente de charge du poteau (P2)

Niveau	Eléments	G	Q
N ₀	Plancher	30.86	
	Acrotère	4.023	
	Poutre	12.975	
	Poteau (35×35)	8.82	
	Somme	56.68	5.05
N ₁	Venant de N ₀	56.68	
	Plancher	78.02	
	Poutre	20.86	
	Poteau (35×40)	10.08	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	193.24	18.30

N ₂	Venant de N ₁	193.24	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (35×40)	10.08	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	327.17	36.51
N ₃	Venant de N ₂	327.17	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	462.54	52.74
N ₄	Venant de N ₃	462.54	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (40×40)	11.52	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	597.91	66.98
N ₅	Venant de N ₄	597.91	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (40×45)	12.96	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	743.72	79.23
N ₆	Venant de N ₅	743.72	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (40×45)	12.96	
	Mur extérieur	27.6	

	Somme	871.53	89.50
N ₇	Venant de N ₆	871.53	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (45×45)	14.58	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	1009.96	99.10
N ₈	Venant de N ₇	1009.96	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (45×45)	14.58	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	1148.39	109.71
N ₉	Venant de N ₈	1148.39	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (45×50)	16.2	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	1288.44	120.43
N ₁₀	Venant de N ₉	1288.44	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (45×50)	16.2	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	1428.49	129.90
N ₁₁	Venant de N ₁₀	1428.49	
	Plancher	75.39	
	Poutre	20.86	
	Poteau (50×50)	18	
	Mur extérieur	27.6	
	Somme	1570.34	140.69

$$N_u = 1.35G + 1.5Q \Rightarrow N_u = 2330.99 \text{ KN}$$

$$N_s = G + Q \Rightarrow N_u = 1711.03 \text{ KN}$$

On a:

$$\begin{cases} N_u(P1) = 1340.87 \text{ KN} \\ N_u(P2) = 2330.99 \text{ KN} \end{cases} \Rightarrow \text{Il est Clair que le poteau le plus sollicité est le poteau P2.}$$

Selon l'article B.8.11 du CBA93 on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de **10%** tel que :
 $N_u^* = 1.1 \times (1.35G + 1.5Q)$.

$$\text{D'où : } N_u^* = 2564.09 \text{ KN}$$

8.2. Vérification à la compression simple :

Le dimensionnement se fait à l'ELU, on doit effectuer la vérification suivante :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow \frac{N_u}{B} \leq \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b \times \theta}$$

Avec :

B : La section du poteau.

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton.

➤ Exemple de vérification à la compression simple :

Nous prendrons comme exemple de calcul le poteau à la base « poteau du RDC (50*50) cm² »

$$\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPA}$$

$$B \geq \frac{N_u}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{2330.99 \times 1.1 \times 10^{-3}}{14.2} \Rightarrow B \geq 0.181 \text{ m}^2$$

Pour le poteau à la base (poteau du RDC) $B = 0.5 \times 0.5 = 0.25 \text{ m}^2$

Donc $B = 0.25 \text{ m}^2 > 0.181 \text{ m}^2$ Condition vérifiée

De la même façon que l'exemple de calcul précédent, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats seront mentionnés dans le tableau ci-après.

Tableau II.19. Vérification à la compression simple des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Comparaison ($B \geq B^{\text{calculé}}$)				
Niveau	$N_u \times 1.1$ (KN)	B (m ²)	B ^{calculé} (m ²)	Observation
RDC	2564.09	0.25	0.181	Vérifiée
Etage 1 et 2	2335.6	0.225	0.164	Vérifiée
Etage 3 et 4	1886.38	0.2025	0.133	Vérifiée
Etage 5 et 6	1441.89	0.18	0.102	Vérifiée
Etage 7 et 8	998.41	0.16	0.070	vérifiée
Etage 9 et 10	546.09	0.14	0.038	vérifiée

8.3. Vérification du critère de stabilité de forme:

Selon l'article B.8.4.1 du BAEL 91, **on** doit effectuer la vérification suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r^{\text{calculé}} \geq \frac{N_u \times 1.1}{\left(\frac{f_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s \times 100} \right) \times \alpha}$$

B_r : Aire de la section réduite du béton en retranchant 1cm sur tout le périmètre.

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Le coefficient 0,9 prend en compte l'augmentation de la résistance du béton entre 28 jours et 90jours.

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$

Tel que :

l_f :Longueur du flambement, égale à $0.7 \times l_0$ pour les poteaux de bâtiments à étages multiples.

l_0 : Hauteur libre du poteau.

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

➤ **Exemple de vérification vis-à-vis du flambement :**

Nous prendrons comme exemple de vérification, le poteau du RDC (50 × 50).

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (2.88 - 0.4) = 1.736 \text{ m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{0.5 \times 0.5^3 / 12}{0.25}} = 0.1443$$

$$\lambda = \frac{1.736}{0.1443} = 12.03 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.83$$

$$B_r^{\text{calculé}} \geq \frac{2564.09 \times 10^{-3}}{0.83 \times \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{1.15 \times 100}\right)} = 0.140 \text{ m}^2$$

$$B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) = 2304 \text{ cm}^2 = 0.2304 \text{ m}^2$$

On constate que :

$B_r^{\text{calculé}} < B_r \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

De la même manière que cet exemple de calcul, on va vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau, les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau II.20. Vérification au flambement des poteaux les plus sollicités de tous les niveaux.

Niveau	$N_u \times 1.1$ (KN)	Section (m ²)	B_r (m ²)	$B_r^{\text{calculé}}$ (m ²)	Observation
RDC	2564.09	0.25	0.2304	0.140	vérifiée
Etage 1 et 2	2335.6	0.225	0.2064	0.128	vérifiée
Etage 3 et 4	1886.38	0.2025	0.1849	0.103	vérifiée
Etage 5 et 6	1441.89	0.18	0.1634	0.079	vérifiée
Etage 7 et 8	998.41	0.16	0.1444	0.055	vérifiée
Etage 9 et 10	546.09	0.14	0.1254	0.029	vérifiée

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le RPA99 (version 2003), doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa:

$$\begin{cases} \min(b \times h) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(b \times h) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées} \\ 0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4 \end{cases}$$

9. Conclusion :

Après avoir effectué toutes les vérifications ; les dimensions qui ont été estimés pour les différents étages de la structure sont les suivantes :

- ❖ Plancher à corps creux (16 + 4) cm
- ❖ Dalle pleine $\begin{cases} e = 20 \text{ cm pour la dalle sur 4 appuis} \\ e = 12 \text{ cm pour le reste des dalles pleines} \end{cases}$
- ❖ Epaisseur des paillasse $e = 15 \text{ cm}$
- ❖ Epaisseur des Voiles $e = 15 \text{ cm}$
- ❖ Poutres Principales (30×40) cm²
- ❖ Poutres Secondaires (30×35) cm²
- ❖ Poteaux :

Tableau II.21.Dimensions des poteaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10	Salle machines
Section (cm ²)	(50×50)	(45×50)	(45×45)	(40×45)	(40×40)	(35×40)	(35×35)

CHAPITRE III

Etude des éléments Secondaires

1. Introduction :

Dans une structure, on distingue deux types d'éléments :

- Les éléments principaux qui contribuent aux contreventements directs.
- Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

L'objectif de ce chapitre est l'étude des éléments non structuraux à savoir : les planchers, l'acrotère, les escaliers et l'ascenseur.

2. Etudes des planchers :

2.1. Plancher à corps creux :

Le calcul sera fait pour deux éléments :

- Poutrelle
- Dalle de compression.

2.1.1. Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous charges permanentes (G) et surcharges d'exploitations (Q), comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour le calcul des sollicitations, on a recours à 2 méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire : (Annexe E.1 du BAEL91)

Elle est applicable pour les planchers à charge d'exploitation modérée, les conditions d'application de cette méthode sont :

- Applicable aux constructions courantes ou la charge d'exploitation $Q \leq (2G; 5 \text{ KN/m}^2)$
- Le rapport des portées de travées successives (L_i/L_{i+1}) doit être compris entre 0.8 et 1.25
- Les moments d'inertie des sections transversales sont considérés constants dans les différentes travées en continuité.
- La fissuration est peu nuisible.

Lorsque l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

❖ Application de la méthode :

• Moment aux appuis :

$$M_a \begin{cases} -0.6M_0 \text{ sur un appui central d'une poutre à deux travées.} \\ -0.5M_0 \text{ sur les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à deux travées.} \\ -0.4M_0 \text{ sur tout les autres appuis intermédiaire d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

Avec : M_0 moment isostatique maximal dans la travée.

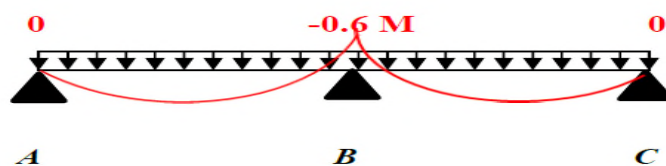


Figure III.1. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à 2 travées.

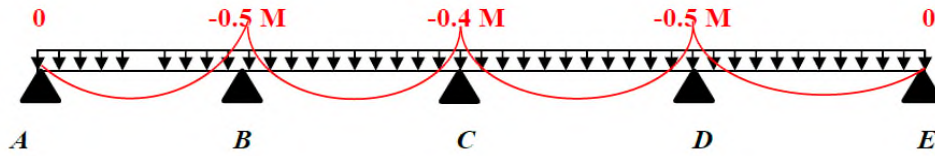


Figure III.2. Diagramme des moments en appuis pour une poutre à plus de 2 travées.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à :

$$-0.15 M_0 \text{ tel que } M_0 = \max(M_0^1; M_0^n)$$

- **Moment en travée :**

Les moments en travées sont calculés à partir des deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} M_{ti} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0.3\alpha); 1.05] M_{0i} \\ M_{ti} \geq \begin{cases} [(1.2 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \Rightarrow \text{travée de rive} \\ [(1 + 0.3\alpha)/2] M_{0i} \Rightarrow \text{travée intermédiaire} \end{cases} \end{cases}$$

Avec :

$\alpha = Q/(G + Q)$ Degré de surcharge.

M_g : Moment au niveau de l'appui gauche de chaque travée.

M_d : Moment au niveau de l'appui droit de chaque travée.

- **Efforts tranchants :**

Les efforts tranchants sont calculés forfaitairement au niveau des appuis :

$V = V_0 = ql/2$ Sur tous les appuis sauf les appuis voisins de rives ou :

$$V = \begin{cases} 1.15 V_0 \text{ pour une poutre à deux travées.} \\ 1.10 V_0 \text{ pour une poutre à plus de deux travées.} \end{cases}$$

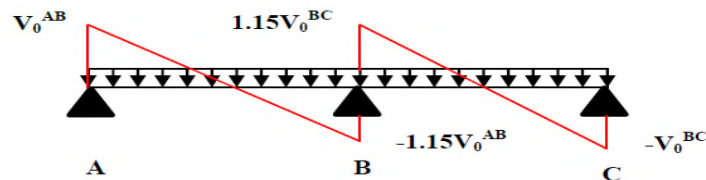


Figure III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

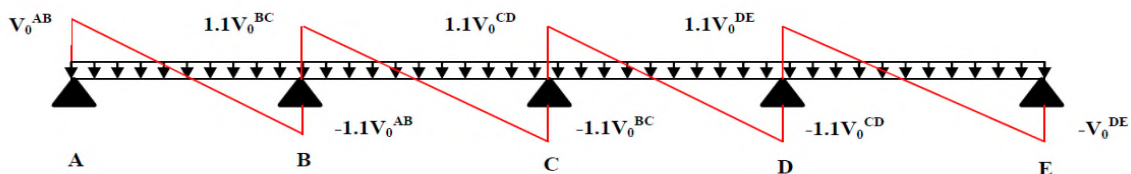


Figure III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de 2 travées.

b. Méthode de Caquot :

Elle est applicable pour les planchers à surcharge élevée, cette méthode repose essentiellement sur la méthode des trois moments que Caquot a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

- La variation du moment d'inertie des sections transversales tout au long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargements des travées successives.

❖ Application de la méthode :**• Moment aux appuis :**

$$M_i = -\frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec :

$l'_g ; l'_d$ Longueurs fictives à gauche et à droite de l'appui considéré.

$q_g ; q_d$ Chargement à gauche et à droite de l'appui considéré.

$$l' = \begin{cases} l & \Rightarrow \text{pour les travée de rive} \\ 0.8l & \Rightarrow \text{pour les travée intermédiaire} \end{cases}$$

• Moment en travée :

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

Avec :

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2}(l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

• Efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont déterminés en utilisant la méthode RDM :

$$V_i = \pm \frac{q_u \times l_i}{2} - \frac{M_i - M_{i+1}}{l_i}$$

Avec :

M_i : Moment sur l'appui de droit de la travée considérée.

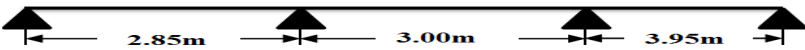
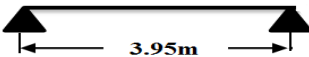
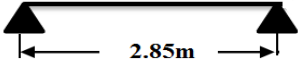
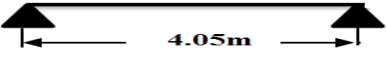
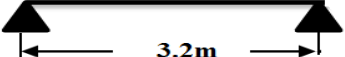
M_{i+1} : Moment sur l'appui de gauche de la travée considéré.

l_i : Portée de la travée.

Remarque : si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3G$

❖ Type de poutrelles :

Tableau III.1. Différents types de poutrelles.

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

- **Choix de la méthode de calcul des sollicitations :**

On dispose de deux natures de poutrelles :

- Poutrelles isostatiques : la détermination des sollicitations se fait par l'application des méthodes de la RDM.
- Poutrelles hyperstatiques (continues) : les sollicitations se déterminent soit par l'application de la méthode forfaitaire ou la méthode de Caquot.

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de poutrelles	Causes	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	Méthode adoptée
Type 1 et 2	$Q = 1.5 < \min(2G; 5\text{kn/m})$ $I = \text{constant}$ $F.P.N$ $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Non vérifiée	Méthode de Caquot Minoriée
Type 3, 4,5 et 6	Poutrelle isostatique	/	Méthode de la RDM

2.1.2. Calcul des sollicitations dans les poutrelles :

Les Combinaisons d'actions et le calcul des charges qui reviennent sur le plancher et sur les poutrelles sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau III.3. Charges revenant sur le plancher et sur les poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	Charge revenant sur le plancher (KN/m ²)		Charge revenant sur la poutrelle (KN/m)
Plancher Courant	5.28	1.5	0.65	ELU	$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 9.378$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 6.096$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6.780$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4.407$
Terrasse inaccessible	5.48	1	0.65	ELU	$P_u = 1.35G + 1.5Q$ $P_u = 8.898$	$q_u = P_u \times l_0$ $q_u = 5.784$
				ELS	$P_s = G + Q$ $P_s = 6.48$	$q_s = P_s \times l_0$ $q_s = 4.212$

❖ Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 1) :

➤ Moments aux appuis :

$$G' = 2/3 G \Rightarrow G' = 3.52 \text{ Kn/m}$$

$$\begin{cases} q_u = 4.551 \text{ Kn/m} \\ q_s = 3.263 \text{ kn/m} \end{cases}$$

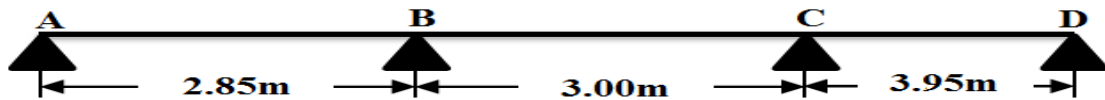


Figure III.5. Schéma statique de la poutrelle (Type1)

✓ Appui A et D :

$$M_A = M_D = -0.15M_0 \Rightarrow M_0 = \max(M_0^1; M_0^3) = M_0^3$$

$$M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4.551 \times 3.95^2}{8} = 8.875 \text{ Kn.m}$$

$$M_0^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3.263 \times 3.95^2}{8} = 6.364 \text{ Kn.m}$$

$$\begin{cases} M_A^u = M_D^u = -0.15 \times 8.875 = -1.331 \text{ kn/m} \\ M_A^s = M_D^s = -0.15 \times 6.364 = -0.955 \text{ Kn/m} \end{cases}$$

✓ Appui B :

$$M_B = \frac{-q_g l_g'^3 + q_d l_d'^3}{8.5(l_g' + l_d')}$$

Avec :

$$q_g^u = q_d^u = 4.551 \text{ kn/m}$$

$$q_g^s = q_d^s = 3.263 \text{ kn/m}$$

$$l_g' = l_g = 2.85 \text{ m}$$

$$l_d' = 0.8 l_d = 0.8 \times 3 = 2.4 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_B^u = -3.771 \text{ Kn/m} \\ M_B^s = -2.703 \text{ kn/m} \end{cases}$$

✓ Appui C :

$$q_g^u = q_d^u = 4.551 \text{ kn/m}$$

$$q_g^s = q_d^s = 3.263 \text{ kn/m}$$

$$l_g' = 0.8 l_g = 0.8 \times 3 = 2.4 \text{ m}$$

$$l_d' = l_d = 3.95 \text{ m}$$

$$\begin{cases} M_c^u = -6.362 \text{ kn/m} \\ M_c^s = -4.561 \text{ kn/m} \end{cases}$$

➤ **Moments en travée :**

✓ Travée AB :

$$x = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l} = \begin{cases} ELU: \frac{2.85}{2} - \frac{-3.771}{6.096 \times 2.85} = 1.208 \text{ m} \\ ELS: \frac{2.85}{2} - \frac{-2.703}{4.407 \times 2.85} = 1.640 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l - x) = \begin{cases} ELU: 6.096 \times \frac{1.208}{2} (2.85 - 1.208) = 6.046 \text{ KN.m} \\ ELS: 4.407 \times \frac{1.640}{2} (2.85 - 1.640) = 4.373 \text{ KN.m} \end{cases}$$

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

$$\text{Donc : } M_t = \begin{cases} ELU: 4.447 \text{ KN.m} \\ ELS: 3.225 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Travée BC :

$$x = \begin{cases} ELU: 1.358 \text{ m} \\ ELS: 1.359 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0(x) = \begin{cases} ELU: 6.797 \text{ KN.m} \\ ELS: 4.914 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } M_t = \begin{cases} ELU: 1.853 \text{ KN.m} \\ ELS: 1.369 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Travée CD :

$$x = \begin{cases} \text{ELU: } 2.239 \text{ m} \\ \text{ELS: } 2.237 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_0(x) = \begin{cases} \text{ELU: } 11.677 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 8.444 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Donc : $M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 8.921 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 6.466 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Efforts tranchants :

$$V_i = \pm \frac{ql^2}{2} - \frac{M_g - M_d}{l_i}$$

✓ Travée AB : $\begin{cases} V_A = \frac{6.096 \times 2.85}{2} - \frac{3.771}{2.85} = 7.364 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.096 \times 2.85}{2} - \frac{3.771}{2.85} = -10.01 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Travée BC : $\begin{cases} V_B = \frac{6.096 \times 3}{2} - \frac{-3.771 + 6.362}{3} = 8.28 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.096 \times 3}{2} - \frac{-3.771 + 6.362}{3} = -10.01 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Travée CD : $\begin{cases} V_C = \frac{6.096 \times 3.95}{2} - \frac{-6.362}{3.95} = 13.65 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6.096 \times 3.95}{2} - \frac{-6.362}{3.95} = -10.429 \text{ KN} \end{cases}$

❖ Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 5) :

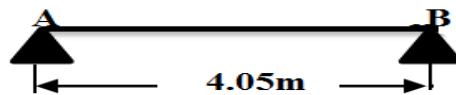


Figure III.6. Schéma statique de la poutrelle (Type5)

➤ Moments aux appuis :

$$M_0^u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{6.096 \times 4.05^2}{8} \Rightarrow M_0^u = 12.49 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = \frac{4.407 \times 4.05^2}{8} \Rightarrow M_0^s = 9.03 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_A^u = M_B^u = -1.873 \text{ KN.m} \\ M_A^s = M_B^s = -1.354 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Moments en travées :

$$\begin{cases} M_{tAB}^u = 12.49 \text{ KN.m} \\ M_{tAB}^s = 9.03 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Efforts tranchants :

$$\begin{cases} V_A = \frac{q_u \times l}{2} = 12.34 \text{ KN.m} \\ V_B = -\frac{q_u \times l}{2} = -12.34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats de calcul des sollicitations à l'ELU et à l'ELS des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux qui suivent:

➤ **Etage courant :**

Tableau III.4. Sollicitations dans les différents types de poutrelles des étages courants.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Efforts tranchants V_u (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T ₁	-1.331	-6.362	8.921	13.65	-0.955	-4.561	6.466
T ₂	-1.331	-6.828	8.72	13.768	-0.955	-4.895	6.322
T ₃	-1.783	/	11.889	12.039	-1.289	/	8.595
T ₄	-0.928	/	6.189	8.687	-0.671	/	4.474
T ₅	-1.873	/	12.49	12.34	-1.354	/	9.03
T ₆	-1.171	/	7.803	9.754	-0.846	/	5.641

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Tableau III.5. Sollicitations dans les différents types de poutrelles de la terrasse inaccessible.

Types	ELU				ELS		
	Evaluation des moments			Efforts tranchants V_u (KN)	Evaluation des moments		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)		M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T ₁	-1.2231	-5.845	8.547	12.903	-0.885	-4.229	6.236
T ₂	-1.692	-6.273	8.362	13.012	-1.232	-4.538	6.102
T ₃	-1.689	/	11.261	11.423	-1.232	/	8.215
T ₄	-0.882	/	5.878	8.242	-0.6414	/	4.276
T ₅	-1.779	/	11.86	11.71	-1.294	/	8.63
T ₆	-1.111	/	7.404	11.847	0.809	/	5.391

2.1.3. Ferrailage des poutrelles :

❖ **Ferrailage longitudinal :**

- Exemple de calcul : (poutrelle T₅ pour étage courant)

Données :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 12.49 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.873 \text{ KN.m} \\ V = 12.34 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} M_t = 9.03 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -1.354 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} h = 20 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ b = 60 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ f_e = 400 \text{ MPa} \\ f_{c28} = 25 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage en travée :**

$$F_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{Tu} = F_{bu} \times b \times h_0 \left[d - \frac{h_0}{2} \right] = 14.2 \times 0.6 \times 0.04 \left[0.18 - \frac{0.04}{2} \right]$$

$M_{Tu} = 54.528 \text{ kN.m} > M_t = 12.49 \text{ KN.m} \Rightarrow$ revient à calculer une section rectangulaire ($b \times h$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{12.49 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.18^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.045 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

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

$$\varepsilon_l = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} = \frac{400}{1.15 \times 210000} = 0.0017$$

$$\alpha_l = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_l} = 0.673$$

$$\mu_l = 0.8 \times 0.673 (1 - (0.4 \times 0.673)) = 0.393$$

$$\Rightarrow A' = 0$$

On a :

$$A_t = \frac{M_t}{z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.043)}) \Rightarrow \alpha = 0.058$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) \Rightarrow z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.058) = 0.176$$

$$A = \frac{12.49 \times 10^{-3}}{0.176 \times 348} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times 0.6 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

On prend 3HA12 = 3.39 cm²

➤ **Ferraillage au niveau de l'appui :**

$$\mu_{bu} = \frac{1.873 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.034$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$\mu_{bu} = 0.034 < \mu_l = 0.393 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.032)}) = 0.043$$

$$z = 0.18 (1 - (0.4 \times 0.041)) = 0.177$$

$$A = \frac{1.873 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.3 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \times 0.12 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On prend 1HA10 = 0.79cm²

Les résultats du ferrailage longitudinal des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

➤ Etage courant :

Tableau III.6. Calcul du ferrailage à l'ELU des différentes poutrelles pour les étages courants.

	Niveau	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculée}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisie}(\text{cm}^2)$
T ₁	Travée	8.921	0.032	0.041	0.177	1.45	1.3	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-6.362	0.115	0.153	0.169	1.08	0.26	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.331	0.024	0.03	0.178	0.21	0.26	1HA10=0.79
T ₂	Travée	8.72	0.032	0.041	0.177	1.42	1.3	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-6.828	0.124	0.166	0.168	1.17	0.26	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.331	0.024	0.03	0.178	0.21	0.26	1HA10=0.79
T ₃	Travée	11.889	0.043	0.055	0.176	1.94	1.3	3HA10=2.36
	Appui	-1.783	0.032	0.041	0.177	0.29	0.26	1HA10=0.79
T ₄	Travée	6.189	0.022	0.028	0.178	1	1.3	1HA10+2HA8=1.8
	Appui	-0.928	0.017	0.021	0.178	0.15	0.26	1HA10=0.79
T ₅	Travée	12.49	0.045	0.058	0.176	2.04	1.3	3HA12=3.39
	Appui	-1.873	0.034	0.043	0.177	0.3	0.26	1HA10=0.79
T ₆	Travée	7.803	0.028	0.036	0.177	1.27	1.3	1HA10+2HA8=1.8
	Appui	-1.1705	0.021	0.027	0.178	0.19	0.26	1HA10=0.79

➤ **Terrasse inaccessible :****Tableau III.7.** Calcul du ferrailage à l'ELU des différentes poutrelles pour la terrasse inaccessible.

	Niveau	M(KN.m)	μ_{bu}	α	z(m)	$A_{calculée}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisie}(cm^2)$
T ₁	Travée	8.5547	0.031	0.039	0.177	1.39	1.3	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-5.845	0.106	0.14	0.17	0.99	0.26	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.2231	0.022	0.028	0.178	0.20	0.26	1HA10=0.79
T ₂	Travée	8.362	0.03	0.038	0.177	1.36	1.3	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-6.273	0.144	0.152	0.169	1.07	0.26	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.692	0.031	0.039	0.177	0.27	0.26	1HA10=0.79
T ₃	Travée	11.261	0.041	0.052	0.176	1.84	1.3	3HA10=2.36
	Appui	-1.689	0.031	0.039	0.177	0.27	0.26	1HA10=0.79
T ₄	Travée	5.878	0.021	0.027	0.178	0.95	1.3	1HA10+2HA8 =1.80
	Appui	-0.882	0.016	0.020	0.179	0.14	0.26	1HA10=0.79
T ₅	Travée	11.86	0.043	0.055	0.176	1.94	1.3	3HA10=2.36
	Appui	-1.779	0.032	0.041	0.177	0.29	0.26	1HA10=0.79
T ₆	Travée	7.404	0.027	0.034	0.178	1.2	1.3	1HA10+2HA8 =1.8
	Appui	-1.1106	0.02	0.025	0.178	0.18	0.26	1HA10=0.79

❖ **Ferrailage transversal :**

$$\phi_t \geq \min\left(\phi_t^{min}, \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \geq \min\left(10; \frac{200}{35}; 12\right)$$

On prend $\phi_t = 6mm$

D'ou : $A_t = 2HA6 = 0.57cm^2$

❖ **Vérification nécessaires :**- **ELU :**• **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \tau'_u = \min \left[\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right]$$

$$\tau_u = \frac{12.34 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.57 \text{ MPa}$$

$$\tau'_u = \min \left[\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \tau'_u \Rightarrow$ Pas de risque de rupture par cisaillement.

• **Espacement :**

$$o \quad st \leq \min (0.9d ; 40 \text{ cm})$$

$$st \leq \min(16.2 ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow st \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$o \quad st \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 b_0} \Rightarrow st \leq 47.5 \text{ cm}$$

$$o \quad st \leq \frac{0.8 \times f_e \times (\sin \alpha + \cos \alpha) \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}$$

$$\alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1$$

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

$$k = 1 \text{ Car } \Rightarrow \begin{cases} FPN. \\ \text{sans reprise de bétonnage.} \end{cases}$$

$$\text{D'où : } S_t = 15 \text{ cm}$$

• **Vérification des armatures longitudinales vis-à-vis de l'effort tranchant V_u :**➤ **au niveau de l'appui :**

$$A_l^{min} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l^{min} \geq \frac{1.15}{400} \times 12.34 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow A_l^{min} \geq 0.354 \text{ cm}^2$$

$$\text{Or: } A_l^{min} = A_{travée} + A_{rive}$$

$$A_l^{min} = 3.38 + 0.79 = 4.17 \text{ cm}^2 \geq 0.346 \text{ cm}^2$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement des armatures longitudinales par l'effort tranchant.

• **Vérification de la bielle :**

$$V_u \leq 0.267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u = 12.34 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.12 \times 25 \Rightarrow 12.34 \text{ KN} \leq 129.762 \text{ KN}$$

Commentaire: Pas de risque d'écrasement du béton au niveau de l'appui.

• **Vérification de la jonction table-nervure :**

$$\tau_u^1 \leq \bar{\tau}_u, \text{ avec : } \begin{cases} \tau_u^1 = \frac{b_1 \times \tau_u^{max}}{0.9 \times b \times d \times h_0} \\ b_1 = \frac{b-b_0}{2} \end{cases}$$

$$b_1 = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm}$$

$$\tau_u^1 = \frac{24 \times 12.34 \times 10^{-3} \times 10^{-2}}{0.9 \times 0.6 \times 0.18 \times 0.04} \Rightarrow \tau_u^1 < \bar{\tau}_u$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure.

Les résultats des vérifications nécessaires à l'ELU des différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau III.8. Vérification nécessaires à l'ELU pour les différents types de poutrelles.

	Niveau	Cisaillement $\tau_u \leq \bar{\tau}$ (MPa)	Armatures longitudinales (cm ²)		Bielle $v_u \leq 0.276 a b_0 f_{c28}$ (KN)	Jonction $\tau_u^1 \leq \bar{\tau}$ (MPa)
			$\frac{\gamma_s}{f_e} v_u$	$\frac{\gamma_s}{f_e} (v_u + \frac{M_u}{0.9 d})$		
T ₁	Etage courant	0.63 < 3.33	0.39 < 3.15	-0.74 < 3.93	13.65 < 129.762	0.84 < 3.33
	Terrasse inaccessible	0.59 < 3.33	0.37 < 3.15	-0.66 < 3.93	12.903 < 129.762	0.79 < 3.33
T ₂	Etage courant	0.64 < 3.33	0.39 < 3.15	-0.81 < 3.93	13.768 < 129.762	0.84 < 3.33
	Terrasse inaccessible	0.60 < 3.33	0.37 < 3.15	-0.74 < 3.93	13.012 < 129.762	0.80 < 3.33
T ₃	Etage courant	0.56 < 3.33	0.35 < 3.15	/	12.039 < 129.762	0.743 < 3.33
	Terrasse inaccessible	0.53 < 3.33	0.34 < 3.15	/	11.423 < 129.762	0.71 < 3.33
T ₄	Etage courant	0.40 < 3.33	0.25 < 2.59	/	8.687 < 129.762	0.54 < 3.33
	Terrasse inaccessible	0.38 < 3.33	0.24 < 2.95	/	8.242 < 129.762	0.51 < 3.33
T ₅	Etage courant	0.57 < 3.33	0.35 < 3.15	/	12.34 < 129.762	0.76 < 3.33
	Terrasse Inaccessible	0.54 < 3.33	0.34 < 3.15	/	11.71 < 129.762	0.72 < 3.33
T ₆	Etage courant	0.45 < 3.33	0.28 < 2.95	/	9.754 < 129.762	0.602 < 3.33
	Terrasse inaccessible	0.55 < 3.33	0.34 < 2.95	/	11.846 < 129.762	0.731 < 3.33
Observation		vérifiée	Vérifiée		vérifiée	Vérifiée

- ELS :
- Vérification des contraintes :

En travée :

Position de l'axe neutre :

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

$$H = \frac{0.6 \times 0.04^2}{2} - 15(3.39 \times 10^{-4})(0.18 - 0.04) \Rightarrow H = -2.32 \times 10^{-4} < 0$$

$\Rightarrow$ Le calcul se fera pour une section en T

Calcul de y :

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

$$y = 4.74 \text{ cm}$$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{60}{3} y^3 - (60 - 12) \frac{(y - 4)^3}{3} + 15 \times 2.36 \times (18 - y)^2$$

$$I = 11070.76 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{9.03 \times 10^{-3}}{11070.76 \times 10^{-8}} \times 4.74 \times 10^{-2} = 3.86 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.86 \text{ Mpa} \leq 15 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les résultats des vérifications à l'ELS pour les différents types de poutrelles sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Etage courant :

Tableau III.9. Vérification des contraintes à l'ELS des différents types de poutrelles pour étages courants.

