



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



Université Saad Dahleb Blida

Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

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

Option structures

Thème :

Etude d'un bâtiment en béton armé (R+12+2 sous-sols) à usage d'habitation,
contreventé par des voiles de contreventement.

Réalisé par :

Manel KHANDRICHE

Hadjer AMGHAR

Encadré par :

Mr A. DERBALA

Promotion 2024/2025

Dédicace

Avant tout, je rends grâce à Dieu, Le Tout-Puissant, pour m'avoir donné la force, le courage et la patience nécessaires pour mener à bien ce parcours.

Je dédie ce modeste travail à mes chers parents, à ma grand-mère bien-aimée, ainsi qu'à mes tantes, pour leur amour, leur soutien et leurs encouragements constants tout au long de mes études. Que Dieu les protège.

À mes frères et à ma sœur, qui ont toujours été là pour moi, avec affection et confiance.

À l'ensemble de mes enseignants tout au long de mon cursus, et tout particulièrement à Monsieur Derbala, pour le temps qu'il nous a consacré et pour sa précieuse aide.

À mon binôme, Amghar Hadjer, avec qui j'ai partagé cette belle aventure.

Et enfin, à mes amies chères à mon cœur : Dina, Mimi, Maha, Manel, ainsi qu'à toutes celles et ceux qui ont contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

Manel.K

Dédicace

Je dédie ce mémoire à mes chers parents, dont l'amour, la patience et les sacrifices resteront à jamais gravés dans mon cœur. Leur soutien constant et leurs encouragements ont été ma plus grande force. Que ce travail soit une humble expression de mon amour et de ma profonde gratitude.

Je remercie vivement Monsieur Derbala, mon encadrant, pour ses conseils et son accompagnement précieux tout au long de ce travail.

À ma chère sœur Dalila , pour leur amour et leur soutien sincère. Je vous adresse ici toute ma reconnaissance.

À ma nièce adorée Darine et au petit trésor de la famille, le bébé Abdessamed, sources de bonheur et de lumière dans nos vies.

Je dédie également ce mémoire à toute la famille Amghar et la famille Helhal, en témoignage de mon affection et de ma gratitude sincère.

À ma précieuse binôme Khandriche Manel, avec qui j'ai partagé cette belle aventure et des moments inoubliables. Merci pour ton soutien et ta belle amitié.

À mes amis, en particulier Mimi, Rayane, Racha, ainsi qu'à tous mes camarades de promotion et à l'ensemble de la promotion 2025.

Hadjer.A

Remerciements

Avant tout, nous remercions Dieu de nous avoir accompagnées, guidées et protégées jusqu'à la réalisation de ce travail.

Nous remercions de tout cœur nos parents pour leur patience, leur soutien moral et tous les efforts qu'ils ont fournis pour nous aider à avancer dans notre parcours universitaire.

Nos remerciements les plus sincères vont à notre encadrant, Monsieur Derbala, pour sa disponibilité, son écoute et ses conseils précieux tout au long de ce travail.

Nous tenons également à remercier nos responsables de stage, en particulier Monsieur Amine, pour son aide, ses explications claires et ses orientations utiles.

Un grand merci aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre mémoire.

Nous remercions aussi tous les enseignants de l'Université Saad Dahlab - Blida 1, en particulier ceux du département de Génie Civil, pour la qualité de leur enseignement.

Enfin, un merci spécial à nos amis pour leur aide, leur patience et leurs encouragements tout au long de ce projet.

ملخص :

يهدف هذا المشروع إلى دراسة بناية ذات طابع سكني، تتكون من طابق أرضي و12 طابق علوي +2 طوابق سفلية، يتم إنجازها في بلدية بئر خادم ولاية الجزائر المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية VI، وذلك وفقاً للتنظيمات الجزائرية الخاصة بالزلازل (RPA 2024). يتم ضمان استقرار المنشأة في مواجهة الأحمال العمودية والأفقية من خلال استخدام العوارض، الأعمدة، والجدران الخرسانية المسلحة.