	Niveau	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation
T ₁	Travée	6.466	2.36	4.06	8217.52	3.19 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	-4.561	1.57	6.67	4210.05	7.13 < 15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-0.955	0.79	5.06	2502.42	1.92 < 15	Vérifiée
T ₂	Travée	6.322	2.36	4.06	8217.51	3.12 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	-4.895	1.57	6.67	4210.05	7.75 < 15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-0.955	0.79	5.06	2502.4	1.92 < 15	Vérifiée
T ₃	Travée	8.595	2.36	4.06	8217.5	4.24 < 15	Vérifiée
	Appui	-1.289	0.79	5.06	2502.42	2.60 < 15	Vérifiée
T ₄	Travée	4.474	1.80	3.6	6531.84	2.46 < 15	Vérifiée
	Appui	-0.671	0.79	5.06	2502.42	1.35 < 15	Vérifiée
T ₅	Travée	9.03	3.39	4.74	11070.76	3.86 < 15	Vérifiée
	Appui	-1.354	0.79	5.06	2502.42	2.73 < 15	Vérifiée
T ₆	Travée	5.641	1.8	3.6	6531.84	3.11 < 15	Vérifiée
	Appui	-0.846	0.79	5.06	2502.42	1.71 < 15	Vérifiée

➤ Terrasse inaccessible :

Tableau III.10. Vérification des contraintes à l'ELS des différents types de poutrelles pour terrasse inaccessible.

	Niveau	M^s (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$ (Mpa)	Observation
T ₁	Travée	6.236	2.36	4.06	8217.52	3.07 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	-4.229	1.57	6.67	4210.05	6.69 < 15	Vérifiée
	Appui intermédiaire	-0.885	0.79	5.06	2502.42	1.78 < 15	Vérifiée
T ₂	Travée	6.102	2.36	4.06	8217.52	3.01 < 15	Vérifiée
	Appui de rive	-4.538	1.57	6.67	4210.05	7.18 < 15	Vérifiée
	Appui Intermédiaire	-1.232	0.79	5.06	2502.40	2.48 < 15	Vérifiée
T ₃	Travée	8.215	2.36	4.06	8217.5	4.05 < 15	Vérifiée
	Appui	-1.232	0.79	5.06	2502.42	2.48 < 15	Vérifiée
T ₄	Travée	4.276	1.80	3.6	6531.84	2.35 < 15	Vérifiée
	Appui	-0.6414	0.79	5.06	2502.42	1.29 < 15	Vérifiée
T ₅	Travée	8.63	2.36	4.06	8217.52	4.25 < 15	Vérifiée
	Appui	-1.294	0.79	5.06	2502.42	2.61 < 15	Vérifiée
T ₆	Travée	5.391	1.8	3.6	6531.84	2.79 < 15	Vérifiée
	Appui	-0.809	0.79	5.06	2502.42	1.6 < 15	Vérifiée

• Vérification de la flèche :

❖ Condition de vérification de la flèche :

$$l = 4.05\text{m}, M_t^s = 9.03\text{ KN.m}, M_0^s = 9.03\text{ KN.m}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont observées :

- 1) $h \geq \frac{M_t^s}{15 \times M_0^s} \times l \Rightarrow 0.2\text{cm} > 0.07\text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée
- 2) $A \leq \frac{3.6 \times 12 \times 18}{400}$
- 3) $l \leq 8\text{ m}$

Or : $A = 3.39\text{ cm}^2 > 1.994\text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Non vérifiée

Puisque la deuxième condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\Delta f \leq \bar{f}, \quad l < 5\text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{l}{500} = 7.9\text{ mm}$$

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \dots\dots\dots \textbf{BAEL91 révisé 99}$$

Δf : La flèche à calculer selon le **BAEL** en considérant les propriétés du béton armé (retrait, fissure,...)

f_{gi}, f_{gv} : Les flèches instantanées et différées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons).

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

j : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

p : La charge permanente au moment de la mise des cloisons.

g : La charge permanente après la mise des cloisons.

p : La somme des charges permanentes et charges d'exploitation.

$$\begin{aligned}j &= (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 2.85 + 1 = 3.85 \text{ KN/m}^2 \\g &= (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revetement}}) = 5.28 \text{ KN/m}^2 \\p &= (G_{\text{total}} + Q_{\text{total}}) = 5.28 + 1.5 = 6.78 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_{j \text{ ser}} = 0.65 \times 3.85 = 2.5025 \text{ KN/ml}$$

$$q_{g \text{ ser}} = 0.65 \times 5.28 = 3.432 \text{ KN/ml}$$

$$q_{p \text{ ser}} = 0.65 \times 6.78 = 4.407 \text{ KN/ml}$$

❖ **Evaluation des moments :**

$$M_{j \text{ ser}} = 1 \times \frac{q_j \times l^2}{8} \Rightarrow M_{j \text{ ser}} = 1 \times \frac{2.5025 \times 4.05^2}{8} = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{g \text{ ser}} = 1 \times \frac{q_g \times l^2}{8} \Rightarrow M_{g \text{ ser}} = 1 \times \frac{3.432 \times 4.05^2}{8} = 7.04 \text{ KN.m}$$

$$M_{p \text{ ser}} = 1 \times \frac{q_p \times l^2}{8} \Rightarrow M_{p \text{ ser}} = 1 \times \frac{4.407 \times 4.05^2}{8} = 9.04 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul du moment d'inertie :**

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0}{2} + 15 A d}{b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 A} \text{ (Position du centre de gravité de la section homogène)}$$

$$\Rightarrow v = 7.06 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b}{3} v^3 + b_0 \frac{(h-v)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(v-h_0)^3}{3} + 15 A (d - v)^2 \Rightarrow I_0 = 21158 \text{ cm}^4$$

❖ **Modules de Young instantané et différé :**

$$\begin{cases} E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \\ E_i = 3 E_v \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} E_v = 10818.86 \text{ Mpa} \\ E_i = 32456.60 \text{ Mpa} \end{cases}$$

❖ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{j \text{ ser}} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{5.13 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0474)}{11071 \times 10^{-8}} = 92.178 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{g\text{ ser}} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{7.04 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0474)}{11071 \times 10^{-8}} = 126.42 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{p\text{ ser}} \times (d-y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{9.04 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0474)}{11071 \times 10^{-8}} = 162.33 \text{ Mpa}$$

❖ **Calcul des coefficients μ et λ :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} \Rightarrow \rho = \frac{3.39}{12 \times 18} = 0.016 \text{ (Pourcentage d'armatures tendues)}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 92.178 + 2.1} = 0.534$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 126.42 + 2.1} = 0.634$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \Rightarrow \mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.016 \times 162.33 + 2.1} = 0.701$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.016 \times (2 + 3 \times \frac{0.12}{0.6})} = 2.57 \dots\dots\dots \text{ (Déformation instantanée)}$$

$$\lambda_v = 0.4 \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 0.4 \times 2.57 = 1.03 \dots\dots\dots \text{ (Déformation différée)}$$

❖ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_j)} \Rightarrow I_{fji} = \frac{1.1 \times 21158}{1 + (2.57 \times 0.534)} = 9802.8 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_g)} \Rightarrow I_{fgi} = \frac{1.1 \times 21158}{1 + (2.57 \times 0.634)} = 8846.1 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_i \times \mu_p)} \Rightarrow I_{fpi} = \frac{1.1 \times 21158}{1 + (2.57 \times 0.701)} = 8300.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (\lambda_v \times \mu_g)} \Rightarrow I_{fgv} = \frac{1.1 \times 21158}{1 + (1.03 \times 0.643)} = 14085 \text{ cm}^4$$

❖ **Evaluation de la flèche :**

$$f_{ji} = \frac{M_{j\text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}} \Rightarrow f_{ji} = \frac{5.13 \times 4.05^2}{10 \times 32456.60 \times 9802.8 \times 10^{-8}} = 2.64 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{g\text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{7.04 \times 4.05^2}{10 \times 32456.60 \times 8846.1 \times 10^{-8}} = 4.02 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{p\text{ ser}} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fpi}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{9.04 \times 4.05^2}{10 \times 32456.60 \times 8300.7 \times 10^{-8}} = 5.50 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{g\ ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{f_{gv}}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{7.04 \times 4.05^2}{10 \times 10818.86 \times 14085 \times 10^{-8}} = 7.57 \text{ mm}$$

Donc : $\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6.41 \text{ mm}$

$$\bar{f} = 8.1 \text{ mm}$$

Commentaire : $\Delta f < \bar{f} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

Tableau III.11. Vérification de la flèche à l'ELS pour la poutrelle T5.

	Etage courant	Terrasse inaccessible
$l(\text{m})$	4.05	4.05
$q_{j\ ser}(\text{KN/ml})$	2.5025	2.5025
$q_{g\ ser}(\text{KN/ml})$	3.432	3.562
$q_{p\ ser}(\text{KN/ml})$	4.407	4.212
$M_{j\ ser}(\text{KN.m})$	5.13	5.13
$M_{g\ ser}(\text{KN.m})$	7.04	7.30
$M_{p\ ser}(\text{KN.m})$	9.04	8.64
$I(\text{cm}^4)$	11071	8217.5
$I_0(\text{cm}^4)$	21158	19452
λ_i	2.57	3.69
λ_v	1.03	1.47
$\sigma_{sj}(\text{Mpa})$	92.178	130.59
$\sigma_{sg}(\text{Mpa})$	126.42	185.88
$\sigma_{sp}(\text{Mpa})$	162.33	219.80
μ_j	0.534	0.53
μ_g	0.634	0.64
μ_p	0.701	0.69
$I_{f_{ji}}(\text{cm}^4)$	9802.8	7237.5
$I_{f_{gi}}(\text{cm}^4)$	8846.1	6353.7
$I_{f_{pi}}(\text{cm}^4)$	8300.7	6051.4
$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	14085	10989
$f_{ji}(\text{mm})$	2.64	3.58
$f_{gi}(\text{mm})$	4.02	5.81
$f_{pi}(\text{mm})$	5.50	7.21
$f_{gv}(\text{mm})$	7.57	10.07
$\Delta f(\text{mm})$	6.41	7.89
$\bar{f}(\text{mm})$	8.1	8.1
Observation	Vérifiée	Vérifiée

- **Schéma de ferrailage :**

Tableau III.12. Schémas de ferrailage des poutrelles.

Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher courant et Terrasse inaccessible			

- **Ferrailage de la dalle de compression :**

- Barres perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e}$$

Avec :

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

$f_e = 235 \text{ MPa}$, car c'est du treillis soudés (rond lisse)

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 0.6}{235} \times 100 = 1.02 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t \leq 20 \text{ cm}$

- Barres parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1.02}{2} = 0.51 \text{ cm}^2$$

Avec : $S_t \leq 30 \text{ cm}$

On opte pour un treillis soudés ϕ_6 (150×150)mm²

$$\begin{cases} A_{\perp} = 5\phi_6 = 1.40 \text{ cm}^2 \\ S_t \leq 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} A_{//} = 4\phi_6 = 1.13 \text{ cm}^2 \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases}$$

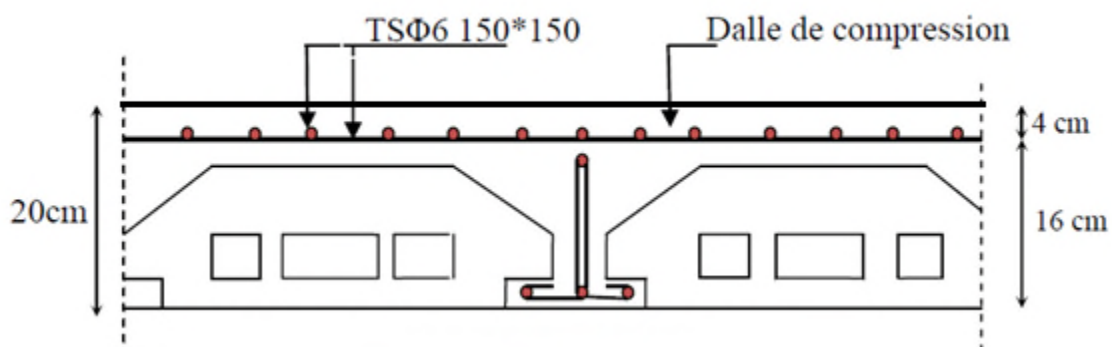


Figure III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

2.2. Calcul des dalles pleines :

La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.

❖ Premier type dalle sur 2 appuis D5 :

$$L_x = 1.75\text{m}$$

$$L_y = 4.6\text{m}$$

$$\rho = 0.38 < 0.4 \Rightarrow (\text{la dalle travaille dans un seul sens})$$

• Evaluation des charges :

$$G = 5.43\text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.5\text{KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u = (1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 1.5) = 9.58\text{KN/m}^2 \\ q_s = 5.43 + 1.5 = 6.93\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

• Les sollicitations :

$$M = \frac{q \times l^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_u = 14.67\text{KN.m} \\ M_s = 10.61\text{KN.m} \end{cases}$$

$$V = q_u \times l = 16.76\text{ KN}$$

• Ferrailage :

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle sur 2 appuis (D5).

Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	s_t (cm)
x-x	14.67	0.1035	0.137	0.094	4.46	4HA12= 4.52	20
y-y	$A_r = \frac{4.52}{4} = 1.13 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \Rightarrow 4\text{HA8} = 2.01\text{cm}^2/\text{ml}$ avec $s_t = 20\text{ cm}$						
$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.13\text{ cm}^2 < A_{choisie}$							

➤ Vérifications des espacements :

Les exigences suivantes sur les espacements doivent être satisfaites :

$$\begin{cases} S_t \leq \min(3e, 33\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures principales} \\ S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures secondaires} \dots\dots\dots \text{FPN} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(4e, 45\text{cm}) \rightarrow \text{Armatures principales/secondaires} \dots\dots\dots \text{FN}$$

$\Rightarrow$ Les conditions sont vérifiées.

➤ Vérification de l'effort tranchant

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que: $\tau \leq \bar{\tau}$

Avec :

$$\tau = \frac{v}{b \times d} = \frac{16.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.16\text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Cette dalle se trouve à l'extérieur **(FN)**, on doit alors vérifier la contrainte de compression dans le béton σ_b ainsi que la contrainte de traction dans l'acier σ_s avec :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte admissible du béton

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible de l'acier

$$\text{FN} \rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right] = 201.64 \text{ Mpa}$$

Avec: $\eta = 1.6$ acier HA

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A y - 15 A d = 0 \rightarrow \text{On aura « } y \text{ »}.$$

Le tableau ci-dessous résume la vérification des contraintes :

Tableau III.14. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D5.

sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Observation
x-x	10.61	4.52	3.07	4220.6	7.71 < 15	vérifiée

➤ **Vérification à l'état limite de déformation :**

La dalle se comporte comme une console, les conditions à vérifier pour ne pas avoir à faire la vérification de la flèche sont :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t^x}{10 \times M_0^x} \right) \times l_x \right] \\ 2 \rightarrow A_t^x \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$1 \rightarrow e = 0.12 \text{ m} < 0.17 \text{ m}$$

La condition 1 n'est pas vérifiée $\Rightarrow$ la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du calcul de la flèche sont regroupés sur le tableau qui suit :

Tableau III.15. Vérification de la flèche pour la dalle D5.

Moments (KN.m)	Contraintes (Mpa)	μ	λ	Moments d'inerties fictives (cm ⁴)	f (mm)
$M_j = 4.59$	$\sigma_j = 113.20$	$\mu_j = 0.114$	$\lambda_i = 4.64$	$I_{ji} = 11144$	$f_{ji} = 0.97$
$M_g = 8.31$	$\sigma_g = 204.89$	$\mu_g = 0.367$		$I_{gi} = 6298.1$	$f_{gi} = 3.11$
$M_p = 10.61$	$\sigma_p = 261.49$	$\mu_p = 0.462$	$\lambda_v = 1.86$	$I_{gv} = 10128$	$f_{gv} = 5.81$
				$I_{pi} = 5415.4$	$f_{pi} = 4.62$

Donc :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 6.34 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1750}{250} = 7 \text{ mm}$$

Commentaire : $\Delta f < \bar{f} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

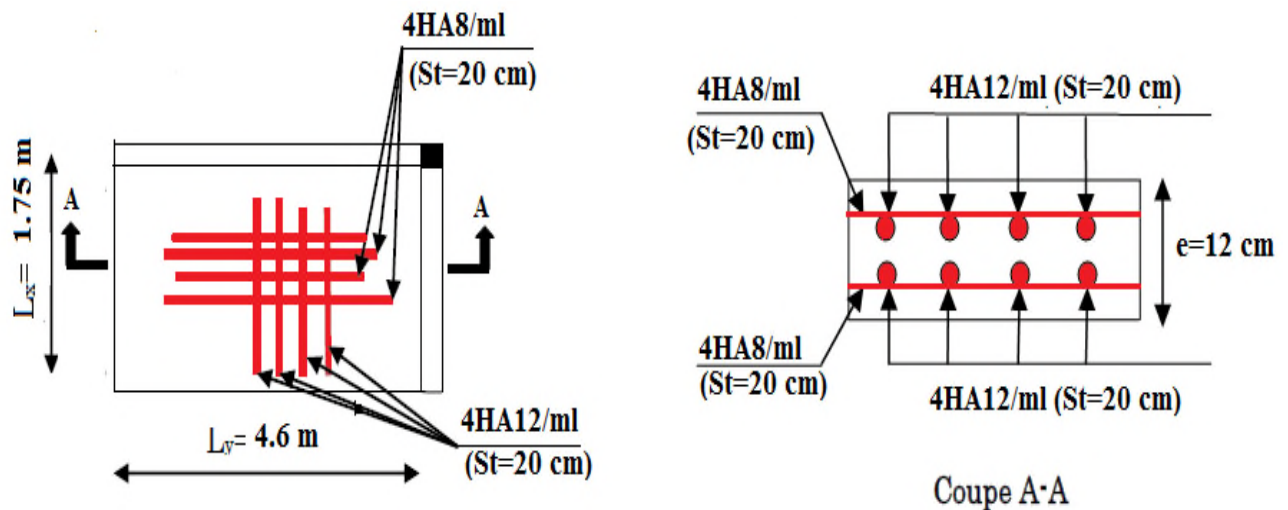


Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle D5.

❖ **Dalle sur trois appuis : (balcons D3)**

$$L_x = 1.6 \text{ m}$$

$$L_y = 2.95 \text{ m}$$

$$\rho = 0.54 > 0.4 \Rightarrow \text{(la dalle travaille dans les deux sens)}$$

• **Evaluation des charges :**

$$G = 5.43 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1.35 \times 5.43) + (1.5 \times 3.5) = 12.58 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

Tableau III.16. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis (D3).

Sens	M_0		M_t		$A_{calculée}$ cm ²	A_{min} cm ²	$A_{choisie}$ cm ²	s_t cm
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
x-x	13.46	9.55	11.44	8.12	3.86	1.18	6HA10 = 4.71	15
y-y	8.44	5.99	7.17	5.09	2.37	0.96	4HA10 = 3.14	20
En appui								
x-x	13.46	9.55	6.73	4.78	2.22	1.18	4HA10 = 3.14	20

➤ **Vérifications des espacements :**

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq \min(2e, 25\text{cm}) = 24\text{cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(2e, 45\text{cm}) = 24 \text{ cm}$$

⇒ Condition vérifiée

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

Pour éviter l'utilisation des armatures transversales dans la dalle il faut vérifier que: $\tau \leq \bar{\tau}$

$$\tau = \frac{v}{b \times d} = \frac{6.71 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.07 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ Mpa}$$

$\tau \leq \bar{\tau} \Rightarrow$ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III.17. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D3.

Sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
Travée x-x	8.12	2.93	3441.6	6.91 < 15	vérifiée	214.84 > 201.64	Non vérifiée
Travée y-y	5.09	2.47	2510.7	5.03 < 15	vérifiée	198.39 < 201.64	vérifiée
Appui	4.78	2.47	2510.7	4.71 < 15	vérifiée	186.09 < 201.64	vérifiée

Au niveau de la dalle la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, on doit alors recalculer la section d'armatures à l'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{d(1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.18. Section d'armature recalculée pour la dalle D3.

sens	M_{ser}	β	α	$A_s^{recalculé}$ (cm ²)	$A^{choisie}$ (cm ²)
x-x	8.12	0.0049	0.33	5.03	5HA12 =5.65

➤ **Vérification à l'état limite de déformation :**

$$\text{Sens x-x} \Rightarrow h = 0.12 > \max \left[0.0065 \times 1.6 ; \frac{8.11}{10 \times 9.55} \times 1.6 \right] = 0.13$$

$$\text{Sens y-y} \Rightarrow h = 0.12 > \max \left[0.0065 \times 1.6 ; \frac{5.09}{10 \times 5.99} \times 1.6 \right] = 0.13$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

Le tableau suivant résume les résultats de la vérification :

Tableau III.19. Vérification de la flèche pour la dalle D3.

sens	ρ	λ_i	λ_v	Moments (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	Moments D'inerties Fictifs (cm ⁴)	f (mm)	Δf (mm)	$\bar{f}$ (mm)
x-x	0.006	3.34	1.34	$M_j=2.73$	$\sigma_j=60.72$	$\mu_j=0$	$I_{ji}=16679$	$f_{ji}=0.13$	1.33	3.2
				$M_g=4.94$	$\sigma_g=109.91$	$\mu_g=0.244$	$I_{gi}=91863.4$	$f_{gi}=0.24$		
							$I_{gv}=125761$	$f_{gv}=0.93$		
				$M_p=8.12$	$\sigma_p=180.76$	$\mu_p=0.446$	$I_{pi}=66891.5$	$f_{pi}=0.96$		
y-y	0.003	6.01	2.41	$M_j=1.71$	$\sigma_j=66.65$	$\mu_j=0$	$I_{ji}=16306$	$f_{ji}=0.28$	2.82	5.9
				$M_g=3.09$	$\sigma_g=120.63$	$\mu_g=0.028$	$I_{gi}=13906$	$f_{gi}=0.59$		
							$I_{gv}=15253$	$f_{gv}=1.63$		
				$M_p=5.09$	$\sigma_p=198.39$	$\mu_p=0.245$	$I_{pi}=6586.5$	$f_{pi}=2.07$		

⇒ La flèche est vérifiée.

➤ Schéma de ferrailage :

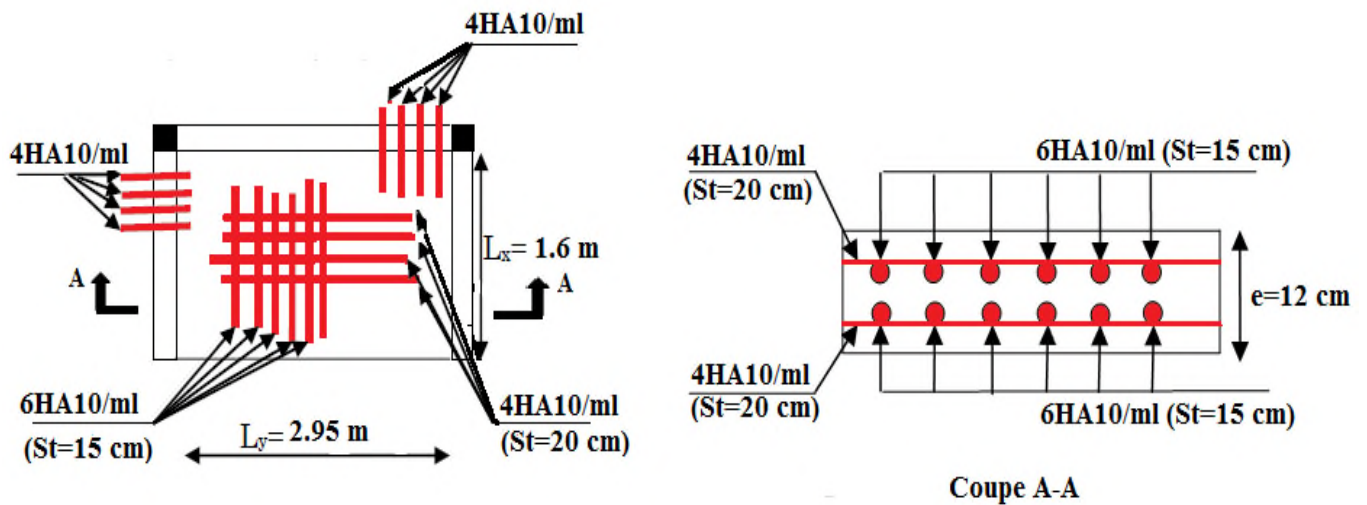


Figure III.9. Schéma de ferrailage de la dalle D3

❖ Dalle sur quatre appuis (D1) :

$$L_x = 2.7 \text{ m}$$

$$L_y = 3.75 \text{ m}$$

$$\rho = 0.72 > 0.4 \Rightarrow (\text{la dalle travaille dans les deux sens})$$

➤ Evaluation des charges :

$$G = 7.43 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35 \times 7.43) + (1.5 \times 1.5) = 12.28 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 8.93 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des moments :

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0658 \\ \mu_y = 0.4624 \end{cases} \text{Annexe (2)}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0719 \\ \mu_y = 0.6063 \end{cases} \text{Annexe (2)}$$

$$\begin{cases} M_{ox}^u = 0.0658 \times 12.28 \times 2.7^2 = 5.89 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^u = 0.4624 \times 5.89 = 2.72 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox}^s = 0.0719 \times 8.9 \times 2.7^2 = 4.68 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^s = 0.6063 \times 4.68 = 2.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul des moments compte tenu de l'encastrement :

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_{ox} = 4.42 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.75 M_{oy} = 2.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELU \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = -1.77 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} M_t^x = 3.51 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS \Rightarrow \begin{cases} M_{ax} = -1.40 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0.85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage:**

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

Tableau III.20. Ferraillage de la dalle sur 4 appuis D1.

Sens	moment KN.m	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculée}$ cm^2	A_{min} cm^2	$A_{choisie}$ cm^2
x-x	4.42	0.0096	0.0122	0.179	0.71	1.82	3HA10=2.36
y-y	2.04	0.0044	0.0055	0.179	0.33	1.6	3HA10=2.36
Appui	-1.77	0.0038	0.0048	0.179	0.28	1.82	3HA10=2.36

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

$$V_u = \frac{q \times l_x}{3} = 11.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.09 < \bar{\tau}_u = 1.25 \Rightarrow \text{Pas de rupture par cisaillement.}$$

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Tableau III.21. Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle D1.

sens	M_{ser} KN.m	Y cm	I cm^4	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	3.51	3.23	8845.88	$1.28 < 15$	Vérifiée
y-y	2.13	3.23	8845.88	$0.77 < 15$	Vérifiée
Appui	-1.40	3.23	8845.88	$0.52 < 15$	Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche :**

1) Sens x-x $\Rightarrow e = 20 \text{ cm} > 11.47 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Sens y-y $\Rightarrow e = 20 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow$ Condition vérifiée

2) $A_{tx} = 2.36 \text{ cm}^2 < \frac{2 \times 1 \times 0.2}{400} \times 10^4 = 10 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition vérifiée

⇒ Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

Dans cette dalle on a une ouverture de (1.85×1.70) donc on va calculer la longueur des barres de renfort :

$$L_f = a + b + 2L_s$$

L_f : La longueur des barres de renfort.

$$L_s = 40\phi \text{ pour HA}$$

- Dans sens x-x :

$$L_s = 40 \times 2.36 = 94.4 \text{ cm}$$

$$L_f = 1.85 + 1.7 + 1.89$$

$$L_f = 5.44 \text{ m}$$

- Dans sens y-y :

$$L_s = 40 \times 2.36 = 94.4 \text{ cm}$$

$$L_f = 1.85 + 1.7 + 1.89$$

$$L_f = 5.44 \text{ m}$$

Les armatures qui devraient traverser l'ouverture de la cage d'ascenseur seront remplacées par des aciers de renfort de section équivalente définie comme suit :

$$A'_x = 1.7 \times 2.36 = 4.01 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 1.85 \times 2.36 = 4.37 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A'_x = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

$$A'_y = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2$$

➤ Schéma de ferrailage :

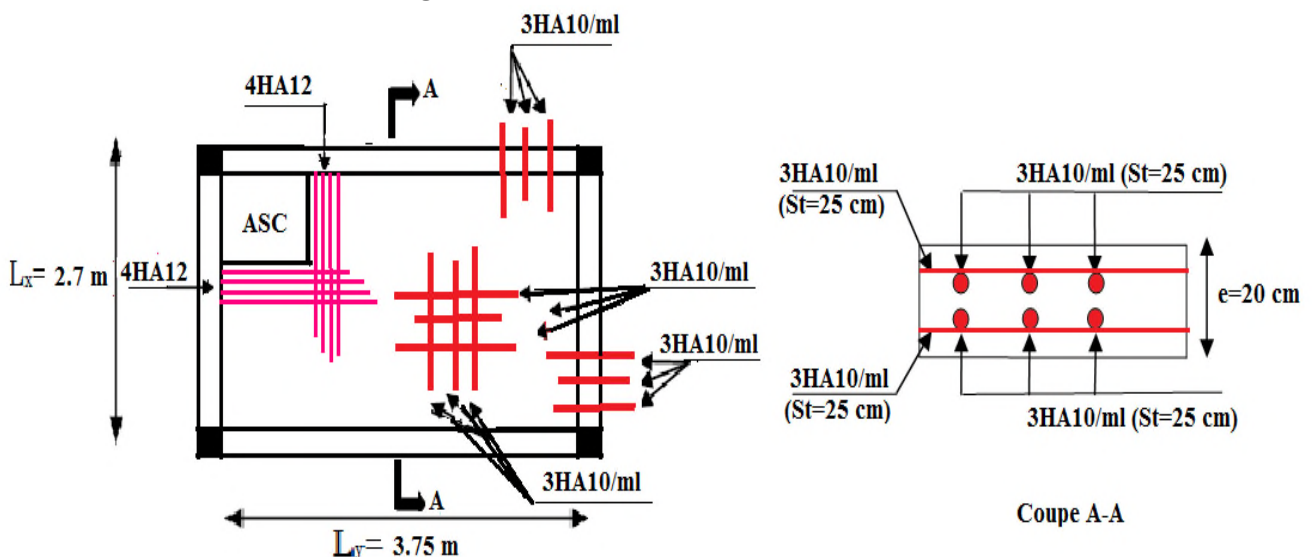


Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle D1

Les résultats de calcul des sollicitations des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.22. Les sollicitations dans les différentes dalles pleines.

Dalles		ELU					ELS		
		$M_x^{travée}$ KN.m	$M_y^{travée}$ KN.m	M_x^{appui} KN.m	V_x KN	V_y KN	$M_x^{travée}$ KN.m	$M_y^{travée}$ KN.m	M_x^{appui} KN.m
Balcon (FN)	D4	4.13	5.30	-2.43	7.53	3.34	2.92	3.76	1.72
	D7	8.47	3.08	-4.98	7.28	0.63	6.01	2.18	3.54
Plancher (FPN)	D2	6.99	/	-4.11	2.77	/	5.06	/	2.97
	D6	2.51	0.62	-1.48	5.59	4.19	1.87	0.64	1.10
Terrasse inaccessible	D5'	13.93	/	/	15.92	/	10.15	/	/
	D6'	2.38	0.60	1.40	5.31	3.98	1.79	0.61	1.05

Les résultats de vérification de l'effort tranchant des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.23. Vérification de l'effort tranchant dans les différentes dalles pleines.

Dalles	V_{ux} KN	$\tau_{ux} \leq \overline{\tau_u}$ MPa	Observation	V_{uy} KN	$\tau_{uy} \leq \overline{\tau_u}$ MPa	observation
D4	7.53	$0.08 < 1.16$	Vérifiée	3.34	$0.04 < 1.16$	Vérifiée
D7	7.28	$0.08 < 1.16$	Vérifiée	0.63	$0.007 < 1.16$	Vérifiée
D2	2.77	$0.03 < 1.16$	Vérifiée	/	/	/
D6	5.59	$0.06 < 1.16$	Vérifiée	4.19	$0.04 < 1.16$	Vérifiée
D5'	15.92	$0.17 < 1.16$	Vérifiée	/	/	/
D6'	5.31	$0.06 < 1.16$	Vérifiée	3.98	$0.04 < 1.16$	Vérifiée

Les résultats de calcul du ferrailage à L'ELU des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.24. Calcul du ferrailage à l'ELU dans les différentes dalles pleines.

Dalles	sens	M KN.m	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} cm ²	A_{min} cm ²	A_{choisi} cm ²
D4	x-x	4.13	0.036	0.046	0.088	1.34	1.07	3HA10 = 2.36
	y-y	5.30	0.046	0.059	0.088	1.73	0.96	3HA10 = 2.36
	Appui	-2.43	0.021	0.027	0.089	0.78	1.07	3HA10 = 2.36
D7	x-x	8.47	0.074	0.096	0.086	2.81	1.23	3HA12 = 3.39
	y-y	3.08	0.027	0.034	0.089	0.99	0.96	3HA10 = 2.36
	Appui	4.98	0.043	0.055	0.088	1.62	1.23	3HA10 = 2.36
D2	x-x	6.99	0.049	0.063	0.097	2.06	0.96	3HA10 = 2.36
D6	x-x	2.51	0.017	0.023	0.099	0.73	1.2	3HA10 = 2.36
	y-y	0.62	0.004	0.005	0.099	0.18	0.96	3HA10 = 2.36
	Appui	1.48	0.011	0.013	0.099	0.42	1.2	3HA10 = 2.36
D5'	x-x	13.93	0.121	0.162	0.084	4.76	1.09	5HA12 = 5.65
D6'	x-x	2.38	0.021	0.026	0.089	0.77	1.22	3HA10 = 2.36
	y-y	0.60	0.0052	0.006	0.089	0.19	0.96	3HA10 = 2.36
	Appui	1.40	0.012	0.015	0.089	0.5	1.22	3HA10 = 2.36

Les résultats des vérifications des contraintes à l'ELS des dalles pleines sont illustrés dans le tableau qui suit :

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS dans les différentes dalles pleines.

Dalles		M_s KN.m	Y cm	I cm ⁴	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ MPa	Observation	$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}}$ MPa	Observation
D4	x-x	2.60	2.19	1991.8	$3.22 < 15$	Vérifiée	$150.10 < 201.29$	Vérifiée
	y-y	3.34	2.19	1991.8	$4.15 < 15$	Vérifiée	$192.98 < 201.29$	Vérifiée
	Appui	0.91	2.19	1991.8	$1.89 < 15$	Vérifiée	$88.29 < 201.29$	Vérifiée
D7	x-x	6.01	2.56	2668.2	$5.77 < 15$	Vérifiée	$217.67 < 201.29$	Non Vérifiée
	y-y	2.18	2.19	1991.8	$2.41 < 15$	Vérifiée	$112.02 < 201.29$	Vérifiée
	Appui	3.54	2.19	1991.8	$3.89 < 15$	Vérifiée	$181.22 < 201.29$	Vérifiée
D2	x-x	5.06	2.33	2504.2	$4.71 < 15$	Vérifiée	/	/
D6	x-x	1.87	2.33	2504.2	$1.74 < 15$	Vérifiée	/	/
	y-y	0.64	2.33	2504.2	$0.59 < 15$	Vérifiée	/	/
	Appui	1.10	2.33	2504.2	$1.02 < 15$	Vérifiée	/	/
D5'	x-x	10.15	3.15	3942.2	$8.11 < 15$	Vérifiée	$226.01 > 201.29$	Non Vérifiée
D6'	x-x	1.79	2.19	1991.8	$1.97 < 15$	Vérifiée	$91.80 < 201.29$	Vérifiée
	y-y	0.61	2.19	1991.8	$0.67 < 15$	Vérifiée	$31.23 < 201.29$	Vérifiée
	Appui	1.05	2.19	1991.8	$1.16 < 15$	Vérifiée	$54.01 < 201.29$	Vérifiée

Au niveau de la dalle D5' et D7 la contrainte σ_{st} n'est pas vérifiée, on doit alors recalculer la section d'armatures à l'ELS :

$$A_s = \frac{M_s}{d(1 - \frac{\alpha}{3}) \times \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec :

$$\beta = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \bar{\sigma}_{st}}$$

$$\alpha = \sqrt{90 \times \beta \times \frac{1 - \alpha}{3 - \alpha}}$$

Les résultats obtenus sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Section d'armature recalculée pour la dalle D5' et D7.

Dalles	sens	M_{ser} (KN.m)	β	α	$A_s^{recalculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)
D5'	x-x	10.15	0.0062	0.36	6.35	6HA12 = 6.79
D7	x-x	6.01	0.0036	0.29	3.66	5HA10=3.93

- **Evaluation de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire, si les conditions suivantes sont satisfaites :

- D4 :

$$x-x \begin{cases} 12 \text{ cm} > 6.79 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

$$y-y \begin{cases} 12 \text{ cm} > 6.79 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

- D7 :

$$x-x \begin{cases} 12 \text{ cm} > 5.1 \text{ cm} \\ 3.93 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

$$y-y \begin{cases} 12 \text{ cm} > 11.45 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

- D2 :

$$\begin{cases} 12 \text{ cm} > 7.42 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

- D6 :

$$x-x \begin{cases} 12 \text{ cm} > 7.43 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

$$y-y \begin{cases} 12 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

- D5' :

$$12 \text{ cm} < 17.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée (la vérification de la flèche est nécessaire)}$$

- D6' :

$$x-x \begin{cases} 12 \text{ cm} > 7.46 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition vérifiée (la vérification de la flèche n'est pas nécessaire)}$$

$$y-y \begin{cases} 12 \text{ cm} < 15.88 \text{ cm} \\ 2.36 \text{ cm}^2 < 4.5 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée (la vérification de la flèche est nécessaire)}$$

Tableau III.27. Vérification de la flèche dans les différentes dalles pleines.

Dalle		f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	$\Delta_f < \bar{f}$ (mm)	Observation
D5'	x-x	5.53	1.03	2.79	3.52	$5.22 < 7 \text{ mm}$	Vérifiée
D6	y-y	0.39	0.07	0.13	0.17	$0.36 < 7.5 \text{ mm}$	Vérifiée
D6'	y-y	0.41	0.07	0.14	0.16	$0.37 < 7.5 \text{ mm}$	Vérifiée

3. Etude de l'ascenseur :

Un ascenseur est un dispositif assurant le déplacement en hauteur des personnes dans les bâtiments à niveaux multiples. Dans notre projet on optera pour un ascenseur destiné à déplacer 8 personnes ces caractéristiques sont les suivantes :

- ✓ $v = 1 \text{ m/s}$ (vitesse de circulation)
- ✓ $P_M = 15 \text{ KN}$ (Charge due à la salle machine)
- ✓ $D_M = 82 \text{ KN}$ (Charge due à l'ascenseur)
- ✓ $F_c = 102 \text{ KN}$ (Poids de la cuvette)
- ✓ Charge nominale = 6.3 KN

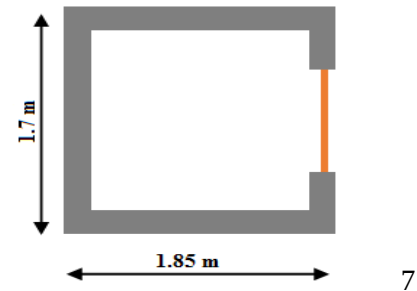


Figure III.11. Coupe transversale de l'ascenseur

• Etude de la dalle d'ascenseur :

La dalle reprend une charge importante on choisit une épaisseur de 20 cm elle est soumise aux charges suivantes :

• Evaluation des charges et surcharges :

- Poids propre de la dalle et du revêtement :

$$G_1 = 25 \times 0.2 + 22 \times 0.05 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

- Poids de la cuvette :

$$G_2 = \frac{F_c}{s} = \frac{102}{1.85 \times 1.7} = 32.43 \text{ KN/m}^2$$

- Poids total :

$$G = G_1 + G_2 = 6.1 + 32.43 = 38.53 \text{ KN/m}^2$$

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

3.1. Etude de l'ascenseur sous charge uniformément réparties :❖ **A l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times 38.53 + 1.5 \times 1$$

$$P_u = 53.52 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des moments :**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.70}{1.85} \Rightarrow \rho = 0.9 > 0.4 \text{ (la dalle travaille dans les 2 sens)}$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \text{Annexe (2)} : \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$M_{x1} = \mu_x \times q_x \times l_x^2$$

$$M_{y1} = \mu_y \times M_{x1}$$

$$M_{x1} = 0.0456 \times 53.52 \times 1.7^2 = 7.05 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0.7834 \times 7.05 = 5.52 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{x1} = 5.29 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{y1} = 4.14 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{x1}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -3.53 \text{ KN.m}$$

- **Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 \times l_y^4}$$

$$V_y = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 \times l_y^4}$$

$$V_x = 26.56 \text{ KN}$$

$$V_y = 20.61 \text{ KN}$$

- **Ferraillage :**

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

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

$$d_x = 17 \text{ cm}$$

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

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.28. Ferrailage de l'ascenseur sous charge uniformément répartie.

sens	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculé}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)
x-x	5.29	0.0129	0.016	0.169	0.9	4HA8=2.01
y-y	4.14	0.01	0.013	0.159	0.74	4HA8=2.01
Appui	-3.53	0.009	0.011	0.169	0.6	4HA8=2.01

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

$e > 12 \text{ cm}$ Et $\rho > 0.4$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 1.26 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Calcul des espacements :**

Sens x-x : $S_t \leq \min(3e; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau_u = \frac{26.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.16 \text{ MPa}$$

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

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de rupture

❖ **A P'ELS :**

$$P_s = 38.53 + 1$$

$$P_s = 39.53 \text{ KN/m}^2$$

- **Evaluation des moments :**

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \text{Annexe (2)} : \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_{x1} = 0.0528 \times 39.53 \times 1.7^2 = 6.03 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 0.8502 \times 6.03 = 5.13 \text{ KN.m}$$

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_{x1} = 4.52 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_{y1} = 3.85 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{x1}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -3.02 \text{ KN.m}$$

- Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats obtenus :

Tableau III.29. Vérification des contraintes sous a l'ELS sous charge uniformément répartie.

sens	M_{ser} KN. m	Y cm	I cm ⁴	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	4.52	2.91	6807.02	1.93<15	Vérifié
y-y	3.85	2.91	6807.02	1.64<15	Vérifié
Appui	-3.02	2.91	6807.02	1.29<15	Vérifié

- Vérification de la flèche :

$$h = 20 \text{ cm} < \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}} \right) l_x \right]$$

$$A_{tx} = 2.01 < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$h = 0.2 \text{ m} > 0.063 \text{ m} \Rightarrow$ Condition vérifiée

$\frac{2 \times b \times d}{f_e} = 8.5 \times 10^{-4} > 2.01 \times 10^{-4} \Rightarrow$ Condition vérifiée

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- Schéma de ferrailage :

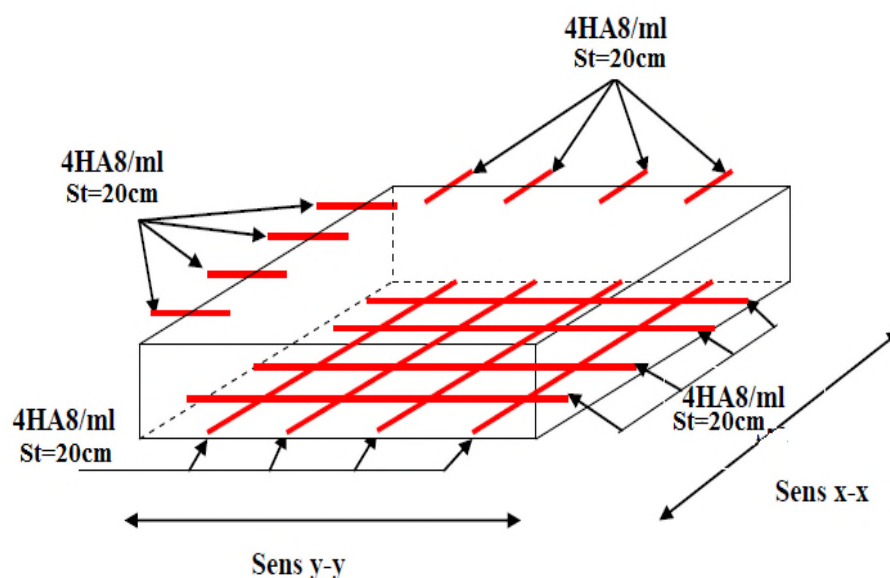


Figure III.12. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessous de l'ascenseur.

3.2. Etude de l'ascenseur sous charge concentrée :

La charge concentrée P est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$; elle agit uniformément sur une aire $U \times V$ située sur le plan moyen de la dalle.

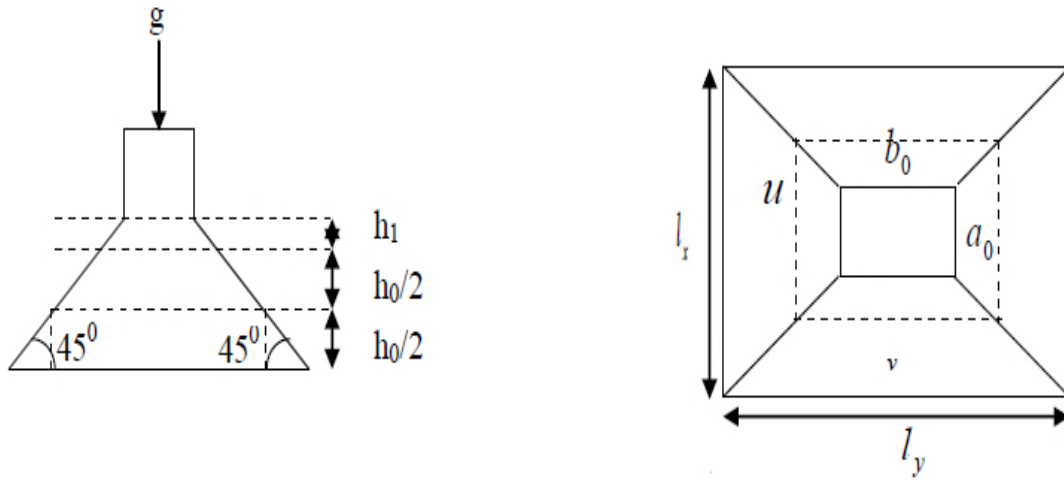


Figure III.13. Schéma représentant la surface d'impact.

$$G_{concentrée} = D_M + D_p = 82 + 15$$

$$Q_{concentrée} = \text{charge nominale}$$

$$G_{concentrée} = 97 \text{ KN}$$

$$Q_{concentrée} = 6.3 \text{ KN}$$

On a :

$$\begin{cases} U = a_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \\ V = b_0 + h_0 + 2 \times \varepsilon \times h_1 \end{cases}$$

Avec :

a_0 et U : Dimension parallèle à l_x

b_0 et V : Dimension parallèle à l_y

$a_0 \times b_0$: Surface du chargement de la charge concentrée.

h : Épaisseur du revêtement

ε : Coefficient qui dépend du type de revêtement ($\varepsilon = 1$)

$$\text{Pour : } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm} \\ b_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$U = 80 + 20 + (2 \times 1 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

$$V = 80 + 20 + (2 \times 1 \times 5) = 110 \text{ cm}$$

- Evaluation des moments dus aux charges concentrées :

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

$$M_y = (M_2 + \vartheta M_1)q$$

Avec :

ϑ : Coefficient de poisson

M_1 Et M_2 : valeurs lues à partir de l'abaque de Pigeand [Annexe (3)]

➤ M_1 Est en fonction de $\frac{\mu}{l_x}$ et ρ :

$$\begin{cases} \frac{\mu}{l_x} = \frac{110}{170} = 0.65 \\ \rho = 0.9 \end{cases}$$

➤ M_2 Est en fonction de $\frac{\mu}{l_y}$ et ρ :

$$\begin{cases} \frac{\mu}{l_y} = \frac{110}{185} = 0.6 \\ \rho = 0.9 \end{cases}$$

On se référant à l'abaque de Pigeand on trouve :

Annexe (3) : $\begin{cases} M_1 = 0.077 \\ M_2 = 0.062 \end{cases}$

Donc :

$$q_u = 1.35 \times G_{concentrée} + 1.5 \times Q_{concentrée}$$

$$q_u = 1.35 \times 97 + 1.5 \times 6.3$$

$$\begin{cases} q_u = 140.40 \text{ KN} \\ q_s = 103.3 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{x1} = q_u \times M_1$$

$$M_{y1} = q_u \times M_2$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 10.81 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 8.70 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \text{Annexe(2)} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$p_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.735 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times p_u \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.28 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 1.002 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

Les moments max agissants au centre de la dalle :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.81 + 1.28$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 8.7 + 1.002$$

$$M_x = 12.09 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 9.702 \text{ KN.m}$$

Pour le ferrailage on doit tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des murs :

✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x = 9.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y = 7.28 \text{ KN.m}$$

✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_x$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 6.05 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

La section considérée est une section de $(1\text{m} \times 0.2\text{m})$ sollicitée à la flexion simple. Les résultats sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau III.30.Ferraillage de l'ascenseur sous charge concentrée.

sens	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)
x-x	9.07	0.022	0.028	0.168	1.55	4HA10=3.14
y-y	7.28	0.02	0.025	0.158	1.32	4HA10=3.14
Appui	-6.05	0.015	0.018	0.168	1.03	4HA10=3.14

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

$$A_x^{min} = \rho_0 \frac{3 \times \rho}{2} \times b \times h_0$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times h_0$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = 1.68 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t > A_{min}$$

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL 91, aucune armature d'effort tranchant n'est requise si la condition suivante est satisfaite :

$$P_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

P_u : La charge de calcul à l'ELS.

h : La hauteur de la dalle.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$\mu_c = 2 \times (U + V) = 440 \text{ cm}$$

$P_u = 140.4 \text{ KN} < 660 \text{ KN} \Rightarrow$ Pas de risque de poinçonnement de la dalle

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{P_u}{3 \times V} = \frac{140.4}{3 \times 1.1} \Rightarrow V_u = 42.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{42.54 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Condition vérifiée.

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Evaluation des moments dus au système de levage :**

$$M_{x1} = (M_1 + \vartheta M_2) P_s$$

$$M_{y1} = (M_2 + \vartheta M_1) P_s$$

$$M_{x1} = 103.3 \times (0.077 + 0.2 \times 0.062) \Rightarrow M_{x1} = 9.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 103.3 \times (0.062 + 0.2 \times 0.677) \Rightarrow M_{y1} = 7.99 \text{ KN.m}$$

- **Evaluation des moments dus au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = G + Q = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\rho = 0.9 \Rightarrow \text{Annexe (2)}: \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times P_{ser} \times l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 1.08 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.92 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Superposition des moments :**

$$M_x = 9.24 + 1.08 = 10.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 7.99 + 0.92 = 8.91 \text{ KN.m}$$

- ✓ **En travée :**

$$M_{tx} = 0.75 \times 10.32 = 7.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times 8.91 = 6.68 \text{ KN.m}$$

- ✓ **En appui :**

$$M_{ax} = M_{ay} = -0.5 \times 10.32 = 5.16 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

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

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.31. Vérification des contraintes à l'ELS sous charge concentrée.

sens	M_{ser} KN.m	Y cm	I cm	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$ (MPa)	Observation
x-x	10.32	3.67	11319.6	$3.35 < 15$	Vérifiée
y-y	6.68	3.67	11319.6	$2.17 < 15$	Vérifiée
Appui	-5.16	3.67	11319.6	$1.68 < 15$	Vérifiée

- **Vérification de la flèche :**

$$h = 0.2 \text{ m} < \max \left[\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}} \right) l_x \right]$$

$$A_{tx} = 2.01 < \frac{2 \times b \times d}{f_e}$$

$$h = 0.2 \text{ m} > 0.064 \text{ m} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{2 \times b \times d}{f_e} = 8.5 \text{ cm}^2 > 3.14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Schéma de ferrailage :**

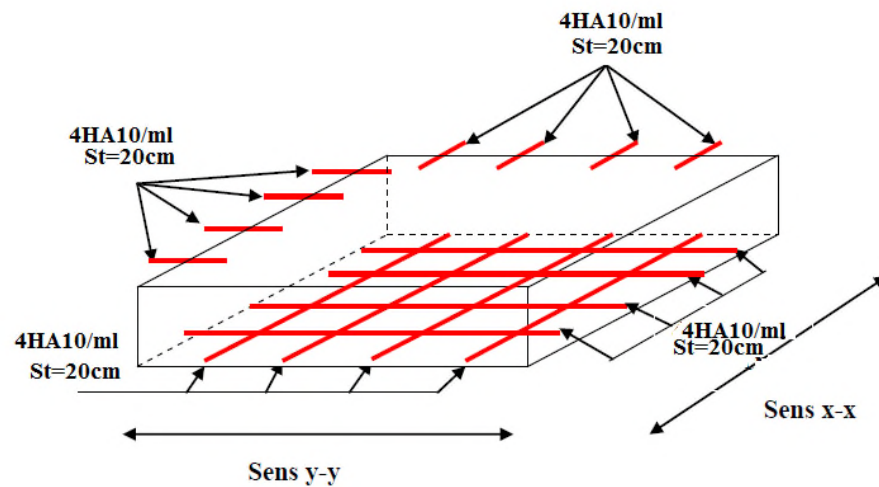


Figure III.14. Schéma de ferrailage de la dalle pleine au-dessus de l'ascenseur.

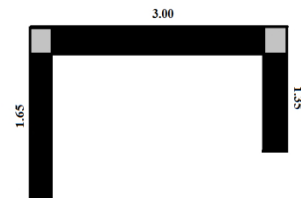
4. Calcul des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

Notre structure comporte un seul type d'escalier en béton armé identique pour tous les étages.

❖ **Dalle sur trois appuis (panneau de dalle de l'escalier) :**

$$\begin{aligned}
 l_x &= 1.65 \text{ m} \\
 l_y &= 3 \text{ m} \\
 l_x &= 1.65 > \frac{l_y}{2} = 1.5 \\
 \begin{cases} M_{0x} = \frac{q \times l_y^3}{24} \\ M_{0y} = \frac{q l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q l_y^3}{48} \end{cases}
 \end{aligned}$$



$$G = 5.18 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1.35 \times 5.18) + (1.5 \times 2.5) = 10.743 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \frac{10.743 \times 3^3}{24} = 12.08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{10.743 \times 3^2}{8} \left(1.62 - \frac{3}{2} \right) + \frac{10.743 \times 3^3}{48} = 7.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **En travée :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 10.27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 6.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ En appui :

$$M_{ax} = 6.04 \text{ KN.m}$$

Tableau III.32.calcul du ferrailage à l'ELU pour le panneau de dalle de l'escalier.

sens	M_0 (KN.m)		M_t (KN. m)		$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)	S_t (cm)
	ELU	ELS	ELU	ELS				
En travée								
x-x	12.08	8.64	10.27	7.34	2.32	1.47	4HA10=3.14	20
y-y	7.86	5.62	6.67	4.77	1.49	1.2	4HA8 =2.01	20
En Appui								
x-x	-12.08	8.64	6.04	4.32	1.35	1.47	4HA8=2.01	20

• **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3e; 33) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 33$$

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(4e; 45) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} < 45$$

$\Rightarrow$ vérifiée

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

$$V_u = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$$

$$V_u = 8.12 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{8.12 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} \Rightarrow \tau_u = 0.06 < \bar{\tau}_u$$

Tableau III.33.vérification des contraintes à l'ELS pour le panneau de dalle de l'escalier.

sens	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$Y(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\bar{\sigma}_{bc}(\text{MPa})$	Observation
x-x	7.34	3.06	5608.7	4.01	15	Vérifiée
y-y	4.77	2.51	3844.8	3.12	15	Vérifiée
Appui	-4.32	2.51	3844.8	2.82	15	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

$$\Rightarrow h = 0.15$$

$$\max \left[(0.065 ; \frac{7.34}{10 \times 8.64}) \times l_x \right] = \max \left[(0.065 ; 0.085) \times l_x \right]$$

$$h = 0.15 > 0.14$$

$$\Rightarrow A_s = 3.14$$

$$\frac{4.2 \times 100 \times 13}{400} = 13.65$$

$$\Rightarrow A_s = 3.14 < 13.65$$

$$\Rightarrow 1.65 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

Les 3 conditions sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Charges sur la volée :

$$✓ \text{ Palier : } \begin{cases} G_p = 5.18 \text{ KN/m}^2 \\ Q_p = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$✓ \text{ Volée : } \begin{cases} G_v = 8.21 \text{ KN/m}^2 \\ Q_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$✓ \text{ Volée' : } \begin{cases} G'_v = 7.08 \text{ KN/m}^2 \\ Q'_v = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Les charges reprises par le palier et par les volées sont regroupées sur le tableau suivant :

Tableau III.34. Charges reprises par le palier et la volée.

charges	ELU	ELS
$q_{\text{palier}} \text{ (KN/m)}$	10.74	7.68
$q_{\text{volée}} \text{ (KN/m)}$	14.83	10.79
$q'_{\text{volée}} \text{ (KN/m)}$	13.32	9.58

❖ Volée III :

Après calcul par la méthode RDM, on trouve:

$$R_A = 10.18 \text{ KN}$$

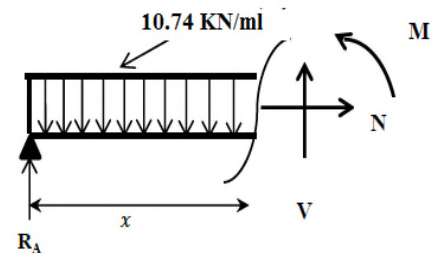
$$R_B = 49.2 \text{ KN}$$

• Calcul des moments :

1^{er} tronçon : $0 < x < 1.35 \text{ m}$

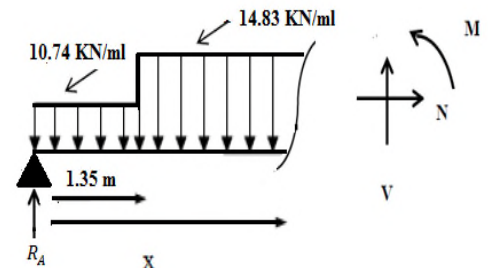
$$V = 10.74 x - 10.18$$

$$M = -5.372 x^2 + 10.18x$$



$$\text{Pour } x = 0 \Rightarrow \begin{cases} V = -10.18 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Pour } x = 1.35 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 4.31 \text{ KN} \\ M = 3.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$



2^{ém} tronçon : $1.35 < x < 2.85 \text{ m}$

$$V = 14.83x - 15.71$$

$$M = -7.42x^2 + 15.71x - 3.72$$

Pour $x = 1.35 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 4.32 \text{ KN} \\ M = 3.96 \text{ KN.m} \end{cases}$

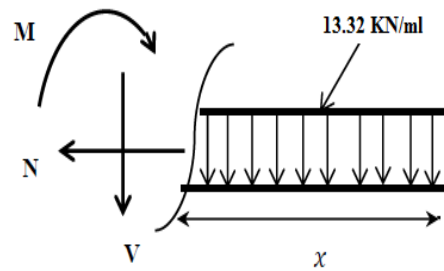
Pour $x = 2.58 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 26.56 \text{ KN} \\ M = -19.2 \text{ KN.m} \end{cases}$

3^{ém} tronçon : $0 < x < 1.7 \text{ m}$

$$\begin{aligned} V &= -13.32x \\ M &= -6.66x^2 \end{aligned}$$

Pour $x = 1.7 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = -22.64 \text{ KN} \\ M = -19.2 \text{ KN.m} \end{cases}$

Pour $x = 0 \text{ m} \Rightarrow \begin{cases} V = 0 \text{ KN} \\ M = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$



- **Calcul des moments corrigés :**

$$M_t^u = 0.85 \times M^{max} = 16.30 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0.3 \times M^{max} = -6.95 \text{ KN.m}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul du ferraillage de la volée I a donné les résultats représentés sur le tableau ci-dessous :

Tableau III.35. Calcul du ferraillage à l'ELU de la volée I.

En Travée							
μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2	$A_{choisie}$ cm^2	A_r cm^2	$A_r^{choisie}$ cm^2	s_t Cm
0.068	0.088	0.125	3.74	4HA12=4.52	1.13	4HA8=2.01	20
$A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$							
En Appui							
0.04	0.051	0.127	2.17	3HA10=3.14	0.78	4HA8=2.01	25

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.2 < 1.16 \text{ Mpa}$$

Commentaire : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification des contraintes à l'ELS :**

$$M_s^{max} = 11.82 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = 0.85 \times M^{max} = 10.04 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0.3 \times M^{max} = -3.55 \text{ KN.m}$$

Le calcul et la vérification des contraintes ont donné les résultats résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.36. Vérification des contraintes à l'ELS pour la volée I.