تم إجراء دراسة وتحليل هذه البناية باستخدام برنامج ETABS 18.1.1. أما تحديد أبعاد وتسليح العناصر المقاومة للمنشأة، فقد تم وفقاً للمعايير والتشريعات المعتمدة في الجزائر، والمتمثلة في "RPA 2024" و" CBA93".

تم استخدام برنامج EXPERT-BA لتسليح الأعمدة والعوارض، بينما تم تسليح الجدران الخرسانية المسلحة يدوياً.

نظام الأساسات المعتمد في هذا المشروع هو لبشة عامة (Radier général)

Résumé :

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et de 12 étages+ 2 sous-sols, dont la réalisation est prévue dans la commune de Birkhadem, wilaya d'Alger, classée en zone sismique VI selon les règles parasismiques algériennes (RPA 2024).

La stabilité de la structure face aux actions verticales et horizontales est assurée par un système porteur constitué de poutres, poteaux et voiles en béton armé. L'analyse et la modélisation de l'ouvrage ont été réalisées à l'aide du logiciel ETABS version 18.1.1

Le dimensionnement et le ferraillage des éléments porteurs ont été effectués conformément aux normes en vigueur en Algérie, à savoir RPA 2024 et CBA93.

Le ferraillage des poutres et poteaux a été réalisé à l'aide du logiciel EXPERT-BA, tandis que celui des voiles en béton armé a été effectué manuellement.

Le système de fondation retenu pour ce bâtiment est un radier général.

Abstract :

This project focuses on the study of a residential building consisting of a ground floor, 12 upper floors, and 2 basement levels. The construction is planned in the municipality of Birkhadem, located in Algiers Province, which is classified as Seismic Zone VI according to the Algerian seismic code (RPA 2024). The structural stability under both vertical and horizontal loads is ensured by a load-bearing system composed of beams, columns, and reinforced concrete shear walls.

The analysis and modeling of the structure were carried out using ETABS 18.1.1.

The design and reinforcement of the structural elements were performed in accordance with Algerian standards, specifically RPA 2024 and CBA93.

The reinforcement of the beams and columns was carried out using EXPERT-BA software, while the reinforcement of the reinforced concrete shear walls was done manually.

The adopted foundation system for this building is a raft foundation.

Sommaire :

Dédicace.	
Remerciements.	
Résumé	
Liste des tableaux.	
Liste des figures.	
Liste des symboles.	
Introduction générale	1
Les plans :.....	2
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.	
I.1. Introduction :	10
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	10
I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :	12
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :.....	12
I.5. Hypothèse de calcul :	17
Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux.	
II.1. Introduction :	18
II.2. Pré-dimensionnement des planchers :	18
II.2.1. Plancher en corps creux :	18
II.2.2 : Plancher à dalle pleine :	19
II.3. Evaluation des charges :.....	21
II.3.1. Les charges permanentes :.....	21
II.3.2. Les surcharges d'exploitation :.....	25
II.4. Les poutres :	26
II.4.1 : Les poutres porteuses :.....	26
II.4.2 : Les poutres non porteuses :.....	26
II.5. Les poteaux :	27
II.5.1. Principes :.....	27
II.5.2. La décente de charge :.....	29
II.5.3. Les vérifications :	37
II.6. Les voiles :	40
II.7. Conclusion :	41

Chapitre III : Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires.