Calcul	Vérifications
En Travée	
$y = 3.57 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 4.75\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
$I = 7545.74 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 4.75\text{Mpa}$	
En Appui	
$y = 3.06\text{cm}$	$\sigma_{bc} = 1.94\text{Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
$I = 5608.74\text{cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 1.94\text{Mpa}$	

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \\ 2 \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$1 \Rightarrow e = 0.15 \text{ m} > \max(0.178; 0.24) \Rightarrow e = 0.15 \text{ m} < 0.24 \text{ m} \rightarrow \text{pas vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire.

$$\text{sous: } g \begin{cases} q_{vg} = 8.29 \\ q'_{vg} = 7.08 \\ q_{pg} = 5.18 \end{cases}$$

$$\text{sous : } j \begin{cases} q_{vj} = 6.67 \\ q'_{vj} = 5.82 \\ q_{pj} = 3.75 \end{cases}$$

$$\text{sous : } p \begin{cases} q_{vp} = 10.79 \\ q'_{vp} = 9.58 \\ q_{pp} = 7.68 \end{cases}$$

Après calcul par la méthode RDM, on trouve :

Tableau III.37. Vérification de la flèche pour la volée I.

$I_0 = 189551\text{cm}^4$, $\rho = 0.0035$					
Moments : (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	λ	Moments d'inerties fictives (cm^4)	f (mm)
$M_j = 8.47$	$\sigma_j = 158.69$	$\mu_j = 0.147$	$\lambda_i = 6.04$	$I_{ji} = 110536$	$f_{ji} = 0.49$
$M_g = 10.26$	$\sigma_g = 192.23$	$\mu_g = 0.23$		$I_{gi} = 87245$	$f_{gi} = 0.75$
$M_p = 13.81$	$\sigma_p = 258.74$	$\mu_p = 0.355$	$\lambda_v = 2.42$	$I_{gv} = 134005$	$f_{gv} = 1.46$
				$I_{pi} = 66304$	$f_{pi} = 1.33$

Donc :

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1.55\text{mm}$$

$$\bar{f} = 5.7\text{mm}$$

Commentaire : $\Delta f < \bar{f} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée.

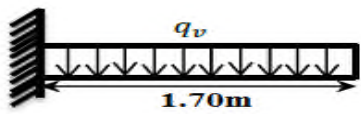
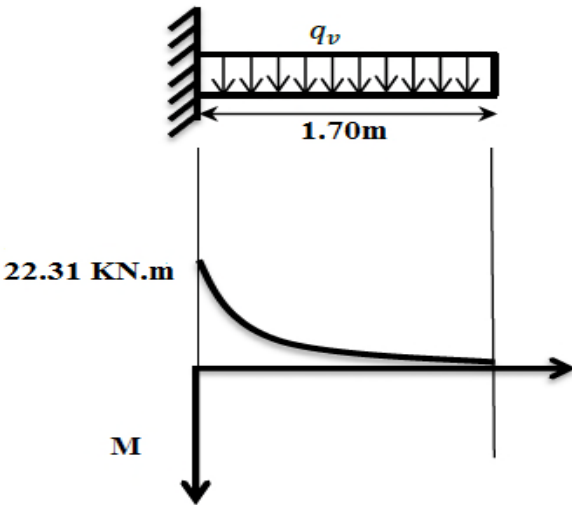
❖ **Volée II :**

- **Charges sur la volée II :**

$$\begin{cases} G = 8.66 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Le calcul des sollicitations sur la volée II est résumé sur le tableau suivant :

Tableau III.38. Calcul des sollicitations sur la volée II.

Schéma statique	Diagramme des moments
 $q_v^u = 1.35(8.66) + 1.5(2.5) = 15.44 \text{ KN/m}$ $q_v^s = (8.66) + (2.5) = 11.16 \text{ KN/m}$	
Sollicitations	
$M_u^{max} = -q_v^u \times \frac{l^2}{2} = -22.31 \text{ KN.m}$ $M_s^{max} = -q_v^s \times \frac{l^2}{2} = -16.13 \text{ KN.m}$ $V^{max} = q_v^u \times l = 26.25 \text{ KN}$	

- Ferraillage :**

Le calcul du ferraillage de la volée II a donné les résultats représentés sur le tableau suivant :

Tableau III.39. Calcul du ferraillage à l'ELU de la volée II.

μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	$A_r^{choisie}$ cm ² /ml	s_t cm
0.093	0.122	0.124	5.17	5HA12 = 5.65	$\frac{A_{calculée}}{4} = 1.41$	4HA8 = 2.01	15
$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$							

- Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} \times f_{c28}$$

$$\Rightarrow 0.22 \text{ Mpa} < 1.16 \text{ Mpa}$$

Commentaire : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification des contraintes a l'ELS :**

Le calcul et la vérification des contraintes ont donné les résultats résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.40. Vérification des contraintes à l'ELS pour la volée II.

Calculs	vérifications
$y = 3.92 \text{ cm}$	$\sigma_{bc} = 7.03 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$
$I = 8995.21 \text{ cm}^4$	
$\sigma_{bc} = 7.03 \text{ Mpa}$	

- Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$\begin{cases} 1 \rightarrow e \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) l \right] \\ 2 \rightarrow A_t \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \end{cases}$$

$$1 \Rightarrow e = 15 \text{ cm} > \max \left(0.0625; \frac{16.13}{10 \times 16.13} \right) \times 1.7 \Rightarrow e = 15 \text{ cm} < 17 \text{ cm} \rightarrow \text{pas vérifiée}$$

Commentaire : La première condition n'est pas vérifiée donc ; la vérification de la flèche est nécessaire.

Les résultats du calcul de la flèche sont regroupés sur le tableau qui suit :

Tableau III.41. Vérification de la flèche pour la volée II.

$I_0 = 29841 \text{ cm}^4$, $\rho = 0.0047$					
Moments : (KN.m)	Contraintes (MPa)	μ	λ	Moments d'inerties fictives (cm^4)	f (mm)
$M_j = 5.75$	$\sigma_j = 94.61$	$\mu_j = 0.0533$	$\lambda_i = 4.46$	$I_{ji} = 26520$	$f_{ji} = 0.48$
				$I_{gi} = 19936$	$f_{gi} = 0.79$
$M_g = 7.09$	$\sigma_g = 116.71$	$\mu_g = 0.1449$	$\lambda_v = 1.78$	$I_{gv} = 26080$	$f_{gv} = 1.82$
$M_p = 9.14$	$\sigma_p = 150.41$	$\mu_p = 0.2549$		$I_{pi} = 15358$	$f_{pi} = 1.32$

Donc:

$$\Delta f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 1.86 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{1700}{250} = 6.8 \text{ mm}$$

Commentaire : $\Delta f < \bar{f} \Rightarrow$ la flèche est vérifiée

- Schéma de ferrailage :

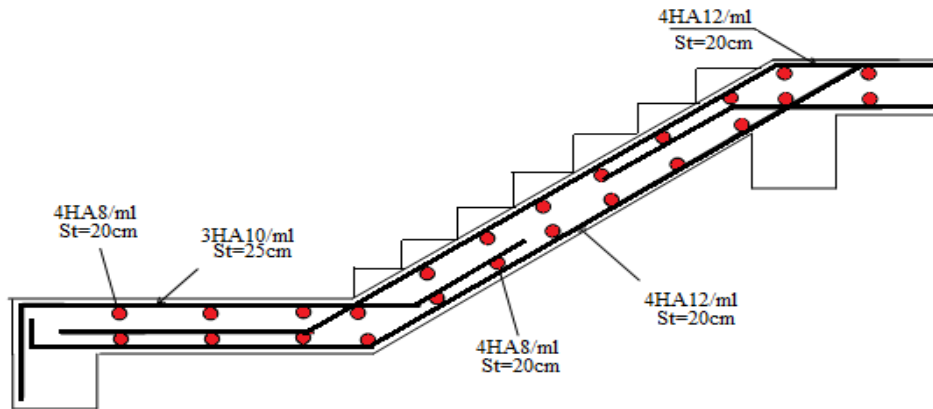


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la volée I et III.

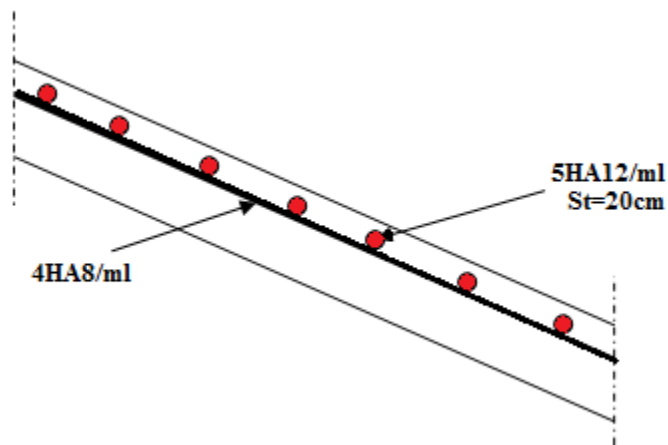


Figure III.16. Schéma de ferrailage de la volée II.

5. Calcul de la poutre brisée :

La poutre brisée est une poutre noyée dans le palier et la volée, son rôle est de reprendre les sollicitations de la flexion (due à son poids propre) et à la torsion (due au couple de torsion).

- Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10}$$

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32$$

$$\text{Soit : } \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Le RPA préconise :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases}$$

⇒ Les conditions sont vérifiées.

- **Chargement revenant à la poutre brisée :**

La poutre est soumise à son poids propre :

$$G_0^{horizontal} = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/ml}$$

$$G_0^{incliné} = \frac{25 \times 0.3 \times 0.3}{\cos(4,1,99)} = 3,03 \text{ KN/ml}$$

De plus elle est soumise aux charges transmises par les volées

$$q_{v1} = \left(8.21 + \frac{(1,5 + 1,05)}{2} \right) + (7,05 \times 1,7)$$

$$q_{v1} = 22,5 \text{ KN/m}$$

$$q_{v2} = (8,66 \times 1,7) = 14,72 \text{ KN/m}$$

$$q_{v3} = (8,29 \times 1,2) + (5,18 \times 0,08) + (7,02 \times 1,7)$$

$$q_{u3} = 22,4 \text{ KN/m}$$

à l'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_{u1} = 1,35(22,5 + 2,25) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u1} = 37,16 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u2} = 1,35(14,72 + 3,03) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u2} = 27,71 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u3} = 1,35(22,4 + 2,25) + (1,5 \times 2,5)$$

$$q_{u3} = 37,02 \text{ KN/ml}$$

à l'ELS:

$$q_s = G + Q$$

$$q_{s1} = 27,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s2} = 20,25 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s3} = 27,15 \text{ KN/ml}$$

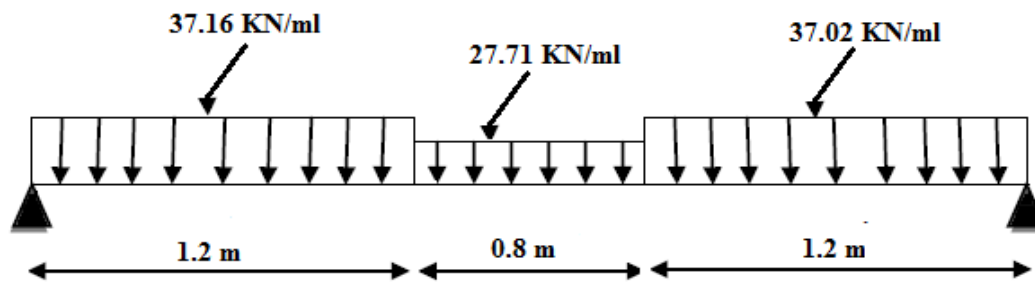


Figure III.17. Schéma statique de la poutre brisée

- Calcul à la flexion

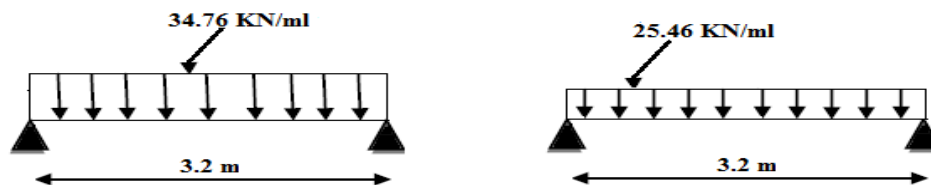
- Calcul de $q_{equivalent}$:

$$q_{ueq} = \frac{(37,16 \times 1,2) + (27,71 \times 0,08) + (37,02 \times 1,7)}{3,2}$$

$$q_{ueq} = 34,76 \text{ KN/m}$$

$$q_{seq} = \frac{(27,25 \times 1,2) + (20,25 \times 0,8) + (27,15 \times 1,2)}{3,2}$$

$$q_{seq} = 25,46 \text{ KN/m}$$



- Calcul des sollicitations :

$$M_t^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{34,76 \times 3,2^2}{8} = 44,99 \text{ KN.m}$$

$$M_t^s = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{25,46 \times 3,2^2}{8} = 32,59 \text{ KN.m}$$

- Calcul des moments :

à l'ELU :

$$M_t^s = 0,85 \times 44,99 = 37,82 \text{ KN.m}$$

$$M_a^u = -0,5 \times 44,99 = -22,25 \text{ KN.m}$$

$$V = \frac{qL}{2} = 55,62 \text{ KN.m}$$

à l'ELS:

$$M_a^s = 0,85 \times 32,59 = 27,70 \text{ KN.m}$$

$$M_a^s = -0,5 \times 32,59 = -16,29 \text{ KN.m}$$

➤ **Ferraillage:****Tableau III.42.** Calcul du ferraillage à l'ELU de la poutre brisée en flexion simple.

Localisation	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{Min} (cm ²)
Appui	-22,25	0,067	0,087	0,27	2,37	1,01
Travée	37,82	0,113	0,151	0,263	4,13	1,01

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

$$\tau_f = \frac{55,62 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,66 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

• **Calcul a la torsion :**

Selon le BAEL 91/99 ; la contrainte tangente de torsion est donné par la formule :

$$\tau_t = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e}$$

Ω : L'aire du contour tracé à mi épaisseurs des parois

e : Épaisseur de la paroi du point considéré

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$e = \frac{b}{2} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2$$

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_{torsion}^a \times l}{2}$$

Avec : $M_{torsion}^a = 22,31 \text{ KN.m}$

$$M_{torsion}^{max} = \frac{22,31 \times 3,2}{2} = 35,7 \text{ KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{35,7 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 5 \times 10^{-2}}$$

$\tau_t = 5,7 \text{ MPa} > 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$ Condition non vérifiée

Remarque :

On redimensionne la section de la poutre brisée, après les calculs nous avons obtenus une section nécessaire qui est $(b \times h) = (35 \times 40) \text{ cm}^2$

Donc :

$$e = \frac{35}{6} = 5.83 \text{ cm}$$

$$\Omega = (35 - 5.83) \times (35 - 5.83) = 996.74 \text{ cm}^2$$

$$\tau_t = \frac{35.7 \times 10^{-3}}{2 \times 996.74 \times 10^{-4} \times 5.83 \times 10^{-2}}$$

$$\tau_t = 3.07 \text{ MPa} < 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La contrainte de cisaillement à la flexion simple après redimensionnement est :

$$\tau_t = \frac{55.62 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.38} = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_t^2} = \sqrt{3.07^2 + 0.42^2}$$

$$\tau_u = 3.09 \text{ MPa}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = 3.09 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$\Rightarrow$ La condition est vérifiée

➤ **Ferraillage :**

• **Armatures longitudinales :**

La section d'armature longitudinale est donné par :

$$A^l = \frac{M_{torsion} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega}$$

Avec :

μ : le périmètre

$$\mu = 2(b + h) = 150 \text{ cm}$$

$$A^l = \frac{35.7 \times 10^{-3} \times 1.5 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.099674} = 7.72 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales :**

On opte pour $S_t = 20 \text{ cm}$ en travée et $S_t = 10 \text{ cm}$ en appui.

$$A_{torsion} = \frac{M_{torsion} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e}$$

$$\begin{cases} A_{torsion}^t = 1.03 \text{ cm}^2 \\ A_{torsion}^a = 0.51 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- Condition de non fragilité :

Sachant que :

$$b = 35 \text{ cm}$$

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

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

$$A_{min} = 0.23 \times 0.35 \times 0.38 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{torsion}^{calculé} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Ferraillage final de la poutre brisée :**

✓ **En travée :**

$$A_t = A_{flexion}^t + \frac{A_{torsion}^t}{2} = 4.13 + \frac{7.72}{2}$$

$$A_t = 7.99 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$A_a = A_{flexion}^a + \frac{A_{torsion}^a}{2} = 2.37 + \frac{7.72}{2}$$

$$A_a = 6.23 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{HA}12 = 6.79 \text{ cm}^2$$

Section d'armatures transversale à prendre :

$$A = 1.03 + 0.51 = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification a l'ELS :**

Tableau III.43. Vérification des contraintes à l'ELS pour la poutre brisée.

	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)
Travée	27.70	13.08	100721.7	3.59	15
Appui	16.29	12.24	88979.32	2.24	15

➤ **Vérification de la flèche :**

$$1) \quad h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10M_0} \right) \times l \right]$$

$$2) \quad A_s \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$$

$$3) \quad l \leq 8 \text{ m}$$

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

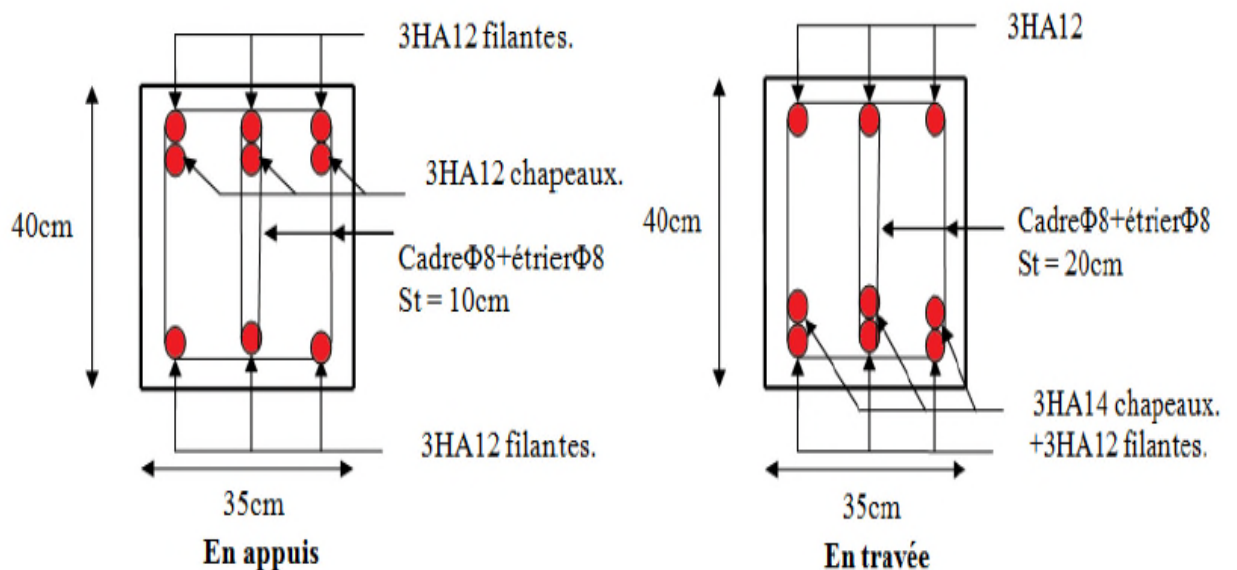
➤ **Schéma de ferrailage :**

Figure III.18. Schéma de ferrailage de la poutre brisée.

6. Calcul de l'acrotère :

Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1m de longueur. La fissuration est considérée nuisible. On a deux types :

- Type 1 : acrotère de la terrasse inaccessible
- Type 2 : acrotère de la salle machine

• **Calcul de la force sismique :**

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

$A_c = 0.15$ Coefficient d'accélération de zone IIa (groupe d'usage 2)

$C_p = 0.8$ Facteur de force horizontale.

W_p : Poids de l'acrotère.

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.73 \Rightarrow F_p = 1.31 \text{ kN}$$

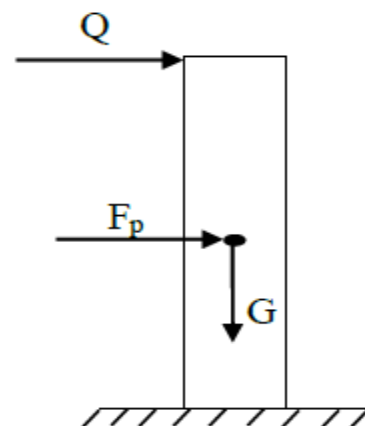


Figure III.19. Modèle de calcul de l'acrotère.

- Calcul des sollicitations :
- Calcul du centre de pression :

$$X_G = \frac{\sum x_i A_i}{\sum A_i} = 8.79 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum y_i A_i}{\sum A_i} = 32.29 \text{ cm}$$

Tableau III.44. Charges et centres de gravité des 2 acrotères.

Acrotère	Type I	Type II
Surface (m)	0.1002	0.0552
CDG (cm)	$X_G = 8.79$	$X_G = 9.84$
	$Y_G = 32.29$	$Y_G = 16.38$
G (KN)	2.73	1.49
Q (KN)	1	1
F_p (KN)	1.31	0.72

- Moments engendrés par les sollicitations :

Tableau III.45. Les sollicitations sur les acrotères.

Type I	Type II
$N_G = 1.49 \text{ KN}$	$N_G = 2.73 \text{ KN}$
$M_G = 0 \text{ KN.m}$	$M_G = 0 \text{ KN.m}$
$N_Q = 0 \text{ KN}$	$N_Q = 0 \text{ KN}$
$M_Q = Q \times h = 0.3 \text{ KN.m}$	$M_Q = Q \times h = 0.6 \text{ KN.m}$
$N_{Fp} = 0 \text{ KN}$	$N_{Fp} = 0 \text{ KN}$
$M_{Fp} = F_p \times y_G = 0.12 \text{ KN.m}$	$M_{Fp} = F_p \times y_G = 0.42 \text{ KN.m}$

Tableau III.46. Les sollicitations de combinaison des 2 acrotères.

Combinaisons				
Sollicitation		RPA99	ELU	ELS
		G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
Type I	N (KN)	1.49	2.01	1.49
	M (KN.m)	0.42	0.45	0.3
Type II	N (KN)	2.73	3.69	2.73
	M (KN.m)	1.02	0.9	0.6

➤ **Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :**

Le ferrailage se fera pour le type 2, c'est à dire l'acrotère de la terrasse inaccessible, qui est donc le plus sollicitée, les calculs se feront à l'ELU et à l'ELS. La combinaison a considéré est 1.35G +1.5Q

$N_u = 3.69$ et $M_u = 0.9$ Ces sollicitations sont réduites au CDG de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression.

$$\begin{cases} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.224 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = 0.1 \end{cases}$$

$e_1 > \frac{h}{6}$ La section est partiellement comprimée $\Rightarrow$ le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

D'après le **BAEL (Art 4.4)**, la section est soumise à un effort normal de compression, elle doit se justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

Donc, le risque de flambement conduit à remplacer (e_0) par (e) tel que :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}) = \max(2cm; 0.24)$$

$$e_a = 2cm$$

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

Ø: Rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$l_f = 2 \times h = 2 \times 0.6 = 1.2\text{m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{10^4 \times 0.15} = 69.12 \text{ cm}$$

D'où : $e = (6.912 \times 10^{-3}) + 0.02 + 0.244 = 0.271\text{m}$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 3.69 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 3.69 \times 0.271$$

$$M_u = 1 \text{ KN.m}$$

$$V = Q + F_p = 2.31 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage de l'acrotère :**

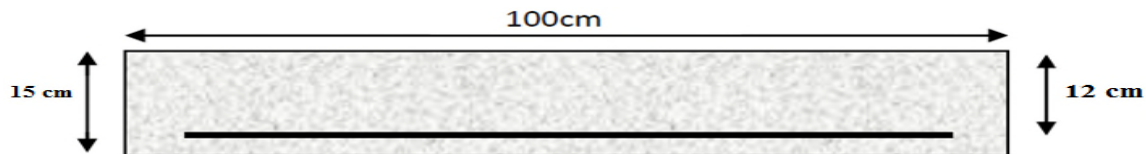


Figure III.20.Section de l'acrotère à ferrailer.

• **Calcul des armatures longitudinales :**

$$M_{ua} = M_u + N_u(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_{ua} = 1 + 3.69(0.12 - \frac{0.15}{2})$$

$$M_{ua} = 1.166 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1.166 \times 10^{-3}}{14.2 \times 1 \times 0.12^2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.0057 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0.0057)}) \Rightarrow \alpha = 0.0071$$

$$z = 0.12(1 - (0.4 \times 0.0071)) \Rightarrow z = 0.1196$$

$$A_1 = \frac{1.166 \times 10^{-3}}{0.1196 \times 348} = 0.28 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 + \frac{N_u}{f_{st}} = (0.28 \times 10^{-4}) - \frac{3.69 \times 10^{-3}}{348}$$

$$A = 0.174 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.12 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA8 = 2.01 cm²

- **Armatures de réparations :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4HA6 = 1.13 cm²

- **Espacement :**

Armatures principales :

$$s_t \leq \frac{100}{4}; \text{ On opte pour } s_t = 25 \text{ cm}$$

Armature de réparation :

$$s_t \leq \frac{100}{4}; \text{ On opte pour } s_t = 25 \text{ cm}$$

- **Vérification du cisaillement :**

$$\bar{\tau} \leq \min \left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) \Rightarrow \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q = 2.31 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.31 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.019 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ Pas de rupture par cisaillement

- **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times \frac{y_{ser}}{\mu_t}$$

$$\bar{\sigma} = \min \left(\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPa}$$

Position de l'axe neutre :

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.73}$$

$e_G = 0.219 > \frac{h_0}{2} \Rightarrow$ le CDG se trouve à l'extrémité de $N_{Gser} \Rightarrow$ section partiellement comprimé.

$$y = y_c + c$$

$$c = e_G - \frac{h}{2} \Rightarrow c = 0.219 - \frac{0.15}{2} = -0.144$$

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\begin{cases} p = -3c^2 + 90 \frac{A}{b} (d - c) \\ q = -2c^3 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.144)^2 + 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.144) \\ q = -2 \times (-0.144)^3 - 90 \times \frac{2.01 \times 10^{-4}}{1} (0.12 + 0.144)^2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} p = -0.057 \\ q = 0.0047 \end{cases}$$

$$y_c^3 + 0.057y_c + 0.0047 = 0$$

$$\Delta = 4p^3 + 27q^2 = -1.42 \times 10^{-4}$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ Il existe 3 racines réelles, on garde celui qui convient à l'intervalle suivant :

$$-c < y_c < h - c \Rightarrow 0.144 \leq y_c \leq 0.744$$

$$\begin{cases} \alpha = 2\sqrt{-p/3} \\ \phi = 154.05 \end{cases}$$

$$y_c^1 = \alpha \cos(\phi/3) = 0.172$$

$$y_c^2 = \alpha \cos(\frac{\phi}{3} + 120^\circ) = -0.272$$

$$y_c^3 = \alpha \cos(\frac{\phi}{3} + 240^\circ) = 0.1004$$

On prend : $y_c = 0.172$

$$y = y_c + c = 0.028$$

$$\mu_t = \frac{by^2}{2} - 15A(d - y) \Rightarrow \mu_t = \frac{1 \times 0.028^2}{2} - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.12 - 0.028)$$

$$\mu_t = 1.146 \times 10^{-4}$$

$$D'où : \sigma_{bc} = \frac{2.73 \times 10^{-4}}{1.146 \times 10^{-4}} \times 0.028 \Rightarrow \sigma_{bc} = 0.067 < \bar{\sigma}$$

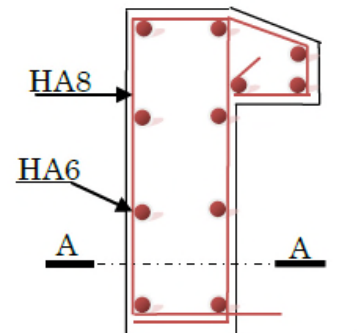
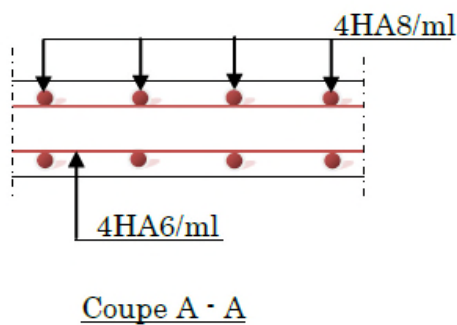


Figure III.21. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

7. Conclusion :

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrailés.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

1. Introduction :

Un séisme est un mouvement naturel, brusque et transitoire qui peut durer quelques secondes à quelques minutes. Afin d'assurer la stabilité et la rigidité d'une construction face à des charges sismiques on fait appel à un système de contreventement.

L'étude sismique d'une structure a pour objectif d'assurer une protection acceptable des constructions vis à vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement des éléments appropriés 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.

2. Méthodes de calcul utilisées :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Par la méthode **statique équivalente**
- ✓ Par la méthode **d'analyse spectrale modale**
- ✓ Par la méthode **d'analyse dynamique par accélérogrammes**

• Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. Cette méthode est utilisable sous certaines conditions (Article 4.1.2 du RPA 99/Version 2003).

D'après le RPA 99/version 2003, la force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions orthogonales selon la formule suivante:

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} w$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de la zone.

Il est donné par le tableau 4.1 page 26 du RPA99/version 2003

Pour notre structure on a :

$$\begin{cases} \text{Grouped usage 2} \\ \text{zonesismique II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

D : Facteur d'amplification dynamique.

Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), la catégorie du site et du facteur de correction d'amortissement (η)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{si} & 0 \leq T < T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & \text{si} & T_2 \leq T < 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3)^{\frac{2}{3}} \times (3/T)^{\frac{5}{3}} & \text{si} & T \geq 3.0s \end{cases} \text{ RPA99 (Formule 4.2)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la (formule 4.3) : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}}$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA 99/2003).

Nous avons opté pour un contreventement mixte donc :

$$\xi = \frac{7 + 10}{2} = 8.5\%$$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.82 > 0.7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du sol.

Selon le rapport géotechnique, le sol d'implantation de notre structure est classé en S_3 .

$\Rightarrow$ D'après le Tableau 4.7 RPA99/2003 les périodes caractéristiques sont données par :

$$\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{RPA tableau 4.7})$$

T : La période fondamentale de la structure.

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 (art 4.2.4) suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_n^{\frac{3}{4}} \\ T_{x,y} = \frac{0.09 \times h_n}{\sqrt{L_{x,y}}} \end{cases}$$

h_n : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_n = 34.56 \text{ m}$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage donnée par le Tableau 4.6 du RPA99/2003

L_x, L_y Distances du bâtiment mesurées à la base dans les deux directions.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé $\rightarrow C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times (34.56)^{\frac{3}{4}} = 0.71 \text{ s}$$

$L_x = 16.50 \text{ m} \rightarrow$ La dimension projetée du bâtiment selon le sens x.