III.1. Acrotère :	42
III.1.1. Introduction :	42
III.1.2. Evaluation des charges :	42
III.1.3. Calcul des efforts :	44
III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :	44
III.1.5. Les vérifications :	45
III.2. Escaliers :	48
III.2.1. Introduction :	48
III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :	48
III.2.3. L'épaisseur du palier :	49
III.2.4. Evaluation des charges :	50
III.2.5. Les combinaisons des charges :	50
III.2.6. Diagramme des efforts internes :	51
III.2.7. Calcul du ferrailage à l'ELU :	52
III.2.8. Les vérifications :	53
III.3. Etude de la poutre palière :	56
III.3.1. Introduction :	56
III.3.2. Pré dimensionnement :	57
III.3.3. Schéma statique :	57
III.3.4. Evaluation des charges :	57
III.3.5. Combinaison d'action :	57
III.3.6. Calcule de ferrailage :	58
III.3.7. Les vérifications :	58
III.3.8.3. Schémas de ferrailages :	59
III.4. Balcons :	60
III.4.1. Introduction :	60
III.4.2. Evaluation des charges :	60
III.4.3. Les combinaisons des charges :	61
III.4.4. Calcul des efforts internes :	61
III.4.5. Calcule de ferrailage des balcons :	63
III.4.6. Les vérifications :	64
III.5. Etude des planchers :	65
III.5.1 Introduction :	65

III.5.2. Plancher à corps creux :	65
III.5.3 Les dalles pleines :	77
III.6. Ascenseur	82
III.6.1. Introduction :	82
III.6.2. Etude de l'ascenseur :	82
III.6.3. Pré-dimensionnement :	82
III.6.4. Evaluation de charges :	83
III.6.5. Combinaison des charges :	83
III.6.6. Calcule des efforts :	83
III.6.7. Ferrailage de la dalle :	84
III.6.8. Les vérifications :	85
III.7. Conclusion :	86

Chapitre IV : Étude dynamique et sismique.

IV.1 : Introduction :	87
IV.2. Etude sismique :	87
IV.2.1. Modélisation de rigidité :	87
IV.2.2. Modélisation de la masse :	88
IV.2.3. Généralité sur le logiciel ETABS version 18.1.1:	88
IV.3 : Objectifs de l'étude dynamique :	88
IV.4 : Choix de la Méthode de Calcul :	88
IV.4.1. Méthode statique équivalente	89
IV.4.2. Méthode modale spectrale :	90
IV.5. Résultats de l'analyse sismique :	94
IV.5.1. Modèle initial :	94
IV.5.2. 2ème modèle :	97
IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :	100
IV.7. Vérification de l'effet P-Delta ($P - \Delta$) :	101
VI.8. Conclusion :	102

Chapitre V : Étude thermique.

V.1. Introduction :	103
V.2. Hypothèses et méthodes de calculs :	103
V.2.1. Définition de la charge thermique :	103
V.2.2. Le coefficient de dilatation :	103
V.2.3. Le coefficient thermique :	103
V.2.4. Calcul à la température :	104

V.2.5. Convention de signe :	104
V.2.6. Les combinaisons de charges :	104
V.3. Résultat de calcul :	104
V.4. Conclusion :	105

Chapitre VI : Ferrailage des élément structuraux.

VI.1. Introduction :	106
VI.2. Ferrailage des poteaux :	106
VI.2.1. Introduction :	106
VI.2.2. Les combinaisons de charges :	106
VI.2.3. Ferrailage longitudinal :	107
VI.2.4. Choix des armatures :	110
VI.2.5. Les vérifications :	110
VI.2.6. Ferrailage transversal :	113
VI.2.7. Longueur de recouvrement :	114
VI.2.8 Ferrailage des poteaux des sous-sols :	115
IV.2.9. Les schémas de ferrailage des poteaux :	116
VI.3. Ferrailage des poutres :	117
VI.3.1. Introduction :	117
VI.3.2. Les combinaisons de charges :	117
VI.3.3. Ferrailage longitudinal :	117
VI.3.4. Choix des armatures :	119
VI.3.5. Les vérifications :	119
IV.3.6. Ferrailage transversal :	123
VI.3.7. Longueur de recouvrement :	124
VI.3.8. Arrêt des barres :	125
VI.3.9. Les schémas de ferrailage :	125
VI.4. Ferrailage des voiles :	127
VI.4.1. Introduction :	127
VI.4.2. Le calcul du ferrailage :	127
VI.4.3. Vérification de la condition de l'effort normal réduit :	128
VI.4.4. Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferrailage) :	128
VI.4.5. Calcule de la hauteur de la zone critique de voile H_{cr} :	129
VI.4.6. Enveloppe du diagramme des moments fléchissant :	130
VI.4.7. Dimensionnement des éléments de rive :	130
VI.4.8. Ferrailage de l'âme :	133