$L_y = 12.65 \text{ m} \rightarrow$ La dimension projetée du bâtiment selon le sens y.

$$T_x^{\text{calculé}} = \frac{0.09 \times 34.56}{\sqrt{16.50}} = 0.76 \text{ s}$$

$$T_y^{\text{calculé}} = \frac{0.09 \times 34.56}{\sqrt{12.65}} = 0.87 \text{ s}$$

$$T_x = \min(T ; T_x^{\text{calculé}}) = \min(0.71 ; 0.76) \text{ s} = 0.71 \text{ s}$$

$$T_y = \min(T ; T_y^{\text{calculé}}) = \min(0.71 ; 0.87) \text{ s} = 0.71 \text{ s}$$

Remarque :

La période de vibration ne doit pas dépasser 30 % de la période calculée par la formule empirique

(Art 4.2.4) c'est-à-dire :

$$T_{sx} = 1.3 \times 0.71 = 0.923 \text{ s}$$

$$T_{sy} = 1.3 \times 0.71 = 0.923 \text{ s}$$

$$0.5 \text{ s} \leq T_{x,y} < 3 \text{ s} \rightarrow \begin{cases} D_x = 1.6 \\ D_y = 1.6 \end{cases}$$

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité Q est en fonction de :

- ✓ 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.

Sa valeur est donnée par la formule suivante : RPA99/2003(Formule 4.4) :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

P_q : La pénalité à retenir selon que le critère de qualité Q soit satisfait ou non. Sa valeur est donnée par le Tableau4-4 du RPA99/version2003.

Le tableau suivant présente les pénalités observées ou non dans notre structure :

Tableau IV.1. Valeurs du facteur de qualité.

Critère Q	Q_x	Observation	Q_y	Observation
1. condition minimales sur les files de contreventement	0	Observé	0	Observé
2. Redondance en plan	0.05	Non-observé	0.05	Non-observé
3. Régularité en plan	0	observé	0.05	Non-Observé
4. Régularité en élévation	0	observé	0	observé
6. Contrôle de la qualité des matériaux	0	Observé	0	Observé
7. Contrôle de la qualité d'exécution	0	Observé	0	Observé

$$\Rightarrow Q_x = 1.05$$

$$\Rightarrow Q_y = 1.10$$

R : Coefficient de comportement global de la structure

Sa valeur est donnée par le Tableau 4.3 du RPA99/version2003.

Pour notre structure, on a un contreventement mixte voiles/portiques avec interaction.

$$\Rightarrow R = 5$$

w : Poids total de la structure

$$w = \sum_{i=1}^n w_i ; w_i = w_{Gi} + \beta w_{Qi} \text{RPA (Formule 4.5)}$$

w_{Gi} : Poids du 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 en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

$$\beta = 0.2 \text{ (pour les étages à usage d'habitation)}$$

Pour notre cas : $W = 22731.97 \text{ KN}$

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

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.6 \times 1.05}{5} \times 22731.97 = 1145.69 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.6 \times 1.10}{5} \times 22731.97 = 1200.25 \text{ KN}$$

- **Méthode d'analyse par accélérogramme :**

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et des critères de sécurité à satisfaire.

- **Analyse modale spectrale :**

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calculs sophistiquées et, en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par des codes parasismiques modernes (RPA88) dès lors que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de lapulsion (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponses, et qui aide à faire une lecture directe des réponses maximales d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant : (RPA formule 4-13)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

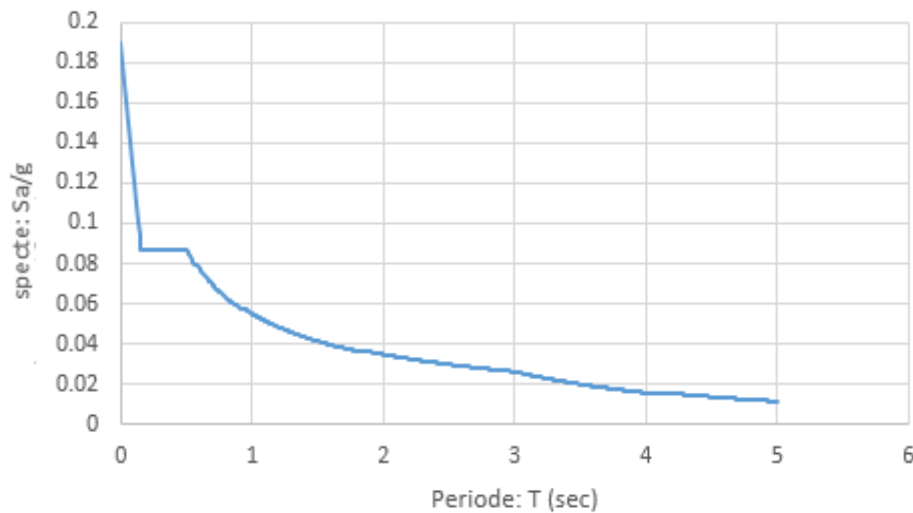


Figure IV.1. Spectre de réponse(Ex).

• **Exigences du RPA99 pour les systèmes mixtes :**

- ❖ D'après l'article 3.4.4.a, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
Les voiles et les portiques reprennent simultanément les charges horizontales proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.
Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.
- ❖ D'après l'article 4.2.4, les valeurs de T (periodes) calculées à partir d'une modélisation ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques données par le RPA de plus de 30%.
- ❖ D'après l'article 4.3.4, les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :
La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est de trois (03) dans chaque direction considérée.

3. Résultats de l'analyse dynamique :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le **SAP2000 version 14.0.0**

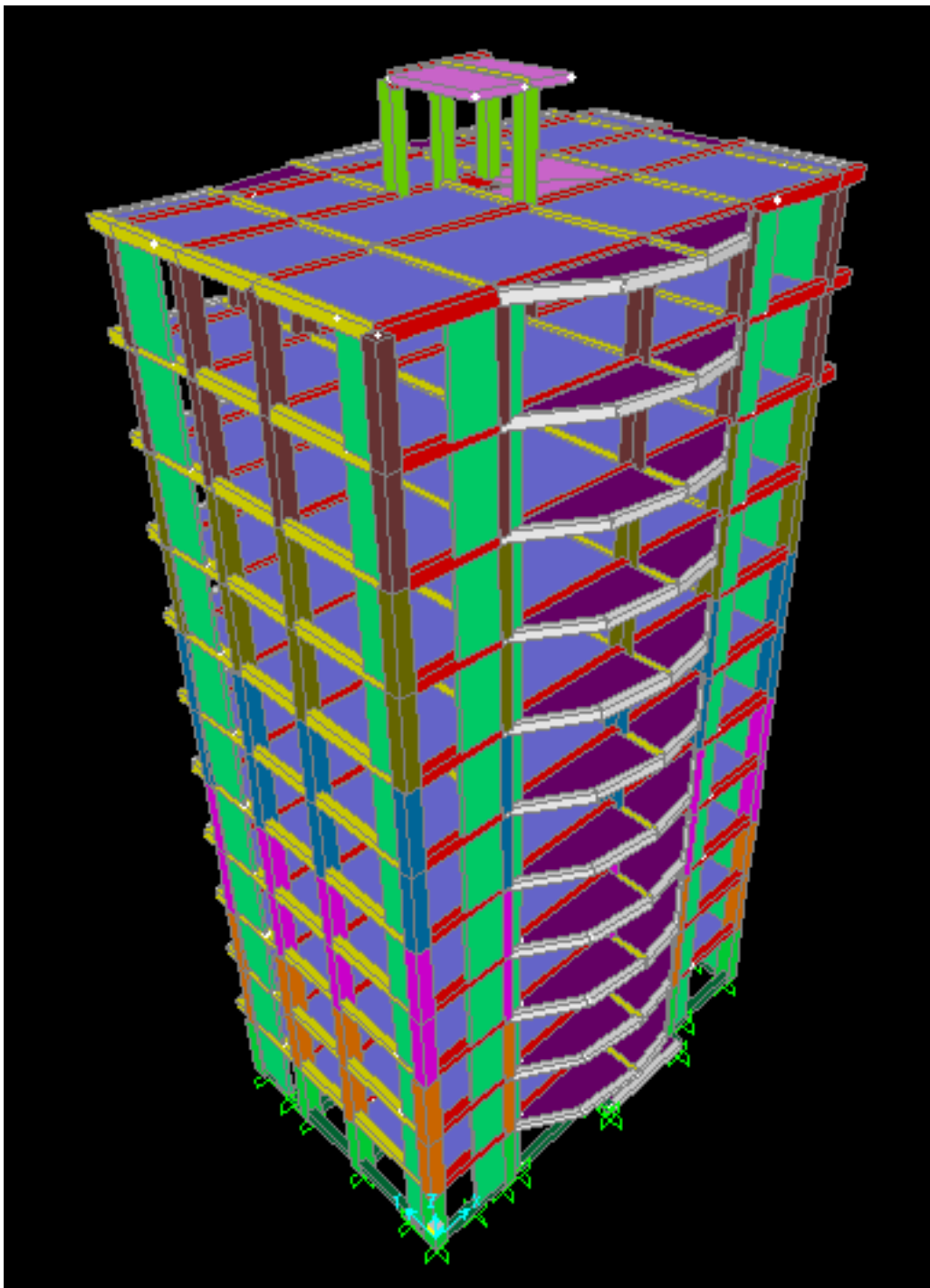


Figure IV.2. Vue en 3D du model obtenu par le logiciel SAP2000.

3.1. Disposition des voiles :

Plusieurs dispositions ont été testées afin d'obtenir un bon comportement de la structure tout en essayant de respecter l'aspect architecturale qui est un point important dans notre ouvrage et aussi satisfaire les conditions du RPA99/2003. Nous avons alors opté pour la disposition suivante représentée sur la figure IV.1

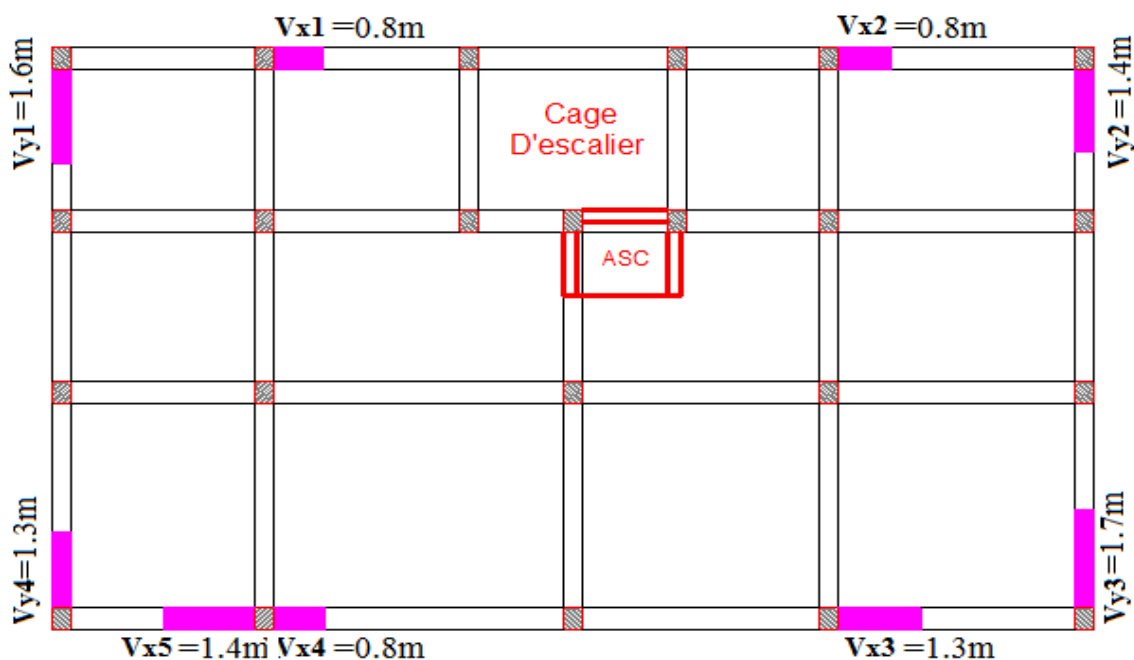


Figure IV.3. disposition des voiles de contreventement.

Afin d'arriver à satisfaire les exigences du **RPA99/version2003** citées précédemment il a fallu faire face à certaines contraintes architecturales :

- ✓ Nous avons dû créer les voiles $V_{x2}, V_{x3}, V_{y2}, V_{y3}$ au niveau du passage sous bloc (RDC), néanmoins nous avons veillé à laisser des accès

Les longueurs des voiles utilisées sont données dans le tableau suivant

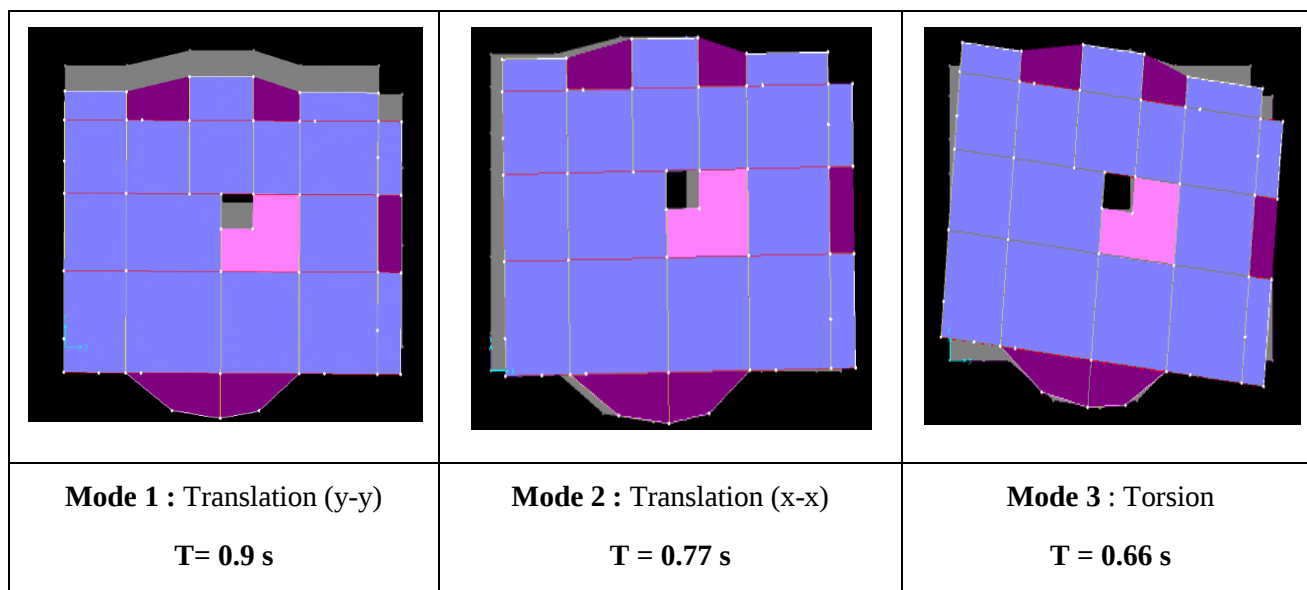
Tableau IV.2. Longueur des voiles utilisés.

voiles	$V_{x1} = V_{x2}$	V_{x3}	V_{x4}	V_{x5}	V_{y1}	V_{y2}	V_{y3}	V_{y4}
Longueur (m)	0.8	1.30	0.8	1.40	1.60	1.40	1.70	1.30

3.2. Modes de vibration et taux de participation des masses :

D'après le (RPA99/2003 Art.4.3.4) Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que « la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit au moins égale à 90 % de la masse totale de la structure »

Les trois premiers modes de vibration sont montrés sur les figures suivantes :

**Figure IV.4.**Modes de vibration

Le tableau suivant illustre les résultats des dix premiers modes de vibration obtenus :

Tableau IV.3. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales.

Mode	Période (s)	Masses modales			Masses modales cumulées		
		Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)	Ux (%)	Uy (%)	Uz (%)
1	0.900556	0.00218	0.72373	0.000002059	0.00218	0.72373	0.000002059
2	0.776423	0.73723	0.00259	0.000005451	0.73941	0.72632	0.000007511
3	0.660045	0.01741	0.00068	8.606E-07	0.75682	0.727	0.000008371
4	0.273371	0.00017	0.13239	6.172E-08	0.75699	0.85939	0.000008433
5	0.246846	0.11626	0.00013	0.00003932	0.87324	0.85952	0.00004776
6	0.20156	3.635E-08	0.0000756	0.000002629	0.87324	0.85959	0.00005039
7	0.139846	0.00004931	0.04884	0.00001707	0.87329	0.90843	0.00006746
8	0.134825	0.04245	0.00004365	0.00007477	0.91574	0.90847	0.00014
9	0.102695	0.00036	0.00012	0.000003991	0.9161	0.90859	0.00015
10	0,109543	0,00452	0,0000797	0,00005206	0,92202	0,9077	0,00021

- ✓ Les périodes numériques obtenues par le logiciel SAP version 14 dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30 % (RPA99/2003 Art 4.2.4).

- ✓ Les résultats montrent que la participation massique selon (x-x) au mode 7 et selon (y-y) au mode 8, dépasse les 90% exigé par le RPA 99.

3.3. Justification de l'interaction voiles-portiques :

D'après le règlement parasismique algérien (Article 3.4.4.a), le système de contreventement mixte est justifié quand les voiles reprennent aux plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales et les portiques reprennent aux moins 80% de ces dernières.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations à tous les niveaux. Les portiques doivent reprendre aux moins 25% de l'effort tranchant d'étage, et les voiles aux plus 75% de cet effort dû aux charges horizontale.

- **Sous charges verticales :**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.a)}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les résultats obtenus à partir du modèle 3D sont illustrés dans le tableau ci dessous :

Tableau IV.4. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges verticales.

Niveaux	Charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Portiques $\geq 80\%$	Voiles $\leq 20\%$
RDC	21659.066	3203.958	87.11	12.89
1 ^{er} étage	19469.152	3046.22	86.47	13.53
2 ^{ème} étage	17416.878	1804.693	86.17	13.83
3 ^{ème} étage	15317.053	2592.222	85.53	14.47
4 ^{ème} étage	13342.172	2310.247	85.24	14.76
5 ^{ème} étage	11324.225	2070.881	84.54	15.46
6 ^{ème} étage	9425.397	1759.122	84.27	15.73
7 ^{ème} étage	7499.783	1473.937	83.57	16.43
8 ^{ème} étage	5668.557	1136.25	83.30	16.70
9 ^{ème} étage	3745.763	775.673	82.84	17.16
10 ^{ème} étage	1929.703	377.792	83.63	16.37

Nous constatons que la limite des **20%** exigée par le **RPA99/version2003** a été respectée à tous les niveaux.

- **Sous charges horizontales :**

Il faut que :

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci dessous :

Tableau IV.5. Vérification de l'interaction voiles-portiques sous charges horizontales.

Niveau	Charges reprises (KN)				Pourcentages repris (KN)			
	Portiques		Voiles		Portiques $\geq 25\%$		Voiles $\leq 75\%$	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
RDC	614.365	478.863	464.774	522.181	56.93	47.84	43.07	52.16
1 ^{er} étage	639.157	425.834	376.209	489.075	62.95	46.54	37.05	53.46
2 ^{ème} étage	650.799	445.969	318.681	402.027	67.13	52.59	32.87	47.41
3 ^{ème} étage	593.556	429.72	322.767	360.572	64.78	54.37	35.22	45.63
4 ^{ème} étage	576.371	437.379	277.595	294.275	67.49	59.78	32.51	40.22
5 ^{ème} étage	511.357	374.973	268.57	294.53	65.56	56.01	34.44	43.99
6 ^{ème} étage	471.918	367.14	220.012	231.164	68.20	61.36	31.80	38.64
7 ^{ème} étage	373.361	310.871	217.462	207.207	63.19	60.00	36.81	40.00
8 ^{ème} étage	319.124	284.728	159.176	141.663	66.72	66.78	33.28	33.22
9 ^{ème} étage	221.316	194.43	121.741	117.441	64.51	62.34	35.49	37.66
10 ^{ème} étage	163.188	230.498	39.19	66.097	80.64	77.71	19.36	22.29

Sous charges horizontales, on remarque que les pourcentages repris par les portiques et les voiles sont dans une fourchette très raisonnable. Néanmoins, le pourcentage repris par les voiles dans le sens x-x est moins important que dans le sens y-y cela est proportionnelle à leurs rigidités relatives (voile de petite portée dans le sens x-x).

3.4. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le RPA99 (Art 7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

B : Aire de la section transversale du poteau considéré.

N_d : Effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau IV.6. Vérification de l'effort normal réduit.

Etages	Section (cm ²)	N_d (kn)	Combinaison	v	Observation
RDC	3600	1712.832	$G + Q + E_y$	0.19	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{ème} étages	3300	1581.718	$G + Q + E_y$	0.19	Vérifiée
3 ^{ème} au 4 ^{ème} étage	3025	1211.31	$G + Q + E_y$	0.16	Vérifiée
5 ^{ème} au 6 ^{ème} étage	2750	884.929	$G + Q + E_y$	0.13	Vérifiée
7 ^{ème} au 8 ^{ème} étage	2500	591.782	$G + Q + E_y$	0.09	Vérifiée
9 ^{ème} au 10 ^{ème} étage	2250	319.014	$G + Q + E_y$	0.06	Vérifiée

3.5. Vérification de la résultante des forces sismiques:

Selon l'article 4.3.6 du RPA99/version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V_{st} .

Les résultats de la vérification de la résultante sismique sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Vérification de la résultante sismique.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (kn)	$0.8 \times V_{st}$ (kn)	Observation
Sens x-x	1105.961	916.552	Vérifiée
Sens y-y	1024.177	960.2	Vérifiée

D'après les résultats obtenus, on voit bien que l'effort tranchant à la base est supérieur à 80% de la force sismique obtenue par la méthode statique équivalente.

3.6. Vérification vis-à-vis des déformations :

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

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

$$\delta_K = R \times \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

δ_K : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

R : coefficient de comportement global.

Dans ce cas R = 5, et tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs sens x-x.

Niveaux	Sens x-x					
	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$h_k (m)$	$\Delta_k/h_k (\%)$
RDC	0.0006	0.003	0	0.003	2.88	0.001
1 ^{er} étage	0.002	0.01	0.003	0.007	2.88	0.002
2 ^{ème} étage	0.004	0.02	0.01	0.01	2.88	0.003
3 ^{ème} étage	0.005	0.025	0.02	0.005	2.88	0.002
4 ^{ème} étage	0.007	0.035	0.025	0.01	2.88	0.002
5 ^{ème} étage	0.008	0.04	0.035	0.005	2.88	0.002
6 ^{ème} étage	0.009	0.045	0.04	0.005	2.88	0.002
7 ^{ème} étage	0.011	0.055	0.045	0.01	2.88	0.002
8 ^{ème} étage	0.012	0.06	0.055	0.005	2.88	0.002
9 ^{ème} étage	0.013	0.065	0.06	0.005	2.88	0.002
10 ^{ème} étage	0.014	0.07	0.065	0.005	2.88	0.002

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux dans le sens (x-x) sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

Tableau IV.9. Vérification des déplacements relatifs sens y-y.

	Sens y-y					
Niveaux	$\delta_{ek}(m)$	$\delta_k(m)$	$\delta_{k-1}(m)$	$\Delta_k (m)$	$h_k (m)$	$\Delta_k/h_k (%)$
RDC	0.0006	0.003	0	0.003	2.88	0.001
1 ^{er} étage	0.002	0.01	0.003	0.007	2.88	0.002
2 ^{ème} étage	0.0037	0.0185	0.01	0.0085	2.88	0.003
3 ^{ème} étage	0.0057	0.028	0.0185	0.0095	2.88	0.0033
4 ^{ème} étage	0.0077	0.038	0.028	0.01	2.88	0.0035
5 ^{ème} étage	0.0096	0.048	0.038	0.01	2.88	0.0035
6 ^{ème} étage	0.011	0.055	0.048	0.007	2.88	0.0024
7 ^{ème} étage	0.013	0.065	0.055	0.01	2.88	0.0035
8 ^{ème} étage	0.014	0.07	0.065	0.005	2.88	0.002
9 ^{ème} étage	0.016	0.08	0.07	0.01	2.88	0.0035
10 ^{ème} étage	0.017	0.085	0.08	0.005	2.88	0.002

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux dans le sens (y-y) sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

3.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ :

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

$$\theta_K = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0.1$$

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

$$P_K = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau k.

Δ_K : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

h_K : Hauteur d'étage.

- Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_K}$
- Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Hauteurs (m)	h_K (m)	P_K (kn)	Sens x-x			
			Δ_K (m)	V_K (kn)	θ_K	observation
RDC	2.88	22266.416	0.003	1079.139	0.021	vérifiée
1 ^{er} étage	2.88	20157.557	0.007	1015.366	0.048	vérifiée
2 ^{ème} étage	2.88	17209.281	0.01	755.012	0.059	vérifiée
3 ^{ème} étage	2.88	16030.533	0.005	916.323	0.061	vérifiée
4 ^{ème} étage	2.88	14013.126	0.01	853.966	0.056	vérifiée
5 ^{ème} étage	2.88	11995.326	0.005	779.927	0.026	vérifiée
6 ^{ème} étage	2.88	10024.091	0.005	691.93	0.025	vérifiée
7 ^{ème} étage	2.88	8052.658	0.01	590.823	0.047	vérifiée
8 ^{ème} étage	2.88	6123.039	0.005	478.3	0.022	vérifiée
9 ^{ème} étage	2.88	4098.916	0.005	343.057	0.021	vérifiée
10 ^{ème} étage	2.88	2135.727	0.005	202.378	0.018	vérifiée

Tableau IV.11. Vérification des effets P- Δ (sens y-y).

Sens y-y						
Hauteurs (m)	h_K (m)	P_K (kn)	Δ_K (m)	V_K (kn)	θ_K	Observation
RDC	2.88	22266.416	0.003	1001.044	0.023	vérifiée
1 ^{er} étage	2.88	20157.557	0.007	914.909	0.053	vérifiée
2 ^{ème} étage	2.88	17209.281	0.0085	846.891	0.059	vérifiée
3 ^{ème} étage	2.88	16030.533	0.0095	790.292	0.067	vérifiée
4 ^{ème} étage	2.88	14013.126	0.01	731.654	0.066	vérifiée
5 ^{ème} étage	2.88	11995.326	0.01	669.503	0.062	vérifiée
6 ^{ème} étage	2.88	10024.091	0.007	598.304	0.041	vérifiée
7 ^{ème} étage	2.88	8052.658	0.01	518.078	0.053	vérifiée
8 ^{ème} étage	2.88	6123.039	0.005	426.391	0.025	vérifiée
9 ^{ème} étage	2.88	4098.916	0.01	311.871	0.045	vérifiée
10 ^{ème} étage	2.88	2135.727	0.005	296.595	0.013	vérifiée

On remarque que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

4. Conclusion :

Après plusieurs essais de disposition des voiles et augmentation des dimensions des poteaux par rapport au premier dimensionnement, on a pu satisfaire les conditions exigées par le RPA99/2003. Les dimensions définitives des éléments structuraux sont montrées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Dimensions des poteaux après modélisation.

Niveau	RDC	1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage	Salle des machines
Section (cm ²)	(60×60)	(55×60)	(55×55)	(50×55)	(50×50)	(45×55)	(45×45)

Toutes les étapes de l'étude dynamique, à savoir, la vérification de la période, le comportement de la structure, l'interaction voiles-portiques, l'effort normal réduit, découlent toutes de la disposition des voiles. La satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entraver certaines étapes.

CHAPITRE V

Etude des éléments Structuraux

1. Introduction :

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Les règles R.P.A.99/version 2003 « Règles parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des constructions en zone sismique, pour des ouvrages courants. Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant ; ils seront donc calculés en flexion composée.
- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et à des efforts tranchants ; elles seront donc calculées à la flexion simple.

➤ Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaire dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée.
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique.

2. Etude des poutres :

L'étude des poutres sera menée en se référant aux efforts internes (donnés par le SAP2000), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons du RPA99/version2003 et du BAEL91 qui sont :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \mp E_x$
- $G + Q \mp E_y$
- $0.8G \mp E_x$
- $0.8G \mp E_y$

Dans notre cas les types de poutre à étudier sont :

- ✓ Poutres principales (30× 40)
- ✓ Poutres secondaires (30× 35)

a. Recommandation du RPA99 :

➤ Armatures longitudinales: RPA99/2003 (Art 7.5.2.1)

- ✓ Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Soit : $\begin{cases} \text{poutre (30} \times \text{40)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2 \\ \text{poutre (30} \times \text{35)} \rightarrow A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2 \end{cases}$

- ✓ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$A_{max} = \begin{cases} 4\% \text{ en zone courante.} \\ 6\% \text{ en zone de recouvrement.} \end{cases}$$

Soit :

Poutre (30×40) :

$$A_{max} = \begin{cases} A_{max}^{z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\%(30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\%(30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Poutre (30×35) :

$$A_{max} = \begin{cases} A_{max}^{z.courante} = 4\% (b \times h) = 4\%(30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2 \\ A_{max}^{z.recouvrement} = 6\% (b \times h) = 6\%(30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Les poutres supportent de faibles charges verticales et sont sollicitées principalement par les forces latérales sismiques, elles doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

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

➤ **Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2)**

La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b$$

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales donné comme suit

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

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

❖ **Calcul du ferrailage :**

- **Méthode de calcul des armatures à l'ELU (Flexion simple) :**

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel SAP2000, elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Sollicitations maximales dans les poutres.

	Poutres	M_t^{max} (KN.m)	combinaison	M_a^{max} (KN.m)	combinaison	V^{max} (KN)	combinaison
Etage courant	PP (30× 40)	97.99	$G + Q + E_x$	107.75	$G + Q - E_x$	129.05	$G + Q + E_x$
	PS (30× 35)	88.12	$G + Q - E_y$	91.11	$G + Q + E_y$	145.03	$G + Q + E_y$
Terrasse Inaccessible	PP (30× 40)	38.63	ELU	66.65	ELU	85.81	ELU
	PS (30× 35)	35.89	$G + Q + E_y$	46.88	$G + Q + E_y$	44.12	$G + Q + E_y$

✓ **Exemple de calcul :**

Soit la poutre principale de dimensions (30 × 40) avec les sollicitations suivantes :

$$\begin{cases} M_t = 97.99 \text{ KN.m} \\ M_a = 107.7451 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Armatures longitudinales :**

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{97.99 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38^2 \times 18.48} = 0.122 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.163 \text{ et } z = 0.36 \text{ m} \rightarrow A = 6.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_t = 3HA14 + 2HA12 = 6.88 \text{ cm}^2$$

Armatures en appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{107.75 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.38^2 \times 18.48} = 0.135 < \mu_l \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.182 \text{ et } z = 0.35 \text{ m} \rightarrow A = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_a = 3HA14 + 3HA12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage de la poutre secondaire s'est fait de la même manière, les résultats sont présentés sur les tableaux suivants :

Tableau. V.2. Ferrailage des poutres principales et secondaires.