VI.4.9. Vérification de la condition de ductilité locale :	134
VI.4.10. Les schémas de ferrailage :	136

Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

VII.1. Introduction :	137
VII.2. Choix de type de fondations :	137
VII.3. Calcul des fondations :	137
VII.3.1. Semelle isolée :	138
VII.3.2. Semelle filante :	139
VII.3.3. Radier général :	140
VII.4. Voile périphérique :	152
VII.4.1. Introduction :	152
VII.4.2. Pré dimensionnement :	152
VII.4.3. Évaluation des Charges :	153
VII.4.4. Effort dans la Dalle :	154
VII.4.5 Calcul du ferrailage :	154
VII.4.6 Vérification a l'ELU :	154
VII.4.7. Vérification à l'ELS :	155
VII.4.8. Les schémas de ferrailage :	156
Conclusion générale :	157
Références :	158
Les annexes :	159

Liste des tableaux :

Tableau II.1. Evaluation des charges permanentes du plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.	21
Tableau II.2. Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine d'une terrasse inaccessible.	22
Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du plancher courant dalle en corps creux.....	22
Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du plancher courant dalle pleine et les balcons.....	23
Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes du plancher sous-sol.....	23
Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.....	24
Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes des murs intérieurs.....	25
Tableau II.8. Les vérifications des conditions exigées par le RPA99 v 2024.....	27
Tableau II.9. La surface supportée par le poteau central d'un étage courant du bloc A et C.....	29
Tableau II.10. La surface supportée par le poteau central du plancher terrasse du bloc A et C.....	29
Tableau II.11. La surface supportée par le poteau central sous-sol du bloc A et C.....	29
Tableau II.12. Loi de dégression des surcharges d'exploitations du bloc A et C.....	31
Tableau II.13. La descente de charges du poteau le plus sollicité A et C.....	31
Tableau II.14. La surface supportée par le poteau central d'un étage courant du bloc B.....	33
Tableau II.15. La surface supportée par le poteau central du plancher terrasse du bloc B.....	34
Tableau II.16. Loi de dégression des surcharges d'exploitations du bloc B.....	35
Tableau II.17. La descente de charges du poteau le plus sollicité B.....	35
Tableau II.18. Calculs des N_u et les sections des poteaux les plus sollicités.....	37
Tableau II.19. Vérification de critère de résistance des poteaux les plus sollicités.....	38
Tableau II.20. Critère de l'effort normal réduit.....	38
Tableau II.21. Vérification des raideurs.....	39
Tableau II.22. Les nouvelles sections des poteaux adoptées.....	39
Tableau III.1. Les vérifications à l'ELS des escaliers	47
Tableau III.2. Les charges permanentes de palier	50
Tableau III.3. Les charges permanentes de volée	50
Tableau III.4. Les charges et surcharges appliquées sur le palier et volée.....	50
Tableau III.5. Le chargement et les combinaisons pour une bande de 1m.....	51

Tableau III.6. Calcul de ferrailage d'escalier en travée et sur appuis	52
Tableau III.7. Les vérifications à l'ELS des escaliers.....	54
Tableau III.8. Vérification de la flèche de l'escalier.....	55
Tableau III.9. Tableau récapitulatif des moments à l'ELU et L'ELS	58
Tableau III.10. Calcul de ferrailage en travée et sur appuis.....	58
Tableau III.11. Les vérifications à l'ELS de la poutre palier	59
Tableau III.12. Les charges permanentes du balcon	60
Tableau III.13. Evaluation des charges concentrées sur balcon	61
Tableau III.14. Les combinaisons de charges	61
Tableau III.15. Ferrailage du balcon	63
Tableau III.16. Vérification des contraintes à l'ELS.....	64
Tableau III.17. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	69
Tableau.III.18. Récapitulation du calcul des sections d'armature des poutrelles.....	71
Tableau. III.19. Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles.....	72
Tableau. III.20. Vérification de la flèche des poutrelles.....	74
Tableau.III.21. Récapitulation du calcul des sections de la dalle pleine.....	78
Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle pleine.....	80
Tableau III.23. Vérification de la flèche de la dalle pleine.....	81
Tableau.III.24. Récapitulation du calcul des sections d'armature de la dalle machine.....	84
Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle machine.....	86
Tableau VI.1. Valeurs du coefficient C_T	92
Tableau IV.2. La participation massique du modelé initiale.....	95
Tableau IV.3. Vérification des déplacements selon X-X.....	96
Tableau IV.4. Vérification des déplacements selon Y-Y.....	96
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant	97
Tableau IV.6. La participation massique du modèle final.....	98
Tableau IV.7. Vérification de l'effort tranchant.....	99
Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon x-x.....	99
Tableau IV.9. Vérification des déplacements selon y-y.....	99
Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal pour les poteaux.....	100

Tableau IV.11. Vérification de l'effort P- Δ dans le sens x-x.....	101
Tableau IV.12. Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.....	102
Tableau V.1. Détermination de température de calcul.....	104
Tableau V.2. Ferrailage des poutres.....	105
Tableau V.3. Choix de ferrailage des poutres.....	105
Tableau VI.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.....	106
Tableau VI.2. Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).....	108
Tableau VI.3. Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).....	108
Tableau VI.4. Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).....	108
Tableau VI.5. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	109
Tableau VI.6. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	109
Tableau VI.7. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	109
Tableau VI.8. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).....	109
Tableau VI.9. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).....	110
Tableau VI.10. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).....	110
Tableau VI.11. Choix des armatures des poteaux.....	110
Tableau VI.12. Vérification des poteaux à l'ELS (N_{ser}^{\max} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	111
Tableau VI.13. Vérification des poteaux à l'ELS (M_{ser}^{\max} , $N_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	111
Tableau VI.14. Vérification des poteaux à l'ELS (N_{ser}^{\min} , $M_{\text{ser}}^{\text{corr}}$).....	111
Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.....	112
Tableau VI.16. Espacements maximaux des poteaux.....	114
Tableau VI.17. Choix des armatures transversales des poteaux.....	114
Tableau VI.18. Ferrailage des poteaux des sous-sols.....	116
Tableau VI.19. Ferrailage des poutres porteuses.....	118
Tableau VI.20. Ferrailage des poutres non porteuses.....	118
Tableau VI.21. Choix des armatures des poutres périphériques et les poutres de la terrasse.....	119
Tableau VI.22. Choix des armatures des poutres intermédiaires.....	119
Tableau VI.23. Vérification de la condition de non fragilité.....	119
Tableau VI.24. Vérification des poutres intermédiaires à l'ELS.....	120
Tableau VI.25. Vérification des poutres périphériques et les poutres de la toiture à l'ELS.....	121