		En travée				En appuis		
	Types	M_t (KN.m)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	$A^{calculée}$ (cm ²)	$A^{choisie}$ (cm ²)	M_a (KN.m)	$A^{calculée}$ (cm ²)	$A^{choisie}$ (cm ²)
Etagé Courant	PP (30×40)	97.99	6	6.8	3HA14+2HA12 =6.88	107.75	7.5	3HA14+3HA12 =8.01
	PS (30×35)	88.12	5.25	7.2	3HA14+2HA12 =8.01	91.11	7.5	3HA14+2HA12 =8.01
Terrasse Inaccessible	PP (30×40)	38.63	6	3.1	3HA12=3.39	66.65	5.4	3HA12+2HA12 =5.65
	PS (30×35)	35.89	5.25	2.9	3HA12=3.39	46.88	3.8	3HA12+1HA12 =4.52

➤ **Vérifications à l'ELU:**

- **Condition de non fragilité :**

Poutre principale (30×40) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 1.34 \text{ cm}^2 < A^{choisie}$$

Poutre secondaire (30×35) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} = 1.19 \text{ cm}^2 < A^{choisie}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

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

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d}$$

Tableau V.3. Vérification de l'effort tranchant dans les poutres.

	Types	τ MPa	$\bar{\tau}$ MPa	Observation
Etage courant	PP (30×40)	1.13	3.33	Vérifiée
	PS (30×35)	1.46		Vérifiée
Terrasse Inaccessible	PP (30×40)	0.75		Vérifiée
	PS (30×35)	0.45		Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales :**

Longueur de recouvrement :

$$l_r \geq 40\phi_l^{max}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow l_r \geq 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \rightarrow \text{on opte pour } l_r = 60 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_l^{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

Poutre principale (30×40) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) = \min(1.14; 1.2; 3)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

Poutre secondaire (30×35) :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1.2 ; \frac{30}{10} \right) = \min(1; 1.2; 3)$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

On prend $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$ (1cadre + 1étrier)

- **Espacement des barres :**

Selon le RPA :

$$\begin{cases} S_{t1}^{RPA} \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_l^{min}\right) \rightarrow \text{en zone nodale} \\ S_{t2}^{RPA} \leq \frac{h}{2} \rightarrow \text{en zone courante} \end{cases}$$

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

Tableau V.4. Calcul des espacements des barres dans les poutres.

Espacements (cm)		Poutres principales (30× 40)	Poutres secondaires (30× 35)
RPA	S_{t1}^{RPA}	10	8.75
	S_{t2}^{RPA}	20	17.5
En zone nodale		10	8
En zone courante		15	15

- **Vérification de la section minimale de A_t :**

On doit satisfaire la condition : $A_t > A_t^{min}$

$$A_t^{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{min}=1.35 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Etat limite d'ouvertures des fissures**

La fissuration est peu nuisible donc il n'y a aucune vérification à faire.

- **Etat limite de compression de béton**

Il faut vérifier que:

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

Tableau V.5. Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poutres.

	Poutres	zone	M_{ser} (KN.m)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Etage courant	PP(30×40)	Travée	27.96	13.09	86465.90	4.23	vérifiée
		Appuis	52.79	13.9	96640.49	7.59	vérifiée
	PS (30×35)	Travée	17.49	12.74	69995.67	3.18	vérifiée
		Appuis	34.36	12.74	69995.67	6.25	vérifiée
Terrasse inaccessible	PP(30×40)	Travée	28.18	9.78	49849.75	5.53	vérifiée
		Appuis	48.61	12.1	74566.75	7.89	vérifiée
	PS (30×35)	Travée	16.26	9.02	36579.51	4.01	vérifiée
		Appuis	29.72	10.16	45856.65	6.58	vérifiée

• **Etat limite de déformation :**

Si les conditions suivantes sont satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right) \times l \quad (1) \\ A_{travée} \leq \frac{4.2 \times b \times d}{f_e} \quad (2) \\ l \leq 8 \text{ m} \quad (3) \end{array} \right.$$

Tableau V.6. Vérification de la flèche pour les poutres.

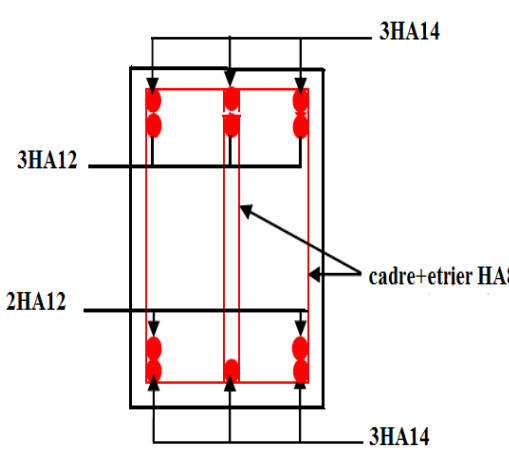
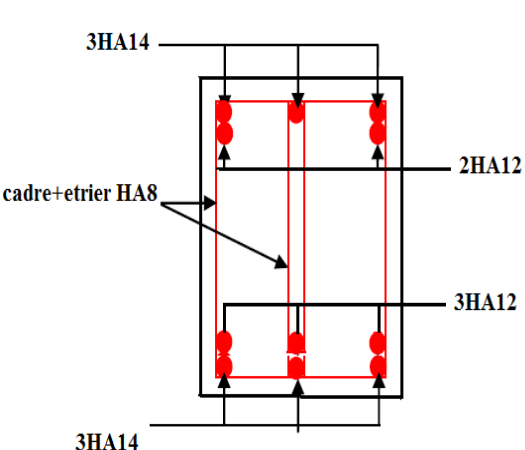
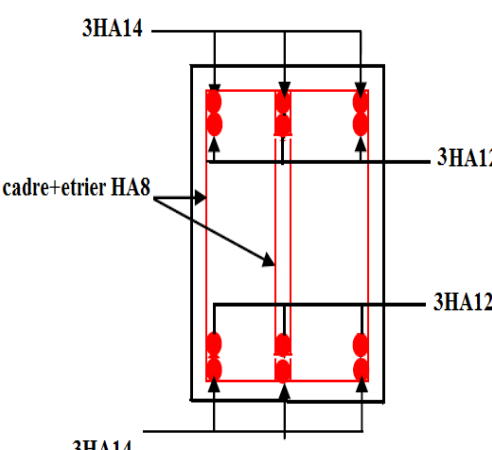
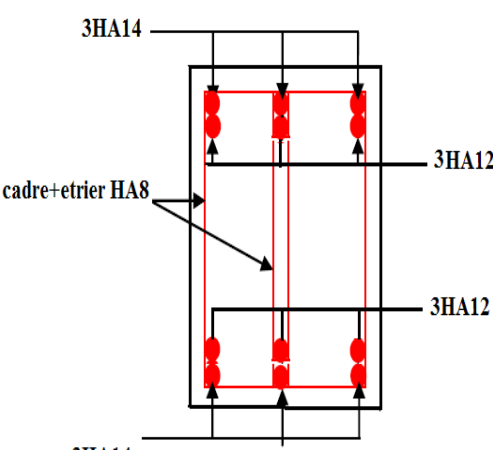
	h (cm)	b (cm)	l (cm)	$A_{travée}$ (cm)	$\frac{M_t}{10 \times M_0} \times l$ (cm)	$\frac{4.2 \times b \times d}{f_e}$ (cm ²)	(1)	(2)	(3)
PP	40	30	4.90	3.39	36.75	11.97	vérifiée	vérifiée	vérifiée
PS	35	30	3.95	8.01	33.57	10.39	vérifiée	vérifiée	vérifiée

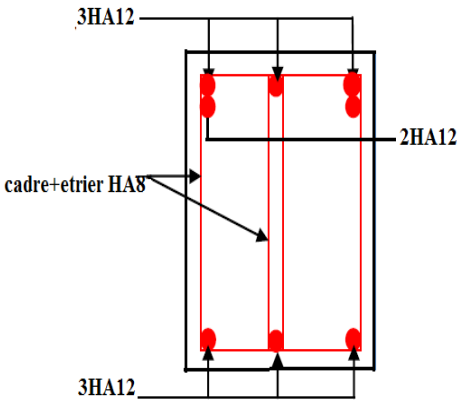
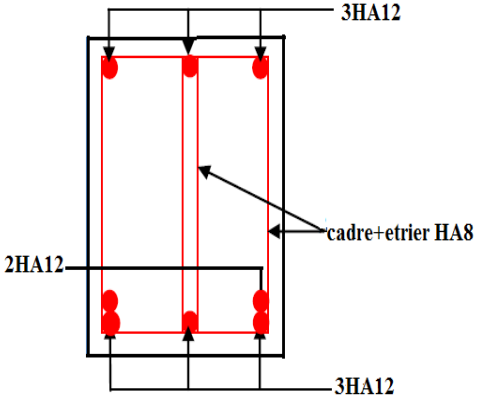
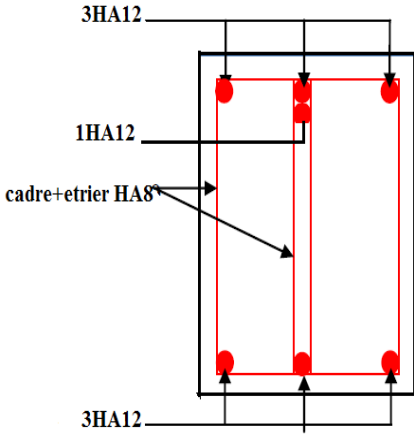
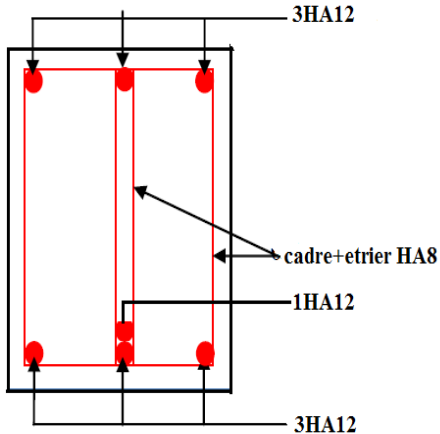
Les trois conditions sont observées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

➤ Schéma de ferrailage :

Ce tableau résume les schémas de ferrailage des différentes poutres :

Tableau V.7. Schémas de ferrailage des différentes poutres.

	Etage courant	
PP $(30 \times 40) \text{ cm}^2$		
	En Appui	En Travée
PS $(30 \times 35) \text{ cm}^2$		
	En Appui	En travée

	Terrasse inaccessible	
PP $(30 \times 40) \text{ cm}^2$		
	En Appui	En Travée
PS $(30 \times 35) \text{ cm}^2$		
	En Appui	En travée

3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont pour rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal et du moment fléchissant donnés par les combinaisons les plus défavorables parmi celles introduites dans le fichier de données du SAP2000 :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q$
- $G + Q \mp E_x$
- $G + Q \mp E_y$
- $0.8 G \mp E_x$
- $0.8 G \mp E_y$

Nous allons calculer le ferrailage pour chaque section de poteau avec les sollicitations suivantes :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant.
- L'effort normal minimal et le moment correspondant.
- Le moment maximum et l'effort normal correspondant.

a. Recommandation du RPA99 :

➤ **Armatures longitudinales :** RPA99/version 2003 (Art 7.4.2)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ La section d'armatures minimale est de :

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

- ✓ La section d'armatures maximale est de :

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

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

- ✓ Le diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales $\phi_{min} = 12$ mm
- ✓ La longueur minimale de recouvrement (l_{min}) est de 40ϕ en zone II_a
- ✓ La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone II_a)
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales.

La zone nodale est définie par l' et h' (Figure V.1)

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}) \end{cases}$$

Avec :

b_1, h_1 : La section du poteau considéré.

h_e : Hauteur d'étage.

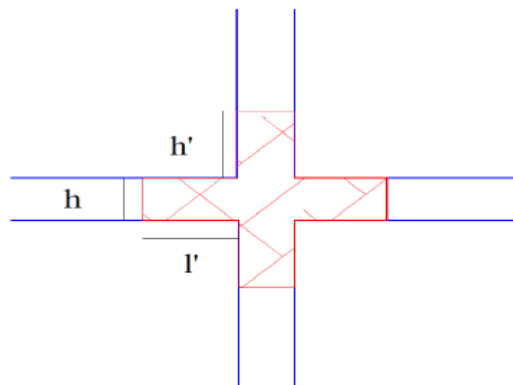


Figure V.1. Représentation de la zone nodale.

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

Tableau V.8. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	$A_{max}^{z.courante}$ (cm ²)	$A_{max}^{z.recouvrement}$ (cm ²)
RDC	60×60	28.8	144	216
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	60×55	26.4	132	198
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	55×55	24.2	121	181.5
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	55×50	22	110	165
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	50×50	20	100	150
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	50×45	18	90	135
Salle machine	45×45	16.2	81	121.5

➤ **Armatures transversales :**

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

$$\frac{A_t - \rho_a \times V_u}{t \cdot h_1 \times f_e} \dots \dots \dots (1)$$

V_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant il est pris égale à:

$$\begin{cases} 2.5 \rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec : λ_g : L'élancement géométrique, il est pris égale à $\frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$ tel que a et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f la longueur de flambement du poteau.

t : Espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule (1) par ailleurs la valeur maximale de cet espacement (pour une zone IIa) est fixée comme suit :

- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_l^{min}; 15 \text{ cm})$
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15\phi_l^{min}$

- La quantité d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = 0.3\% (t \times b) \rightarrow si \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8\% (t \times b) \rightarrow si \lambda_g \leq 3$$

Sinon $\rightarrow$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite $10\phi_t$ (au minimum).

- Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel SAP2000 les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau V.9. Sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison	$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		Combinaison	$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison
RDC	2026.60	8.93	ELU	120.08	1582.89	$G + Q + E_x$	-501.38	32.16	$0.8G + E_y$
1 ^{er} 2 ^{em} étage	1822.83	22.49	ELU	104.95	1421.05	$G + Q + E_x$	-286.22	18.89	$0.8G + E_y$
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	1436.45	20.13	ELU	97.26	865.05	$G + Q + E_x$	-45.25	11.44	$0.8G + E_y$
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	1071.65	21.60	ELU	82.76	562.97	$G + Q + E_x$	37.74	44.24	$0.8G + E_x$
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	724.72	21.01	ELU	61.77	373.11	$G + Q + E_x$	3.60	13.37	$0.8G + E_y$
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	391.54	22.99	ELU	55.45	68.87	$G + Q + E_y$	-27.12	10.24	$0.8G + E_y$
Salle machine	93.29	1.81	ELU	25.49	61.20	$G + Q + E_y$	-4.18	2.63	$0.8G + E_x$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC dont les sollicitations sont les suivantes :

$$N^{max} = 2026.60 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 8.93 \text{ KN.m}$$

$$M^{max} = 120.08 \text{ KN.m} \rightarrow N^{corr} = 1582.89 \text{ KN}$$

$$N^{min} = -501.38 \text{ KN} \rightarrow M^{corr} = 32.16 \text{ KN.m}$$

$$d = 0.55 \text{ m}; d' = 0.05 \text{ m}$$

Calcul sous N^{max} et M^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{8.93}{2026.60} = 4.41 \times 10^{-3} \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.6}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$e_G < \frac{h}{2} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures.

Il faut alors vérifier la condition suivante:

$$N \times (d - d') - M_u^A \geq (0.337h - 0.81d') \times b \times h \times f_{bu} \dots \dots \dots \textbf{(I)}$$

Avec :

$$M_u^A = M + N(d - \frac{h}{2}) \Rightarrow M_u^A = 8.93 + 2026.60(0.55 - \frac{0.6}{2})$$

$$M_u^A = 515.58 \text{ KN.m}$$

$$\textbf{(I)} \Rightarrow \begin{cases} 2026.6 \times 10^{-3}(0.55 - 0.05) - 515.58 \times 10^{-3} = 0.49 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1) \\ (0.337 \times 0.6) - (0.81 \times 0.05) \times 0.6 \times 0.6 \times 14.2 = 0.83 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(1) < (2) $\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^A}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{515.58 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2}$$

$$\mu_{bu} = 0.2 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{Pivot B} \Rightarrow \alpha = 0.282 \Rightarrow z = 0.488$$

$$A_1 = \frac{515.58 \times 10^{-3}}{0.488 \times 348} = 30.35 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé :

$$A = A_1 - \frac{N}{f_{st}}$$

$$A = 30.35 \times 10^{-4} - \frac{2026.60 \times 10^{-3}}{348} = -27.88 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul sous M^{max} et N^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{120.08}{1582.89} = 0.075 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

$\Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieur de la section d'armatures

$$M_u^A = 120.08 + 1582.89 (0.55 - \frac{0.6}{2})$$

$$M_u^A = 515.80 \text{ KN.m}$$

$$\textbf{(I)} \Rightarrow \begin{cases} 0.276 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (1) \\ 1.075 \text{ MN.m} \dots \dots \dots (2) \end{cases}$$

(1) < (2) $\Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

Alors :

$$\mu_{bu} = \frac{515.80 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.55^2 \times 14.2} = 0.154$$

$$\mu_{bu} = 0.154 < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A} \Rightarrow \alpha = 0.21 \Rightarrow z = 0.504$$

$$A_1 = 25.58 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé :

$$A = -13.99 \text{ cm}^2 < 0 \Rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

Calcul sous N^{min} et M^{corr} :

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{32.16}{501.38} = 0.064 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.3 \text{ m}$$

N de traction et c à l'intérieur de la section $\Rightarrow$ La section est entièrement tendue.

Le calcul se fait alors comme suit :

$$A_1 = \frac{N \times e_2}{f_{s10} (d - d')}$$

$$A_1 = \frac{N \times e_1}{f_{s10} (d - d')}$$

Tel que :

$$\begin{cases} f_{s10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa} \\ e_1 = \left(\frac{h}{2} - d'\right) + e_G = 0.314 \text{ m} \\ e_2 = (d - d') - e_1 = 0.186 \text{ m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A_1 = \frac{501.38 \times 10^{-3} \times 0.186}{400 (0.55 - 0.05)} = 4.66 \text{ cm}^2 \\ A_2 = \frac{501.38 \times 10^{-3} \times 0.314}{400 (0.55 - 0.05)} = 7.84 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{B \times f_{t28}}{f_e}$$

$$B = 0.6 \times 0.6 = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = \frac{0.36 \times 2.1}{400} = 18.9 \text{ cm}^2$$

$$A_1 + A_2 = 4.66 + 7.84 = 12.5 \text{ cm}^2 < A_{min}^{BAEL}$$

Le poteau sera alors ferrailé avec :

$$\max(A; A'; A_{min}^{BAEL}; A_{min}^{RPA}) = \max(0; 0; 18.9; 28.8) = 28.8 \text{ cm}^2$$

Le calcul du ferrailage des poteaux des différents niveaux a été mené de la même manière, les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.10.Ferrailage des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	$A_{calculée}$ (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)	$A_{choisie}$ (cm ²)
RDC	(60× 60)	12.5	28.8	8HA20+4HA16=33.17
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	(55× 60)	7.16	26.4	4HA20+8HA16= 28.65
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	(55× 55)	1.14	24.2	4HA20+8HA16= 28.65
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	(50× 55)	1.64	22	12HA16= 24.13
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	(50× 50)	0.66	20	4HA16+8HA14= 20.36
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	(45× 50)	2.28	18	12HA14= 18.47
Salle machine	(45×45)	0.93	16.2	12HA14= 18.47

➤ **Armatures transversales :**

✓ **Exemple de calcul :**

Soit à calculer les armatures transversales du poteau du RDC de section (60 × 60):

$$A_{choisie} = 32.31 \text{ cm}^2$$

Donc: $\phi_l^{min} = 1.6 \text{ cm}$, et $l_f = 1.736 \text{ m}$

$$\rightarrow \lambda_g = \frac{1.736}{0.6} = 2.89 < 5 \rightarrow \rho_a = 3.75$$

D'après les recommandations du RPA l'espacement t est pris égale a :

$$t' \leq \min(10\phi_l^{min}, 15 \text{ cm}) \rightarrow t' \leq \min(12 \text{ cm}, 15 \text{ cm})$$

On adoptera alors $t' = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$t \leq 15\phi_l^{min} \rightarrow t \leq 18 \text{ cm} \rightarrow \text{On adoptera alors } t = 15 \text{ cm en zone courante.}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times v}{b \times f_e} t^{max} = \frac{3.75 \times 112.05 \times 10^{-3}}{0.6 \times 400} \times 0.15 = 2.63 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \lambda_g = 2.89 < 3 \\ A_{min}^t = 0.8\%(t \times b) \end{cases}$$

$$A_{min}^t = 0.8\%(t \times b) = 0.8\%(0.15 \times 0.6) = 7.2 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau V.11. Armatures transversales dans les poteaux.

Niveaux	l_f cm	λ_g	V^{max} KN	$t_{z.courante}$	$t_{z.nodale}$	A_t cm ²	A_t^{min} cm ²
RDC	1.736	2.89	112.05	15	10	2.63	7.2
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	1.736	3.16	161.67	15	10	4.13	6.6
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	1.736	3.16	150.51	15	10	3.85	6.6
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	1.736	3.47	124.31	15	10	3.49	6
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	1.736	3.47	91.56	15	10	2.58	6
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	1.736	3.86	54.49	15	10	1.70	5.4
Salle machine	1.736	3.86	11.18	15	10	0.35	5.4

Remarque : Nous remarquons que la section d'armatures transversales résultante est très importante, nous avons donc préféré changer les espacements en zone courante et les réduire à $t = 10 \text{ cm}$

Les résultats auxquels on aboutit sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Armatures transversales dans les poteaux après réduction des espacements.

Niveaux	$t_{z.courante}$	$t_{z.nodale}$	$A_t \text{ cm}^2$	$A_t^{min} \text{ cm}^2$	$A_t^{choisie} \text{ cm}^2$
RDC	10	10	1.75	4.8	6HA12= 6.79
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	10	10	2.76	4.4	6HA10= 4.71
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	10	10	2.57	4.4	6HA10= 4.71
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	10	10	2.33	4	6HA10= 4.71
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	10	10	1.72	4	6HA10= 4.71
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	10	10	1.14	3.6	6HA10= 4.71
Salle machine	10	10	0.23	3.6	6HA10= 4.71

- **Vérifications :**

- **Vérification au flambement :**

Selon le BAEL99 (Art 4.4.1) les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

On doit vérifier que :

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

B_r : Section réduite du poteau.

$$B_r = (b - 2) \times (h - 2)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} ; \text{ Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 ; \text{ Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : Elancement mécanique, prend la valeur

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7l_0$$

Tel que : $l_0 = h_{étage} - h_{poutre}$

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

Les résultats après calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.13.Vérification au flambement.

Niveaux	Section cm ²	l_f m	i m	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N^{max} KN	N_u KN
RDC	(60× 60)	1.736	0.1732	10.023	0.836	33.17	3364	2026.60	6172.49
1et 2 ^{em} étage	(55× 60)	1.736	0.1732	10.023	0.836	28.65	3074	1822.83	5592.09
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	(55× 55)	1.736	0.1588	10.932	0.834	28.65	2809	1436.45	5169.44
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	(50× 55)	1.736	0.1588	10.932	0.834	24.13	2544	1071.65	4629.04
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	(50× 50)	1.736	0.1443	12.03	0.83	20.36	2304	724.72	4129.12
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	(45× 50)	1.736	0.1443	12.03	0.83	18.47	2064	391.54	3705.67
Salle machine	(45×45)	1.736	0.1299	13.364	0.826	18.47	1634	93.29	3030.07

➤ **Vérification des contraintes :**

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait uniquement pour la contrainte de compression dans le béton, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau concerné par la réduction de section.

On doit vérifier que :

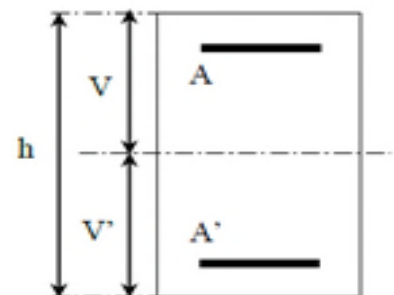
$$\sigma_b = \frac{N_{ser}}{s} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$section homogène.

$$M_{ser}^G = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right)$$

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

$$I_{gg} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d') + 15A(d - V)^2$$

**Figure V.2.** Section d'un poteau

Les résultats obtenus après calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	RDC	1 ^{er} 2 ^{em} étage	3 ^{em} et 4 ^{em} étage	5 ^{em} et 6 ^{em} étage	7 ^{em} et 8 ^{em} étage	9 ^{em} et 10 ^{em} étage	Salle machine
Sections (cm ²)	(60× 60)	(55× 60)	(55× 55)	(50× 55)	(50× 50)	(45× 50)	(45×45)
d(cm)	0.57	0.57	0.52	0.52	0.47	0.47	0.42
A(cm ²)	33.17	28.65	28.65	24.13	20.36	18.47	18.47
V'(cm)	24.153	24.421	22.079	22.395	20.68	20.653	18.311
V(cm)	35.047	35.597	32.921	32.605	29.32	29.347	26.689
I _{gg} (cm ⁴)	0.0161	0.0146	0.0113	0.0102	0.0077	0.0068	0.0046
N _{ser} (MN)	1.107139	1.314112	0.864844	0.404396	0.336497	0.093479	0.053692
M _{ser} (MN)	0.02715	0.02596	0.02457	0.02468	0.02447	0.03469	0.01145
M _{ser} ^G (MN)	0.02715	0.02596	0.02457	0.02468	0.02447	0.03469	0.01145
σ _b (Mpa)	3.28	4.22	3.06	1.61	1.5	0.58	0.38
σ _b (Mpa)	15MPa						
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

➤ **Vérification aux sollicitations tangentés :**

D'après le RPA99 version 2003 article 7.4.3.2, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 \rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \rightarrow si \lambda_g < 5 \end{cases} ; \tau_{bu} = \frac{v^{max}}{b \times d}$$

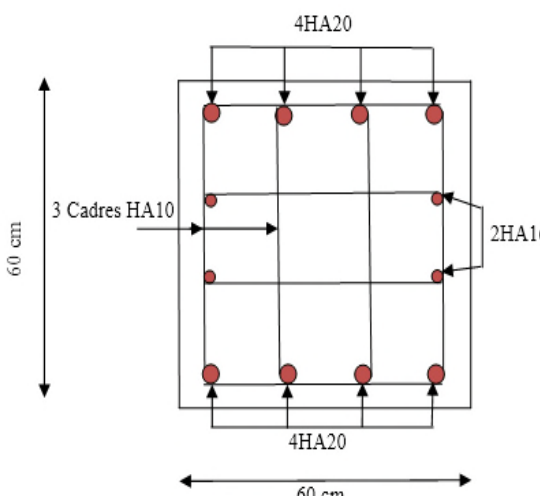
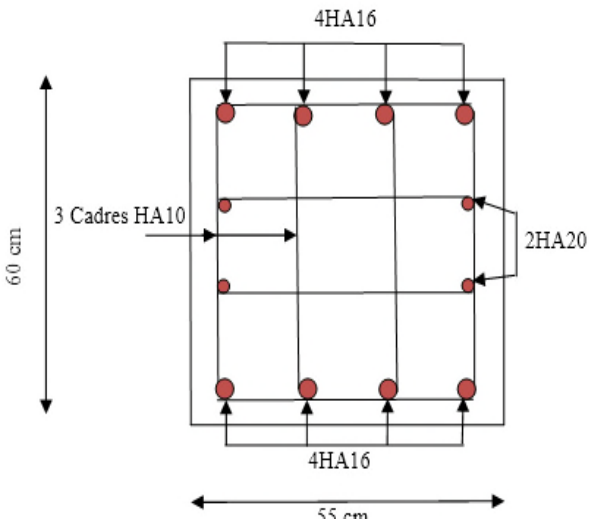
Les résultats obtenus après calcul sont présentés dans le tableau suivant :

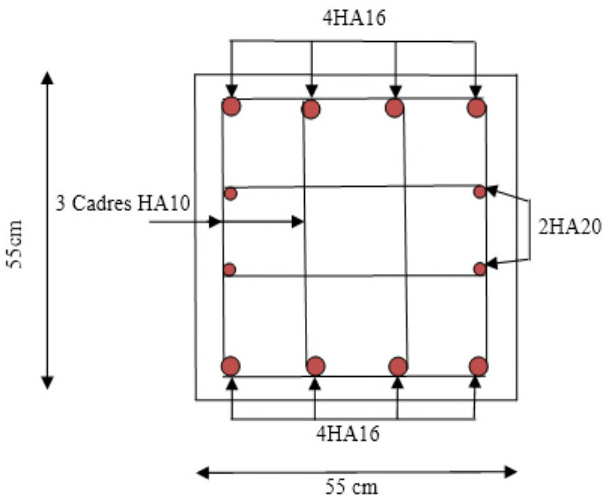
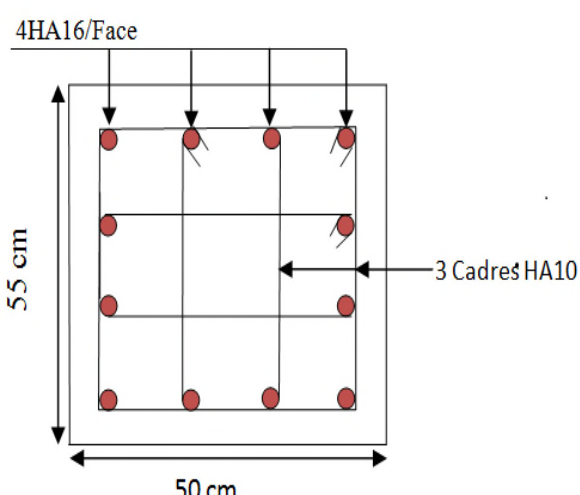
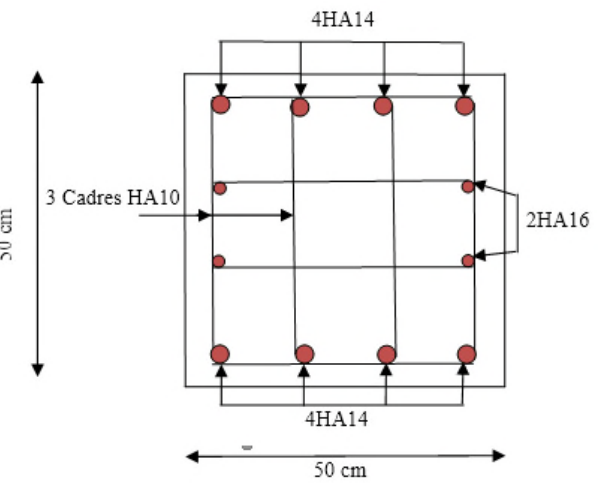
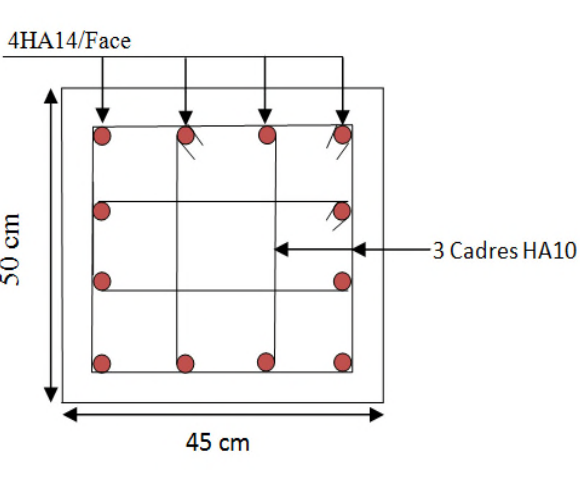
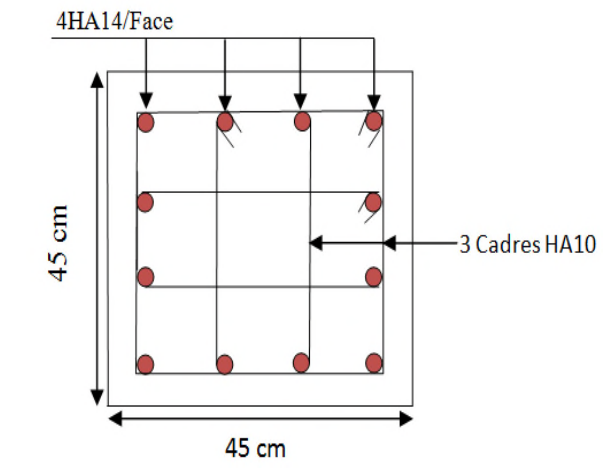
Tableau V.15.Vérification aux sollicitations tangentes pour les poteaux.