Tableau VI.26. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres.....	122
Tableau VI.27. Vérification de la flèche pour les poutres périphériques et les poutres de la toiture.	123
Tableau VI.28. Vérification de la flèche pour les poutres intermédiaires.....	123
Tableau VI.29. Calcul des armatures transversales.....	124
Tableau VI.30. Choix des barres pour le ferrailage horizontal.....	133
Tableau VI.31. le ferrailage au-dessus de la zone critique.....	136
Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du radier.....	143
Tableau VII.2. Contraintes sous radier à l'ELU.....	146
Tableau VII.3. Contraintes sous radier à l'ELS.....	146
Tableau VII.4. Les moments dans le panneau le plus sollicité à l'ELU.....	147
Tableau VII.5. Les moments dans le panneau le plus sollicité à l'ELS.....	147
Tableau VII.6. Ferrailage des panneaux du radier.....	148
Tableau VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	148
Tableau VII.8. Ferrailage des nervures sens (y-y).....	149
Tableau VII.9. Ferrailage des nervures sens (x-x).....	149
Tableau VII.10. Vérification des contraintes à l'ELS.....	150
Tableau VII.11. Récapitulation du calcul des sections d'armature.....	154
Tableau VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS.....	156

Liste des figures :

Figure I.1. Façade de bâtiment	10
Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation du béton à ELU.....	15
Figure I.3. Diagramme Contraintes – Déformations ELS	15
Figure I.4. Diagramme Contraintes – Déformations de l’Acier.....	16
Figure II.1. Schéma descriptif d’un plancher en corps creux.....	19
Figure II.2. Coupe verticale d’un plancher terrasse en corps creux.....	21
Figure II.3. Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.....	21
Figure II.4. : Coupe verticale du plancher courant en corps creux.....	22
Figure II.5. Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.....	23
Figure II.6. Coupe verticale d’un mur extérieur.....	24
Figure II.7. Coupe verticale d’un mur intérieur.....	24
Figure II.8. Schéma représentatif de l’acrotère.....	25
Figure II.9. Schéma de la poutre porteuse.....	27
Figure II.10. Schéma de la poutre non porteuse.....	27
Figure II.11. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du bloc A et C.....	29
Figure II.12. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du sous-sol du bloc A et C.....	30
Figure II.13. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité d’un étage courant du bloc B.....	33
Figure II.14. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité de la terrasse du bloc B.....	33
Figure II.15. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du sous-sol du bloc B.....	34
Figure II.16. Coupe de voile en élévation.....	40
Figure II.17. Schéma du voile adopté.....	41
Figure III.1. Dimensions de l’acrotère.....	42
Figure III.2. Charges agissent sur l’acrotère	42
Figure III.3. Ferrailage de l'acrotère.....	44
Figure III.4. Distance de l’axe neutre.....	46
Figure III.5. Schéma de ferrailage de l’acrotère.	47
Figure III.6. Eléments d’un escalier.....	48
Figure III.7. Schéma statique des escaliers étudiés.....	48

Figure III.8. Schéma statique d'escalier	51
Figure III.9. Le diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	51
Figure III.10. Le diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	51
Figure III.11. Le diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	52
Figure III.12. Le diagramme de l'effort tranchant à l'ELS	52
Figure III.13. Le schéma du ferrailage d'escalier	56
Figure III.14. Vue 3D pour la poutre palière.....	56
Figure III.15. Schéma statique de la poutre palier.....	57
Figure III.16. Schéma statique du balcon	60
Figure III.17. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.....	62
Figure III.18. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	62
Figure III.19. Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.....	63
Figure III.20. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.....	63
Figure III.21. Schéma de ferrailage des balcons.....	65
Figure III.22. Corps Creux.....	65
Figure III.23. Schéma de poutrelle.....	66
Figure III.24. Les étaielements.....	69
Figure III.25. Schéma statique de poutrelle a 15 travées	69
Figure III.26. Le diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	70
Figure III.27. Le diagramme d'effort tranchant à l'ELU.....	70
Figure III.28. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	76
Figure III.29. Ferrailage de la dalle de compression.....	77
Figure III.30. Schéma de dalle pleine.....	77
Figure III.31. Section de la dalle pleine à ferrailer.....	78
Figure III.32. Disposition constructive des armatures de la dalle plein.....	82
Figure III.33. Ferrailage de la dalle machine.....	86
Figure IV.1. Graphe du spectre de réponse.....	91
Figure IV.2 : vue en 3D.....	94
Figure IV.3 : vue en plan	94
Figure IV.4. Vue en 3D.....	97
Figure IV.5. Vue en plan.....	97