Niveaux	Sections cm ²	l_f m	λ_g	ρ_d	d m	V^{max} KN	τ_{bu} MPa	$\overline{\tau_{bu}}$ MPa	Observation
RDC	(60× 60)	1.736	2.89	0.04	0.57	112.05	0.328	1	Vérifiée
1 ^{er} 2 ^{em} étage	(55× 60)	1.736	3.16	0.04	0.57	161.67	0.516	1	Vérifiée
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	(55× 55)	1.736	3.16	0.04	0.52	150.51	0.526	1	Vérifiée
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	(50× 55)	1.736	3.47	0.04	0.52	124.31	0.478	1	Vérifiée
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	(50× 50)	1.736	3.47	0.04	0.47	91.56	0.39	1	Vérifiée
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	(45× 50)	1.736	3.86	0.04	0.47	54.49	0.258	1	Vérifiée
Salle machine	(45×45)	1.736	3.86	0.04	0.42	11.18	0.067	1	Vérifiée

➤ **Schéma de ferrailage :**

Tableau V.16.Schéma de ferrailage des différents poteaux.

	
RDC	Etage 1 et 2

	
Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
	
Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
	
Salle machine	

- **Vérification des zones nodales :**

La vérification des zones nodales est l'une des exigences du RPA 99/03(Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, la somme des moments résistants ultimes des extrémités des poteaux aboutissant aux nœuds est au moins égale, en valeur absolue, à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$$

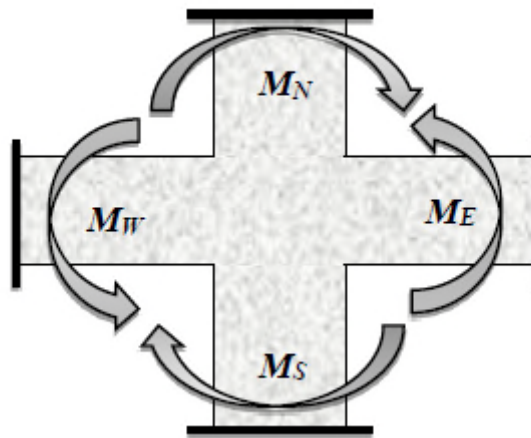


Figure V.3. Répartition des moments dans les zones nodales

Avec :

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.

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

➤ **Détermination des moments résistant dans les poteaux :**

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

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

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s ; Z = 0.9 \times h \text{ et } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.17. Moments résistants dans les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	(60× 60)	54	33.17	623.33
1et 2 ^{em} étage	(55× 60)	54	28.65	538.39
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	(55× 55)	49.5	28.65	493.52
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	(50× 55)	49.5	24.13	415.66
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	(50× 50)	45	20.36	318.84
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	(45× 50)	45	18.47	289.24
Salle machine	(45× 45)	40.5	18.47	260.32

➤ **Détermination des moments résistant dans les poutres :**

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.

Niveaux		Z (cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
Etage courant	PP (30× 40)	36	8.01	100.35
	PS (30× 35)	31.5	8.01	87.81
Terrasse inaccessible	PP (30× 40)	36	5.65	70.78
	PS (30× 35)	31.5	4.52	49.55

➤ Vérification des zones nodales :

Tableau V.19. Vérification de la zone nodale.

Niveaux	Type	$M_n = M_s$	$M_e = M_w$	$M_n + M_s$	$1.25 (M_e + M_w)$	Observation
RDC	PP	623.33	100.35	1246.66	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	PP	538.39	100.35	1076.78	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	PP	493.52	100.35	987.04	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	PP	415.66	100.35	831.32	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	PP	318.84	100.35	637.68	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	PP	289.24	100.35	578.48	250.87	Vérifiée
	PS		87.81		219.53	Vérifiée

4. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrees à leur base, leurs modes de ruptures sont :

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

⇒ Les voiles seront calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$
- $G + Q \mp E$
- $0.8G \mp E$

a. Recommandations du RPA :**➤ Armatures verticales : (RPA99/version2003 Art 7.7.4.1)**

Ils reprennent les efforts de flexion. Ils sont calculés en flexion composée, et disposés en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$$

l_t : Longueur de la zone tendue.

e : Epaisseur du voile.

- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$.
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

➤ Armatures horizontales : (RPA99/version2003 Art 7.7.4.2)

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement.

- ✓ Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \emptyset$
- ✓ Les deux nappes d'armatures horizontales sont reliées par des épingles (4 épingles au m^2).

➤ Règles communes :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit
 - Globalement dans la section du voile 0.15%
 - En zone courante (non tendue) 0.10%
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1.5 e; 30 \text{ cm})$.
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - $40\emptyset \rightarrow$ Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - $20\emptyset \rightarrow$ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

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

$$A_v^j = 1.1 \times \frac{V}{f_e} ; V = 1.4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel SAP2000, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.20. Sollicitations dans les voiles V_{y1} .

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison	$M^{max} \rightarrow N^{corr}$		Combinaison	$N^{min} \rightarrow M^{corr}$		Combinaison
RDC	504.53	-413.23	$G + Q + E_y$	-413.23	504.53	$G + Q + E_y$	122.56	402.52	$0.8G + E_y$
1 ^{er} et 2 ^{em} étage	456.61	-237.47	$G + Q + E_y$	-237.47	456.61	$G + Q + E_y$	104.19	237.33	$0.8G + E_y$
3 ^{em} et 4 ^{em} étage	405.97	-276.85	$G + Q + E_y$	-276.85	405.97	$G + Q + E_y$	55.97	271.18	$0.8G + E_y$
5 ^{em} et 6 ^{em} étage	312.21	-184.11	$G + Q + E_y$	-184.11	312.21	$G + Q + E_y$	34.44	176.13	$0.8G + E_y$
7 ^{em} et 8 ^{em} étage	204.61	-94.23	$G + Q + E_y$	-94.23	204.61	$G + Q + E_y$	8.73	86.48	$0.8G + E_y$
9 ^{em} et 10 ^{em} étage	70.32	-111.54	$G + Q + E_y$	123.021	6.2	$G + Q + E_y$	-4.95	120.71	$0.8G + E_y$

- **Calcul du ferrailage :**

On va exposer un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau. Prenons l'exemple de calcul du voile V_{y1} du RDC.

➤ **Armatures verticales :**

$$\text{Données : } \begin{cases} l = 1.60 \text{ m} \\ d = 1.55 \text{ m} \\ e = 0.15 \text{ m} \\ N = 122.56 \text{ KN} \\ M = 402.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} e_G = \frac{M}{N} = \frac{402.52}{122.56} = 3.28 \text{ m} \\ \frac{h}{2} = 0.8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow e_G = 3.28 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.8 \text{ m}$$

Le centre de pression est à l'extérieur de la section d'armatures $\Rightarrow$ Section partiellement comprimée.

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_u^A :

$$M_u^A = M + N \times \left(d - \frac{l}{2}\right) = 402.52 + 122.56 \times \left(1.55 - \frac{1.60}{2}\right) = 494.44 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_u^A < (0.337 h - 0.81 d') b h f_{bu} \Rightarrow -310.6 \text{ KN.m} < 47.87 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{494.44 \times 10^{-3}}{18.48 \times 0.15 \times 1.55^2} = 0.674 \rightarrow \alpha = 0.096 \rightarrow z = 1.49 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{494.44 \times 10^{-3}}{1.49 \times 400} = 8.29 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{f_{st}} = 5.23 \text{ cm}^2$$

Soit L_t la longueur de la partie tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{min} \times l}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times y = \frac{122.56}{0.15 \times 1.6} + \frac{122.56}{0.0512} \times 0.8 = 6.8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times y = -5.78 \text{ MPa}$$

$$L_t = \frac{5.78 \times 1.6}{6.8 + 5.78} = 0.74 \text{ m}$$

La quantité d'armatures minimales dans la zone tendue est selon la réglementation :

$$A_{min}^{RPA} = 0.2\% \times (e \times L_t) = 2.21 \text{ cm}^2$$

On opte pour $A_v = 10 \text{ HA}10 = 7.85 \text{ cm}^2$

La quantité d'armatures minimales dans la zone comprimée est selon la réglementation :

$$A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times b \times l_c$$

$$l_c = L - 2l_t = 0.13 \text{ m}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.1\% \times 0.15 \times 0.13 = 0.19 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_z = 2 \text{ HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures horizontales :**

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times s_t}{0.8 \times f_e}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 154.55 \times 10^{-3}}{0.15 \times 1.55} = 1 \text{ MPa}$$

• **Espacements des barres horizontales :**

$$S_t \leq \min(1.5e; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 20 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1 \times 0.15 \times 0.2}{0.8 \times 400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{min} = 0.15\% \times e \times s_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte alors $A_h = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

Les résultats du ferrailage des voiles //xx est résumé dans les tableaux suivants, avec :

- ✓ $A_v^{calculée}$: Section d'armatures verticales calculée.
- ✓ $A_h^{calculée}$: Section d'armature horizontale calculée.
- ✓ l_t : Longueur de la zone tendue.
- ✓ l_c : Longueur de la zone tendue.
- ✓ A_{min}^{tendue} : Section d'armatures verticales minimales dans la zone tendue.
- ✓ $A_{min}^{comprimée}$: Section d'armatures verticales minimales dans la zone comprimée.
- ✓ S_t : Espacement

Les résultats du ferrailage des voiles //yy est résumé dans les tableaux suivants, avec :

Tableau V.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.

Niveau	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
section	2400	2400	2400	2400	2400	2400
M (KN.m)	402.52	237.33	271.18	176.13	86.48	120.71
N (KN)	122.56	104.19	55.97	34.44	8.73	-4.95
V	154.55	132.79	95.32	69.79	38.69	36.67
τ	1	0.86	0.62	0.45	0.25	0.24
$\bar{\tau}$	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	5.23	2.61	3.78	2.45	1.29	2.03
$A_v^{min}(cm^2)$	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
L_t (m)	0.74	0.71	0.76	0.76	0.78	0.79
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.21	2.12	2.27	2.27	2.34	2.37
$A_v^{adop}(cm^2)$	7.85	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03
$N^{barre}/face$	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.94	0.81	0.58	0.42	0.24	0.22
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y2} dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	2100	2100	2100	2100	2100	2100
M (KN.m)	305,26	327,75	219,47	145,85	65,95	65,65
N (KN)	148,75	137,82	85,765	60,79	35,896	6,43
V (KN)	12,815	108,76	84,393	65,644	41,99	23,31
τ (MPa)	0,95	0,81	0,63	0,49	0,31	0,17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	4,05	4,63	3,1	1,98	0,77	1,14
$A_v^{min}(cm^2)$	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
$L_t(cm)$	0,62	0,63	0,64	0,63	0,61	0,68
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1,86	1,89	1,91	1,9	1,83	2,05
$A_v^{adopt}(cm^2)$	7.07	7.07	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{barre}/face$	9HA10	9HA10	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18	18
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,89	0,76	0,59	0,46	0,29	0,16
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.23. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y3} dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
section	2550	2550	2550	2550	2550	2550
M (KN.m)	448.24	357.03	223.62	169.53	106.75	120.15
N (KN)	-58.44	213.982	97.84	36.43	-2.11	1.59
V	154.09	154.09	77.66	67.96	50.43	34.84
τ	0.94	0.94	0.47	0.41	0.31	0.21
$\bar{\tau}$	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	7.72	2.96	2.22	2.14	1.66	1.82
$A_v^{min}(cm^2)$	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83	3.83
L_t (m)	0.82	0.71	0.74	0.8	0.85	0.85
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.46	2.12	2.23	2.39	2.54	2.54
$A_v^{adop}(cm^2)$	7.85	5.03	5.03	5.03	5.03	5.03
$N^{barre}/face$	10HA10	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8	10HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.88	0.88	0.44	0.39	0.29	0.2
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.24. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	1950	1950	1950	1950	1950	1950
M (KN.m)	239.84	200.73	147,89	119,16	82,92	53.53
N (KN)	-58.42	132.54	112,28	14,37	-15,27	-13.4
V (KN)	93.04	61.77	50,73	46,01	35,68	21.56
τ (MPa)	0.74	0.49	0,4	0,37	0,28	0.17
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	5.66	2.49	1,61	2,24	1,87	1.25
$A_v^{min}(cm^2)$	2.93	2.93	2,93	2,93	2,93	2.93
$L_t(cm)$	0.62	0.56	0,54	0,63	0,62	0.61
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1.85	1.67	1,63	1,9	1,87	1.84
$A_v^{adopt}(cm^2)$	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
$N^{barre}/face$	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	0.7	0.46	0,38	0,34	0,27	0.16
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0,45	0,45	0,45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01	1.01
N^{barre}	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8	2HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Sollicitations et ferrailage du voile $V_{x1}; V_{x2}; V_{x4}$ dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	1200	1200	1200	1200	1200	1200
M (KN.m)	-519.89	-885.62	-755.7	-626.58	-435.91	-345.49
N (KN)	1220.93	966.92	557.106	392.05	198.67	207.08
V (KN)	174.39	164.14	165.75	147.23	124.11	93.097
τ (MPa)	2.26	2.13	2.15	1.91	1.61	1.21
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	<0	<0	<0	<0	<0	<0
$A_v^{min}(cm^2)$	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8
$L_t(cm)$	0.27	0.34	0.36	0.37	0.38	0.37
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	0.82	1.03	1.08	1.1	1.13	1.1
$A_v^{adopt}(cm^2)$	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
$N^{barre}/face$	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	2.12	1.99	2.01	1.79	1.51	1.13
$A_h^{min}(cm^2)$	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_h^{adop}(cm^2)$	2.26	2.26	2.26	2.26	1.57	1.57
N^{barre}	2HA12	2HA12	2HA12	2HA12	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

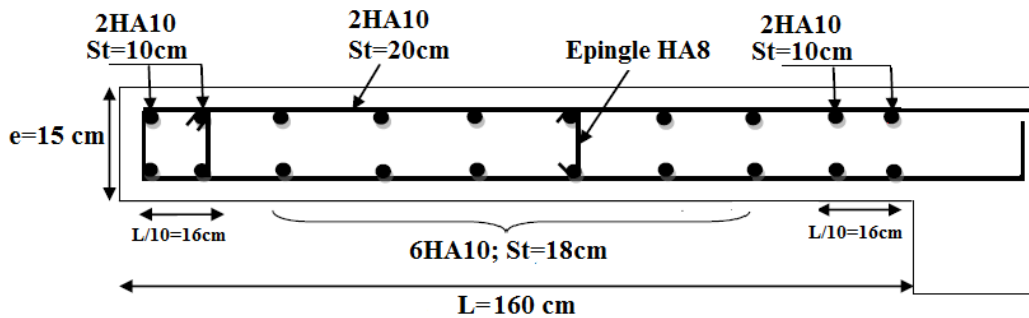
Tableau V.26. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	1950	1950	1950	1950	1950	1950
M (KN.m)	279,78	-234.59	-198.99	-165,05	24,67	-95,37
N (KN)	759,64	267.62	181.08	116,17	224,17	-7,25
V (KN)	122,34	75.87	73.07	65,813	58,73	55,45
τ (MPa)	0,98	0.61	0.58	0,53	0,47	0,44
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0	< 0
$A_v^{min}(cm^2)$	2,93	2.93	2.93	2,93	2,93	2,93
$L_t(cm)$	0,27	0.49	0.52	0,55	0,32	0,64
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	0,8	1.47	1.57	1,65	0,96	1,92
$A_v^{adopt}(cm^2)$	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02	4.02
$N^{barre}/face$	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8	8HA8
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20
$A_h^{cal}(cm^2)$	0,91	0.57	0.55	0,49	0,44	0,41
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0.45	0.45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

Tableau V.27. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x5} dans tous les niveaux.

Niveaux	RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section	2100	2100	2100	2100	2100	2100
M (KN.m)	338,39	333,51	254,82	185,99	115,02	132,82
N (KN)	739,22	401,172	381,63	303,58	217,61	81,35
V (KN)	156,64	109,01	90,64	69,95	47,56	42,15
τ (MPa)	1,16	0,81	0,67	0,52	0,35	0,31
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}(cm^2)$	< 0	1,71	0,29	< 0	< 0	1,47
$A_v^{min}(cm^2)$	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15	3,15
$L_t(cm)$	0,34	0,5	0,46	0,43	0,39	0,6
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	1,03	1,51	1,37	1,3	1,17	1,8
$A_v^{adopt}(cm^2)$	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52	4.52
$N^{barre}/face$	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8	9HA8
$S_t(cm)$	18	18	18	18	18	18
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,09	0,76	0,63	0,49	0,33	0,29
$A_h^{min}(cm^2)$	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t(cm)$	20	20	20	20	20	20

➤ Schéma de ferrailage :

Figure V.4. Schéma de ferrailage du voile (V_{y1}).

5. Conclusion :

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le BAEL91/99. Les poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée par les sollicitations obtenues par le logiciel Sap2000/V15. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003 et le BAEL91/99.

1. Introduction :

La fondation est une partie essentielle de l'ouvrage en général et de l'infrastructure en particulier, car comme elle est en contact avec le sol d'assise, elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol.

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurer :

- ✓ Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- ✓ Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- ✓ Une bonne limitation des tassements différentiels.

2. Choix du type de fondation :

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- ✓ Capacité portante du sol d'assise.
- ✓ Charges transmises de la superstructure au sol.
- ✓ Distances entre les différents points d'appuis.
- ✓ Système structural adopté.

On distingue :

- ✓ Fondations superficielles (Semelle isolée, Semelle filante, Radier général).
- ✓ Les fondations semi-profondes.
- ✓ Fondations profondes.

D'après le rapport du sol **Annexe (1)** La structure sera fondée sur un sol dont la contrainte admissible est de **1.80 bars** pour une profondeur au moins de **2.50 m** par rapport à la cote du terrain naturel.

3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le RPA 99 (version 2003) le dimensionnement se fait selon les combinaisons :

ELU

ELS

$$G + Q \mp E$$

$$0.8 G \mp E$$

4. Choix du type de fondation :

a. Vérification de la semelle isolée :

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification à l'ELS telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée:

N : L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel SAP 2000 V15. $N = 2715 \text{ KN}$

S : Surface d'appui de la semelle. $S = A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol. $\sigma_{sol} = 1,8 \text{ bar}$

On a une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6}{0.6} \times \frac{2715}{180}}$$

$$B \geq 3.88 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 2.4m, on remarque qu'il va y avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

b. Vérification de la semelle filante :

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble être la plus sollicitée.

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i »

$$N_1 = 635.49 \text{ KN}$$

$$N_2 = 1061.36 \text{ KN}$$

$$N_3 = 985.45 \text{ KN}$$

$$N_4 = 862.75 \text{ KN}$$

$$N_5 = 1049.74 \text{ KN}$$

$$N_6 = 1137.37 \text{ KN}$$

$$N_7 = 778.55 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow N = 6510.71 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{6510.71}{180 \times 16.50} \Rightarrow B \geq 2.19 \text{ m}$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 2.4 m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Remarque :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels;
- La facilité d'exécution.

c. Radier général :

• **Définition :**

Le radier général fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par des murs de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme.

• **Pré-dimensionnement :**

➤ **Calcul de la surface des fondations :**

$$S_F \geq \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}}$$

N_{total} : Effort normal total transmis par l'ouvrage.

La surface du bâtiment est: $S_{bat} = 168.30 \text{ m}^2$

$$\Rightarrow S_F \geq \frac{N_{total}}{\sigma_{sol}} = \frac{25346.071}{180} = 140.81 \text{ m}^2$$

On remarque que $S = 140.81 \text{ m}^2 < S_{bat} = 168.30 \text{ m}^2$

Donc on adopte :

$S_{rad} = S_{bat} = 168.30 \text{ m}^2$ (Le radier ne comporte pas de débord)

Le radier est considéré infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage :**

$$\checkmark \text{ Pour la nervure } \rightarrow \frac{L_{max}}{9} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{6}$$

$$\checkmark \text{ Pour la dalle } \rightarrow h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale des nervures.

h_r : Hauteur totale de la dalle du radier.

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.

Pour $L_{max} = 4.90$ m

$$h_t \geq 49 \text{ cm}$$

$$h_r \geq 24.5 \text{ cm}$$

➤ **Condition de rigidité :**

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$\frac{\pi}{2} L_e \geq L_{max}$$

L_e : La longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible) tels que :

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, nous considérons notre sol comme étant un sol moyen.

$$\Rightarrow K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$$

b : La largeur de la semelle.

On a :

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

Donc : $h_t \geq 70 \text{ cm}$

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \frac{0.07 \times f_{c28}}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2}; \quad q_u = \frac{N_u}{S_{radier}}$$

$$\Rightarrow V_u = \frac{N_u \times L_{max}}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_u = \frac{34707.34 \times 4.9}{2 \times 168.30} = 505.25 \text{ KN}$$

$$(1) \Rightarrow d \geq \frac{V_u \times b}{1.16} = \frac{505.25 \times 1 \times 10^{-3}}{1.16} = 0.435 \text{ m} \text{ à partir de ces trois (03) conditions, on opte alors pour :}$$

$$\begin{cases} h_r = 45 \text{ cm} \\ h_t = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

- **Vérifications :**

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- ✓ **Sous poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A + B)$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A = 0.6 + 0.8 = 1.4 \text{ m} \\ B = 0.6 + 0.8 = 1.4 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5.6$$

Alors :

$$0.045 \times 5.6 \times 0.8 \times \frac{25}{1.5} = 3.36 \text{ MN}$$

Or :

$$N_d = 2026.60 \text{ KN} \leq 3360 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de rupture par poinçonnement.}$$

- **Vérification de la contrainte dans le sol :**

La contrainte maximale et minimale sous le radier est calculée par l'expression :

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{S_{radier}} \mp \frac{M}{I} (X_G, Y_G)$$

$M_x ; M_y$: Moments à l'ELS dans les directions x et y respectivement

$$S_{radier} = 168.30 \text{ m}^2$$

D'après le programme **SOCOTEC**, on a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = 8.25 \text{ m} ; I_{xx} = 1459.20 \text{ m}^4 \\ Y_G = 5.1 \text{ m} ; I_{yy} = 3818.30 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 7796.81 \text{ KN.m} \\ M_y = 1628.36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Sens x-x :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{25346.07 \times 10^{-3}}{168.30} + \frac{7796.81 \times 10^{-3}}{1459.20} \times 8.25 = 0.194 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{min} = \frac{25346.07 \times 10^{-3}}{168.30} - \frac{7796.81 \times 10^{-3}}{1459.20} \times 8.25 = 0.107 \text{ MPa} > 0 \end{cases}$$

⇒ La répartition des contraintes sous le radier est trapézoïdale, il faut vérifier:

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \sigma_m = \frac{3 \times 0.194 + 0.107}{4} = 0.172 \text{ MPa}$$

$$\sigma_m = 0.172 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 1.8 \text{ MPa}$$

✓ Sens y-y :

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{25346.07 \times 10^{-3}}{168.30} + \frac{1628.36 \times 10^{-3}}{3818.30} \times 5.1 = 0.153 \text{ MPa} > 0 \\ \sigma_{min} = \frac{25346.07 \times 10^{-3}}{168.30} - \frac{1628.36 \times 10^{-3}}{3818.30} \times 5.1 = 0.148 \text{ MPa} > 0 \end{cases}$$

⇒ La répartition des contraintes sous le radier est trapézoïdale, il faut vérifier:

$$\sigma_m = 0.152 \text{ MPa} < \sigma_{sol} = 1.8 \text{ MPa}$$

On constate que la contrainte est vérifiée dans les deux directions.

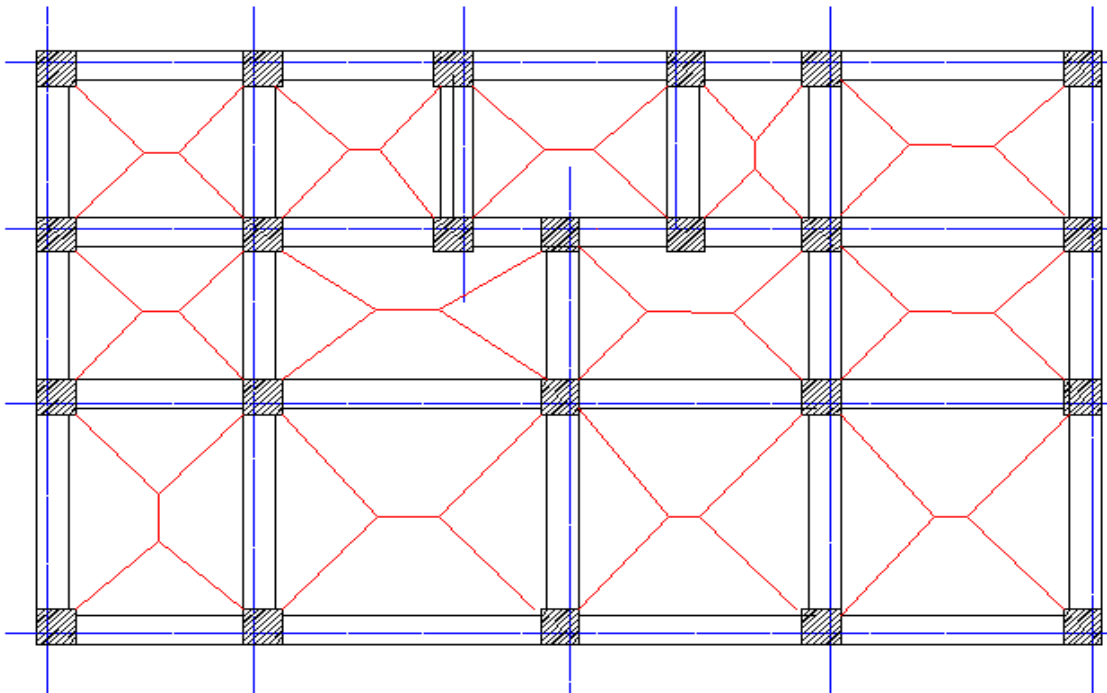


Figure VI.1. Schémas de rupture de la dalle de radier.

❖ **Ferraillage du radier :**

Le radier se calcule comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on optera le même ferraillage pour tout le radier. On fait le calcul pour une bande de 1 m.

Soit : G_0 le poids propre du radier

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.45 = 11.25 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{\text{radier}}} + 1.35 G_0 \Rightarrow Q_u = \frac{34707.34}{168.30} + 1.35 \times 11.25 = 221.41 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{\text{radier}}} + G_0 \Rightarrow Q_s = \frac{25346.07}{168.30} + 11.25 = 161.85 \text{ KN/m}^2$$

Le panneau le plus sollicité est :

$$\begin{cases} L_x = 3.35 \text{ m} \\ L_y = 4.3 \text{ m} \end{cases}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.95}{4.9} = 0.8 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$ELU: \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{Annexe(2)} \begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} \rho = 0.8 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{Annexe(2)} \begin{cases} \mu_x = 0.0628 \\ \mu_y = 0.7111 \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$ELU: \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 = 0.0561 \times 221.41 \times 3.95^2 = 193.80 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.5959 \times 193.80 = 115.48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_0^x = \mu_x \times Q_s \times l_x^2 = 0.0628 \times 161.85 \times 3.95^2 = 158.59 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0.7111 \times 158.59 = 112.77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée :

$$ELU: \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 145.35 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 98.16 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS: \begin{cases} M_t^x = 0.75 M_0^x = 118.94 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 95.86 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En appui :

- ELU :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -96.9 \text{ KN.m}$$

- ELS :

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_0^x = -79.29 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera pour une section de $(b \times h_r) = (1 \times 0.45)\text{m}^2$

Les résultats obtenus sont données dans le tableau ci-après :

Tableau VI.1. Calcul du ferrailage du radier.

Sens	μ_{bu}	α	z	$A^{calculée} (\text{cm}^2)$	$A^{min} (\text{cm}^2)$	$A^{adopté} (\text{cm}^2)$	$S_t (\text{cm})$
En travée							
x-x	0.064	0.083	0.386	10.80	3.95	7HA14=10.78	15
y-y	0.043	0.055	0.391	7.21	3.6	5HA14=7.70	20
En appui							
x-x	0.043	0.055	0.391	7.12	3.95	5HA14=7.70	20

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

Le calcul et la vérification des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.2. Vérification des contraintes dans le radier.

Sens	M_t^{ELS}	A cm^2	Y cm	I cm^4	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	Observation	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Observation
En travée										
x-x	118.94	10.78	9.87	178844.15	6.56	15	Vérifiée	300.56	201.63	Non vérifiée
y-y	95.86	7.70	8.53	135075.02	6.05	15	Vérifiée	335.01	201.63	Non vérifiée
En appui										
x-x	79.29	7.70	8.53	135075.02	5.01	15	Vérifiée	277.09	201.63	Non vérifiée

Remarque :

La contrainte de l'acier en travée (dans les deux sens) ainsi qu'en appui n'est pas vérifiée, on augmente alors la section d'armatures dans les deux cas et on choisit :

- **En travée :**

Sens x-x $\rightarrow A = 6HA20 = 18.85 \text{ cm}^2 / (S_t = 17 \text{ cm})$

$$\Rightarrow \sigma_s = 176.02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

Sens y-y $\rightarrow A = 7HA16 = 14.07 \text{ cm}^2 / (S_t = 14 \text{ cm})$

$$\Rightarrow \sigma_s = 187.63 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

- **En Appui :**

$A = 7HA14 = 10.78 \text{ cm}^2 / (S_t = 14 \text{ cm})$

$$\Rightarrow \sigma_s = 200.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

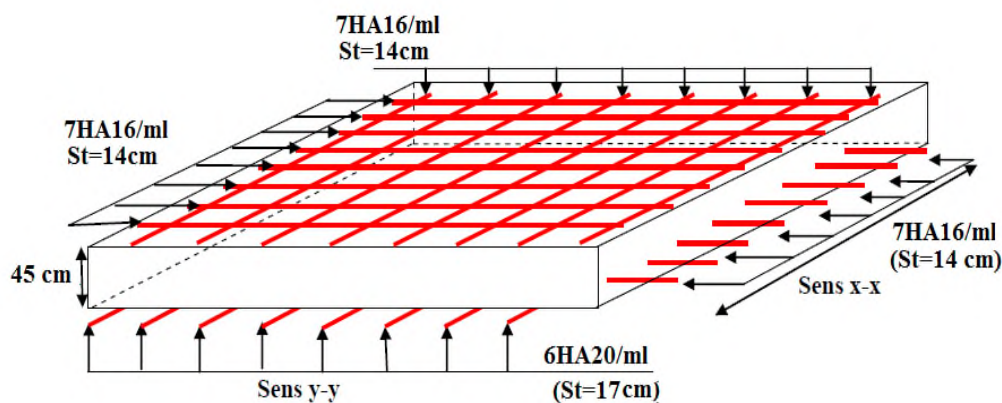


Figure VI.2. Schéma de ferrailage du radier.

d. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. Elles reprennent les charges transmises par le radier selon les lignes de rupture correspondant à chaque panneau.

La charge est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties :

P_m : Charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.

P_v : Charge uniforme qui produit le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

✓ Cas d'une charge trapézoïdale :

$$\begin{cases} P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) L_{xd} \right] \\ P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{3} \right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{3} \right) L_{xd} \right] \end{cases}$$

Avec : $\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$ et $\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$

- ✓ Cas d'une charge triangulaire :

$$\begin{cases} P_m = \frac{2}{3} q \times L_x \\ P_v = \frac{1}{2} q \times L_x \end{cases}$$

Remarque :

Pour les poutres recevant, une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ **Calcul des sollicitations :**

Pour le calcul des sollicitations ; on utilise la méthode de « Caquot » :

- ✓ Sens longitudinal x-x :

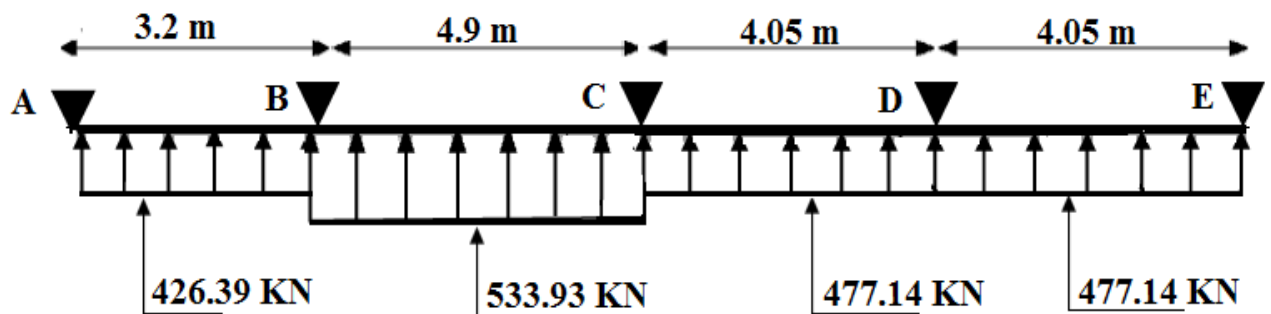


Figure VI.3. Schéma statique des nervures longitudinales dans le sens x-x.

- ✓ Sens transversal y-y :

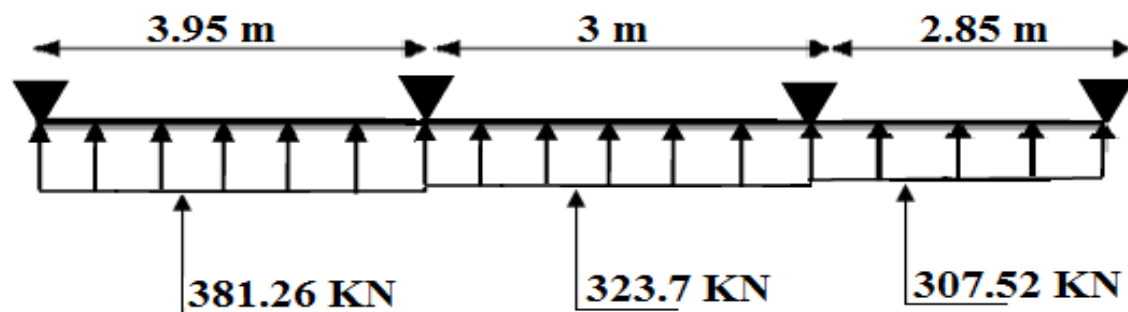


Figure VI.4. Schéma statique des nervures transversales dans le sens y-y.

• **Moments aux appuis :**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante :

$$M_a = \frac{p_g \times l_g'^3 + p_d \times l_d'^3}{8.5 \times (l_g'^3 + l_d'^3)}$$

Avec les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \rightarrow \text{Pour une travée de rive} \\ 0.8 \times l \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive :

$$M_a = -0.15 \times M_0 ; M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

- **Moments en travée :**

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Après calcul des charges P_m et P_v revenants à chaque travée de la nervure dans les deux sens, les sollicitations résultantes (en travée et en appuis) sont regroupées dans les tableaux suivants :

Tableau VI.3. Sollicitation dans les nervures à l'ELU selon les deux sens

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN)	V_d (KN)
Sens x-x	AB	3.2	426.39	0	-762.29	1.04	479.16	231.18	274.08	-750.52
	BC	4.90	533.93	-762.29	-795.11	2.43	1602.41	823.79	1017.25	-1030.65
	CD	4.05	477.14	-795.11	-773.42	2.04	978.26	194.05	742.62	-731.9
	DE	4.05	477.14	-773.42	0	2.42	940	629.79	928.23	-546.29
Sens y-y	AB	3.95	521.56	0	-708.94	1.63	986.34	693.61	600.21	-959.17
	BC	3	442.82	-708.94	-355.40	1.76	482.51	-18.13	616.03	-380.33
	CD	2.85	420.68	-355.40	0	1.72	408.69	267.90	574.3	-324.9

Tableau VI.4. Sollicitation dans les nervures à l'ELS selon les deux sens.

Sens	Travée	L (m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)
Sens x-x	AB	3.2	311.69	0	-557.23	1.04	350.26	168.99
	BC	4.90	390.30	-557.23	-581.22	2.34	1171.35	602.19
	CD	4.05	348.78	-581.22	-565.36	2.04	715.09	141.84
	DE	4.05	348.78	-565.36	0	2.42	687.21	460.36
Sens y-y	AB	3.95	381.26	0	-518.24	1.63	721.02	507.03
	BC	3	323.7	-518.24	-259.80	1.77	352.71	-13.39
	CD	2.85	307.52	-259.80	0	1.72	298.76	195.84

➤ **Ferrailage des nervures :**

Les nervures se calculent à la flexion simple comme une section en **T** de la même manière que les poutrelles.

Les nervures sont de dimensions:

$$h=0.8 \text{ m}$$

$$h_0 = 0.45 \text{ m}$$

$$b_0 = 0.6 \text{ m}$$

$$d = 0.75 \text{ m}$$

La largeur efficace « b » de la dalle du radier qui intervient dans la résistance est définie par :

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

✓ Sens x-x :

$$\begin{cases} L_x = 2.85 - 0.6 = 2.25 \text{ m} \\ L_y = 3.2 - 0.6 = 2.6 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{2.25}{2}; \frac{2.6}{10}\right) \Rightarrow b = 1.12 \text{ m}$$

✓ Sens y-y :

$$\begin{cases} L_x = 3.2 - 0.6 = 2.6 \text{ m} \\ L_y = 2.85 - 0.6 = 2.25 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \Rightarrow b = 1.05 \text{ m}$$

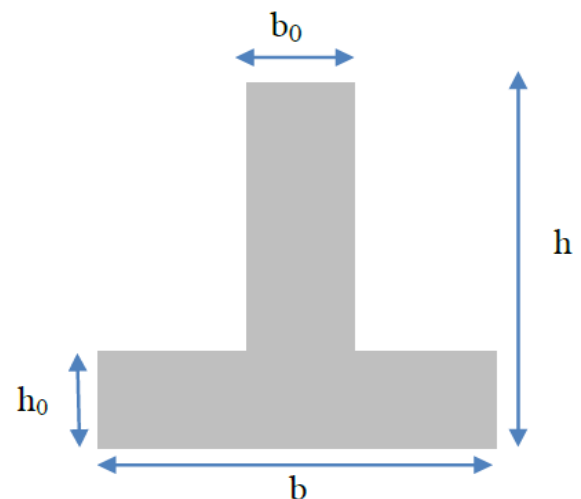


Figure VI.5. Schéma des nervures.

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau suivant :

Tableau VI.5.Ferraillage des nervures

	Zone	Moments (KN.m)	$A^{calculée} (cm^2)$	$A^{min} (cm^2)$	$A^{choisie} (cm^2)$
Sens x-x	Travée	823.79	33.16	10.14	2HA25+8HA20=34.95
	appui	-795.11	33.52		2HA25+8HA20=34.95
Sens y-y	Travée	693.61	27.69	9.51	8HA20+2HA16=29.15
	appui	-708.94	29.53		10HA20=31.42

➤ **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l^{min}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(22.86; 60; 20) \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t = 20 \text{ mm}$ et $A_{tran} = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2$ (2cadre ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales : $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérifications nécessaires :**

❖ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

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

✓ Sens x-x : $\tau_u = \frac{1030.65 \times 10^{-3}}{1.12 \times 0.75} = 1.23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

✓ Sens y-y : $\tau_u = \frac{959.17 \times 10^{-3}}{1.05 \times 0.75} = 1.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

❖ **Vérification des contraintes :**

Le calcul et la vérification des contraintes sont donnés par le tableau suivant

Tableau VI.6.Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		M_s (KN.m)	Y (cm)	$I (cm^4)$	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	observation	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	observation
Sens x-x	Travée	602.19	22.23	1869988.71	7.15	15	vérifiée	254.92	201.63	Non vérifiée
	Appui	-581.22	28.50	1596542.02	10.37	15	vérifiée	253.89	201.63	Non vérifiée
Sens y-y	Travée	507.03	21.17	1599076.45	6.71	15	vérifiée	256.01	201.63	Non vérifiée
	Appui	-518.24	27.36	1479265.43	9.58	15	vérifiée	261.67	250.36	Non vérifiée

Remarque :

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée, on augmente alors la section d'armatures dans les deux sens et on choisit :

✓ Sens x-x :

$$A_{travée} = 10HA25 = 49.09\text{cm}^2 \Rightarrow \sigma_s = 184.48\text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

$$A_{appui} = 10HA25 = 49.09\text{cm}^2 \Rightarrow \sigma_s = 184.38\text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

✓ Sens y-y :

$$A_{travée} = 7HA25 + 3HA20 = 43.78\text{ cm}^2 \Rightarrow \sigma_s = 173.73\text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

$$A_{appui} = 7HA25 + 3HA20 = 43.78\text{ cm}^2 \Rightarrow \sigma_s = 183.07\text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.63\text{ MPa}$$

Comme les nervures présentent une grande hauteur, des armatures de peau sont nécessaires. Elles sont disposées le long des parements verticaux et sont de l'ordre de $1\text{cm}^2/\text{ml}$.

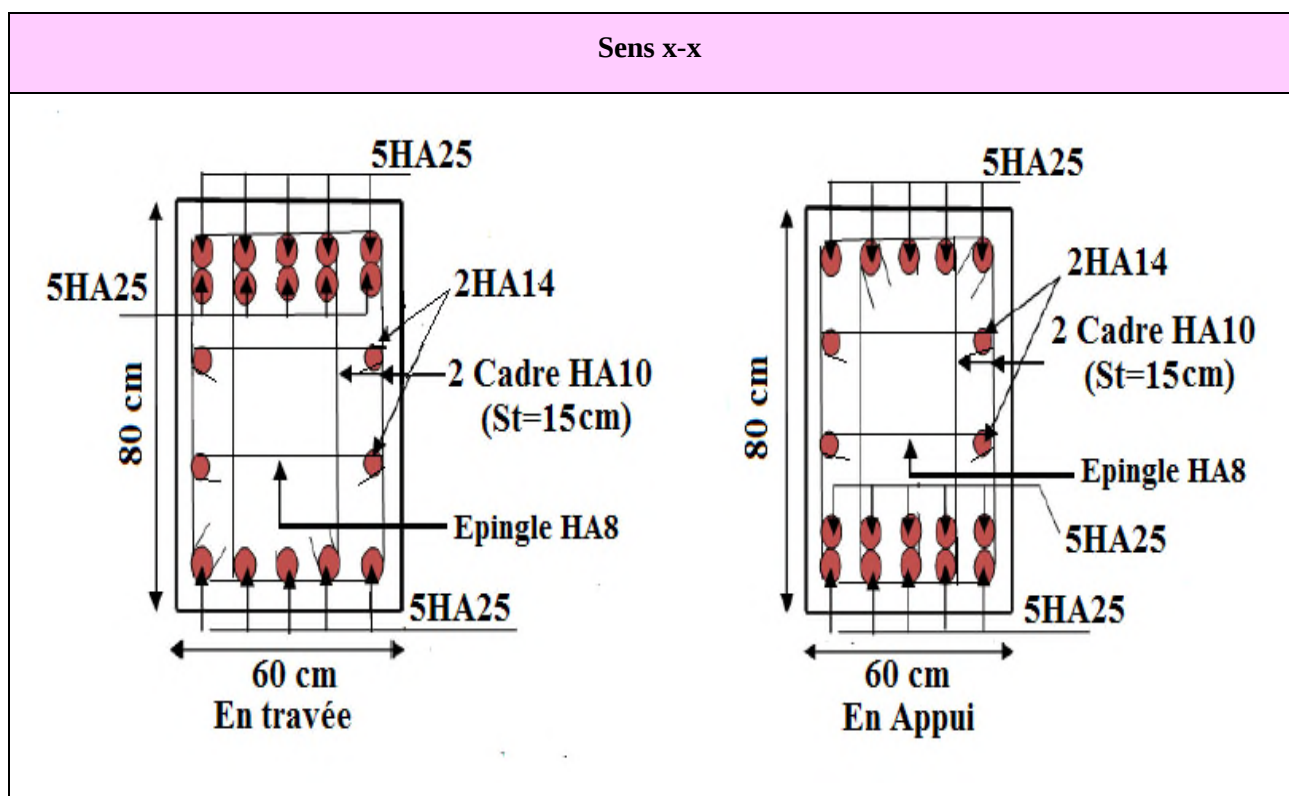
D'après le CBA (Article A.7.3) ; on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3\text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

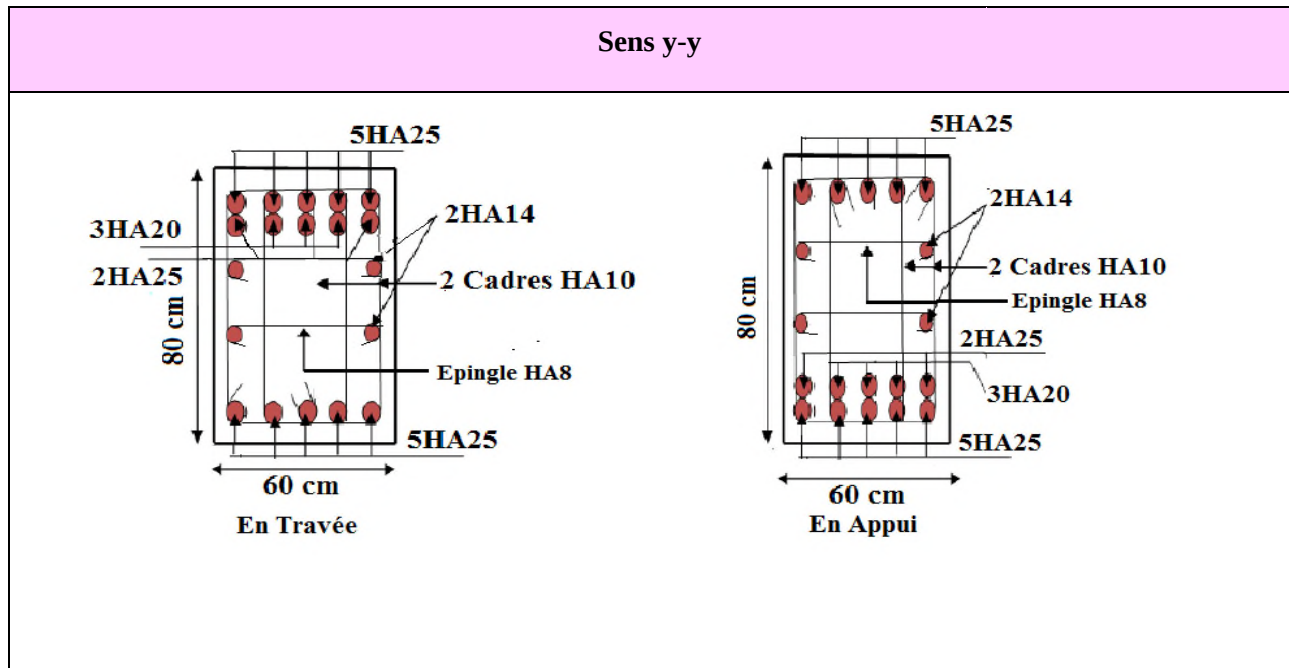
Nous avons $A_p = 3 \times 0.8 = 2.4\text{ cm}^2$

On adopte : $2HA14 = 3.08\text{ cm}^2$

➤ Schéma de ferrailage :

Tableau VI.7. Schémas de ferrailage des nervures.





5. Etude du mur de soutènement :

Le mur de soutènement est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable. Dans notre cas le mur est soumis uniquement à la poussée des terres.

- **Dimensionnement :**

- ✓ La hauteur : $h=2.88$ m
- ✓ La longueur : $L=3.35$ m
- ✓ L'épaisseur : $e=15$ cm

- **Caractéristiques du sol :**

- ✓ une densité de grains de $\gamma_h = 19.2$ KN/m²
- ✓ un angle de frottement interne $\varphi = 20^\circ$
- ✓ une cohésion $C = 0.28$ bar

- **Evaluation des charges et surcharges :**

- ✓ **La poussée des terres :**

$$G = h \times \gamma \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Remarque : pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparaît à long terme.

$$G = 2.88 \times 19.2 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{20}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = 27.11 \text{ KN/m}^2$$

- ✓ **Charge due à la Surcharge**

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre mur en tenant compte d'une surcharge $q=10$ KN/m².

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Q = 4.90 \text{ KN/m}^2$$

- **Ferraillage du mur de soutènement :**

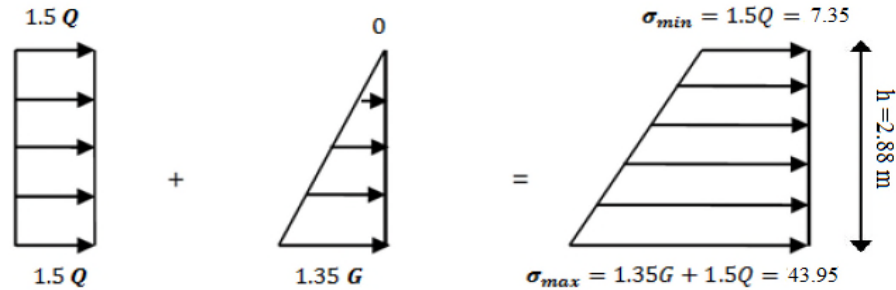


Figure VI.6. Distribution des contraintes dans le mur de soutènement.

✓ **ELU :**

$$\sigma_{max} = 43.95 \text{ KN/m}^2; \sigma_{min} = 7.35 \text{ KN/m}^2$$

Pour le ferraillage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$L_x = 2.88 \text{ m}; L_y = 3.95 \text{ m}; E_p = 15 \text{ cm}$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 34.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0646 \\ \mu_y = 0.4780 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 18.65 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 8.91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 15.85 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 7.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -9.33 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous

Tableau VI.8. Calcul du ferraillage du mur.

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	A_{adpt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	15.85	0.112	0.149	0.094	4.85	1.36	6 HA12 = 6.79	15
	y-y	7.57	0.053	0.068	0.097	2.24	1.2	4HA10=3.14	25
En appuis		-9.33	0.065	0.084	0.097	2.76	1.36	5HA10 = 3.93	15

- **Condition de non fragilité**

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} A_{min}^x = \rho_0 \cdot \frac{(3 - \rho)}{2} \cdot b \cdot e \\ A_{min}^y = \rho_0 \cdot b \cdot e \end{cases}$$

- **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28} ; 3 \text{ MPa})$$

$$\text{On a } V_u = \frac{q_u \times L}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{34.8 \times 3.95}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.73}{2}} = 50.35 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 0.50 \text{ MPa} < \bar{\tau}$$

➤ **AL'ELS**

$$\sigma_{max} = G + Q = 32.01 \text{ KN/m}^2 \quad \sigma_{min} = Q = 4.90 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 25.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.73 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens } L_x \text{ et } L_y \begin{cases} \mu_x = 0.0708 \\ \mu_y = 0.6188 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s = 14.82 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 9.17 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments en travées} \begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 12.59 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 7.79 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Moments aux appuis } M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -7.41 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier que :

- **Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times Y < \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **Les contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) < \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

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

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Vérification des contraintes dans le mur.

Localisation		Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	observation	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ MPa	observation
Travée	x-x	12.59	3.61	5726.9	7.93	15	vérifiée	210.83	201.63	Non vérifiée
	y-y	7.79	2.63	3164.7	6.49	15	vérifiée	272.07	201.63	Non vérifiée
Appuis		-7.41	2.89	3784.6	3.51	15	vérifiée	208.63	201.63	Non vérifiée

Remarque :

La contrainte de l'acier n'est pas vérifiée on augmente alors la section de l'acier et on choisit :

✓ **En travée :**

Sens x-x $\Rightarrow A = 5HA14 = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \sigma_s = 187.19 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s / S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y $\Rightarrow A = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \sigma_s = 192.04 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s / S_t = 25 \text{ cm}$

✓ **En appui :**

$A = 4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \sigma_s = 182.55 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s / S_t = 25 \text{ cm}$

- **Schéma de ferrailage du mur de soutènement :**

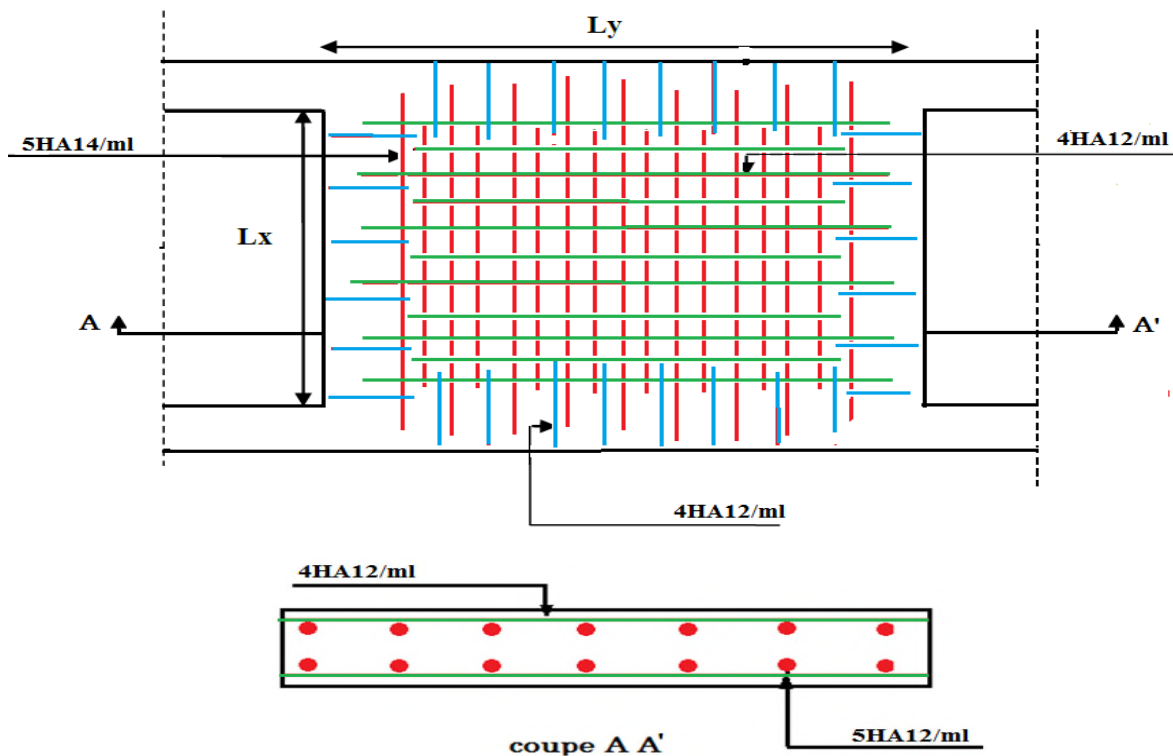


Figure VI.7. Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

6. Conclusion :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que les caractéristiques géométriques de la structure.

Dans un premier temps nous avons essayé d'utiliser des semelles isolées. Cette solution a été écartée à cause du chevauchement qu'elle induisait. La même raison dans le cas de semelle filante. Nous avons adopté un radier nervuré ayant les dimensions suivantes :

- Epaisseur du radier : 45 cm
- Sections des nervures : $(b \times h) = (60 \times 80) \text{ cm}^2$

Conclusion générale :

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu se familiariser à l'utilisation du logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles dépend de plusieurs facteurs notamment, les contraintes architecturales.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction « voiles portiques ».
- La présence des voiles dans la structures ont permis de réduire les efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques, ceci à donner lieu à des sections de poteaux soumis à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'impose.
- Pour éviter la formation de rotules plastique au niveau des poteaux nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

A', A_{ser}	Section d'aciers comprimés et sections d'aciers à l'ELS respectivement.
A_t	Section d'un cours d'armature transversale.
A	Coefficient d'accélération de zone.
α	Coefficient de la fibre neutre.
B	Aire d'une section de béton.
B_r	Section réduite.
b	La largeur en générale.
C	Cohésion du sol.
D	Facteur d'amplification dynamique / L'ancrage minimal des fondations.
E	Module d'élasticité longitudinale.
E_i	Module de Yong instantané.
E_v	Module de Yong différé.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELU	Etat limite ultime.
ELS	Etat limite de service.
f_{bu}	Contrainte de compression du béton.
f_e	Limite d'élasticité de l'acier.
f_{c28}	Résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours.
f_{t28}	Résistance à la traction du béton à l'âge de 28 jours.
f_{ji}	Flèche instantanée due aux charges permanentes sans revêtement.
f_{gi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes.
f_{qi}	Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations.
f_{gv}	Flèche différée due aux charges permanentes.
Δf	Fleche totale.
$\bar{f}$	Fleche admissible.
G	Charges permanentes.
H	Hauteur.
h_t	Hauteur totale du plancher à corps creux / Hauteur des nervures
h_e	Hauteur libre d'étage.
h_r	Hauteur de la dalle du radier.
I	Moment d'inertie.
Q	Charge d'exploitation / facteur de qualité.
L	Portée d'un élément.

L_{max}	Longueur maximale entre deux éléments porteurs.
M	Moment en général.
M_a	Moment en appui.
M_t	Moment en travée.
M_0	Moment isostatique.
N	Effort normal.
n	Nombre de contre marche sur la volée / Coefficient d'équivalence Acier-Béton.
R	Coefficient de comportement global.
S	Section d'un élément.
S_{rad}	Surface du radier.
S_t	Espacement des armatures.
T_1 et T_2	Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
V	Effort tranchant.
W	Poids de la structure.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_{st}	Contrainte de traction dans l'acier.
σ_{adm}	Contrainte admissible du sol.
γ_w	Pois volumique de l'eau.
γ_b	Coefficient de sécurité concernant le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité concernant l'acier.
$\overline{\sigma_{bc}}$	Contrainte admissible du béton.
$\overline{\sigma_{st}}$	Contrainte admissible de l'acier.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson
ξ	Pourcentage d'amortissement critique.
C_T	Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé.
β	Coefficient de pondération.
λ_i	Coefficient instantané.
λ_v	Coefficient différé.

Annexe (1)

Etude de sol (57/2016)

180 Logements + commerces à Smina, commune de Bejaia.

VI- Conclusions et recommandations :

D'après la coupe lithologique des sondages carottés réalisés au centre de l'assiette, ainsi que l'investigation géophysique, on a constaté que le terrain en question est constitué essentiellement par des argiles marneuses en surface, qui reposent sur des marnes schisteuses moyennement consolidées, en profondeur.

Les essais au Pénétrömètre Dynamique Lourd ont révélé clairement l'hétérogénéité du sol vis-à-vis de sa résistance, qui est bonne dès les premiers mètres, d'une manière générale.

D'après l'analyse des pénétrogrammes des essais réalisés, nous suggérons une contrainte admissible du sol, de :

- Dans la partie amont (blocs A, B, C, D et E) : $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$ à un ancrage de **2.50 m** au minimum par rapport au niveau du terrain actuel (au-delà de la formation meuble superficielle).
- Dans la partie aval (blocs F, G et H) : $Q_{adm} = 1.80 \text{ Bars}$ à un ancrage de **3.50 m** au minimum, par rapport au niveau du terrain actuel, (au-delà de la formation meuble superficielle).

L'investigation géophysique à travers les deux profils réalisés (voir les profils en annexes), nous a mis en évidence une formation meuble (de faibles caractéristiques géotechniques) qui s'étend sur une profondeur de **6m** environs (Formation de marne schisteuse), en aval des blocs (blocs F, G et H). De ce fait il est recommandé de prévoir **un confortement** adéquat en aval du projet, afin d'éviter un éventuel mouvement des terres.

Aussi, le site étant implanté sur un terrain en forme de pente, il est nécessaire de réaliser un système de drainage périphérique autour du site et de chaque bloc.

Le sol en place est d'agressivité nulle.

Remarque :

Les travaux de terrassement et de creusement des fouilles doivent être évités durant les périodes de pluies.

L'espace de temps séparant le terrassement des fouilles à la mise en place des bétons, doit être réduit pour ne pas permettre la stagnation prolongée et l'infiltration des eaux.

L'Ingénieur Chargé d'Etude :

Chef de Département Technique :

Le Directeur Régional :

[Signature]
 Mme. FLOUS ROUSSE
 née GBANEM
 Ingénieur Chargée
 d'Etudes



[Signature]
 Directeur Régional

Annexe (2)

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉES SUR LEUR CONTOUR**

$\alpha - \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	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	0.4462
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

$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
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	0.6647
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	0.7933
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	1.0000

Annexe (3)

Valeurs de Valeurs de M_1 (M_2) pour $\rho = 0.9$

u/lx v/ly		0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M_2	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe (4)Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie :

- RPA99 « Règles parasismiques Algériennes ; DTR BC 2.48, 1999/ver 2003 ».
- BAEL91 « Béton armé aux états limites ; édition Eyrolles troisième tirage 1997 ».
- CBA 93 « Code du béton armé ; DTR BC 2.41, 1993 ».
- DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989 ».
- M.Belazougui « Calcul des ouvrages en béton armé ; édition OPU, 1986 ».
- Cours des années de spécialité.
- Anciens mémoires de fin d'étude.