Figure VI.1. Arrêt des barres.....	125
Figure V.2. Plan de repérage des voiles.....	128
Figure VI.3. Zone critique a la base du voile.....	129
Figure VI.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile.....	130
Figure VI.5. Élément de rives pour les voiles.....	130
Figure VI.6. Épaisseur minimale des éléments de rive.....	131
Figure VII.1. Semelle isolée.....	138
Figure VII.2. Semelle filante.....	139
Figure VII.3. Schéma représentatif d'une semelle filante.....	139
Figure VII.4. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.....	140
Figure VII.5. Contraintes sous radier.....	145
Figure VII.6. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité.....	153

Liste des symboles

E.L.U : Etat limite ultime.

E.L.S : Etat limite service.

RDC : Rez-de-chaussée.

HA : Aciers à haute adhérence.

RL : Aciers ronds lisses.

Q : Charge d'exploitation.

G : Charge permanente.

M : Moment, Masse.

N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.

N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_{tu} : Moment en travée à l'état limite ultime.

M_{ts} : Moment en travée à l'état limite de service.

M_{au} : Moment sur appuis à l'état limite ultime.

M_{as} : Moment sur appuis à l'état limite de service.

ρ : poids volumique.

F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_{bc'} : Contrainte de compression admissible du béton.

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier.

Br : Aire d'une section de béton (brute).

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

v : Coefficient de poisson

g : Accélération de la pesanteur, Larguer de la marche.

σ_{sol} : Contrainte du sol.

C : Cohésion.

FeE : Limite d'élasticité de l'acier.

A_s : Aire d'une section d'acier.

\emptyset : Diamètre des armatures.

A_t : Section d'armatures transversales.

$A_{s p}$: Les armatures de peau.

A_r : Les armatures de répartition.

S_t : Espacement.

σ_s : Contrainte de traction de l'acier.

σ_s' : Contrainte de traction admissible de l'acier.

E_s : Module d'élasticité de l'acier

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.

L : Longueur ou portée.

$L_{x_{\text{max}}}$: La longueur maximale suivant l'axe XX.

$L_{y_{\text{max}}}$: La longueur maximale suivant l'axe YY.

B : Larguer.

e : Epaisseur.

e_v : Epaisseur de volée.

e_p : Epaisseur de la paillasse.

α : L'angle de projection.

b : Une dimension (largeur d'une section).

b_0 : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton

h : Hauteur.

h : Hauteur libre d'étage.

n : Nombre de marche.

n_c : Nombre de contre marche.

S : Surface.

I : Moment d'inertie.

L_f : Longueur de flambement.

λ : Elancement.

f : Flèche.

f^* : Flèche admissible.

Y : Position de l'axe neutre.

i : Rayon de giration d'une section de B.A.

j : Nombre de jours.

Introduction générale ;

L'Algérie, en particulier sa région nord, est soumise à une forte activité sismique, ce qui en fait une zone à risque élevé. Les séismes survenus ces dernières décennies ont causé d'importantes pertes humaines et matérielles, soulignant l'impératif d'une meilleure compréhension de ce phénomène naturel et la nécessité d'appliquer rigoureusement les règles de conception parasismique.

Dans ce contexte, le rôle de l'ingénieur en génie civil prend toute son importance. Il est appelé à concevoir des structures capables de résister aux effets sismiques tout en assurant la sécurité des usagers, la fonctionnalité, la durabilité et la viabilité économique de l'ouvrage. Cette responsabilité implique la maîtrise des normes en vigueur, la compréhension du comportement des matériaux, ainsi que la mise en œuvre de méthodes de calcul modernes et fiables.

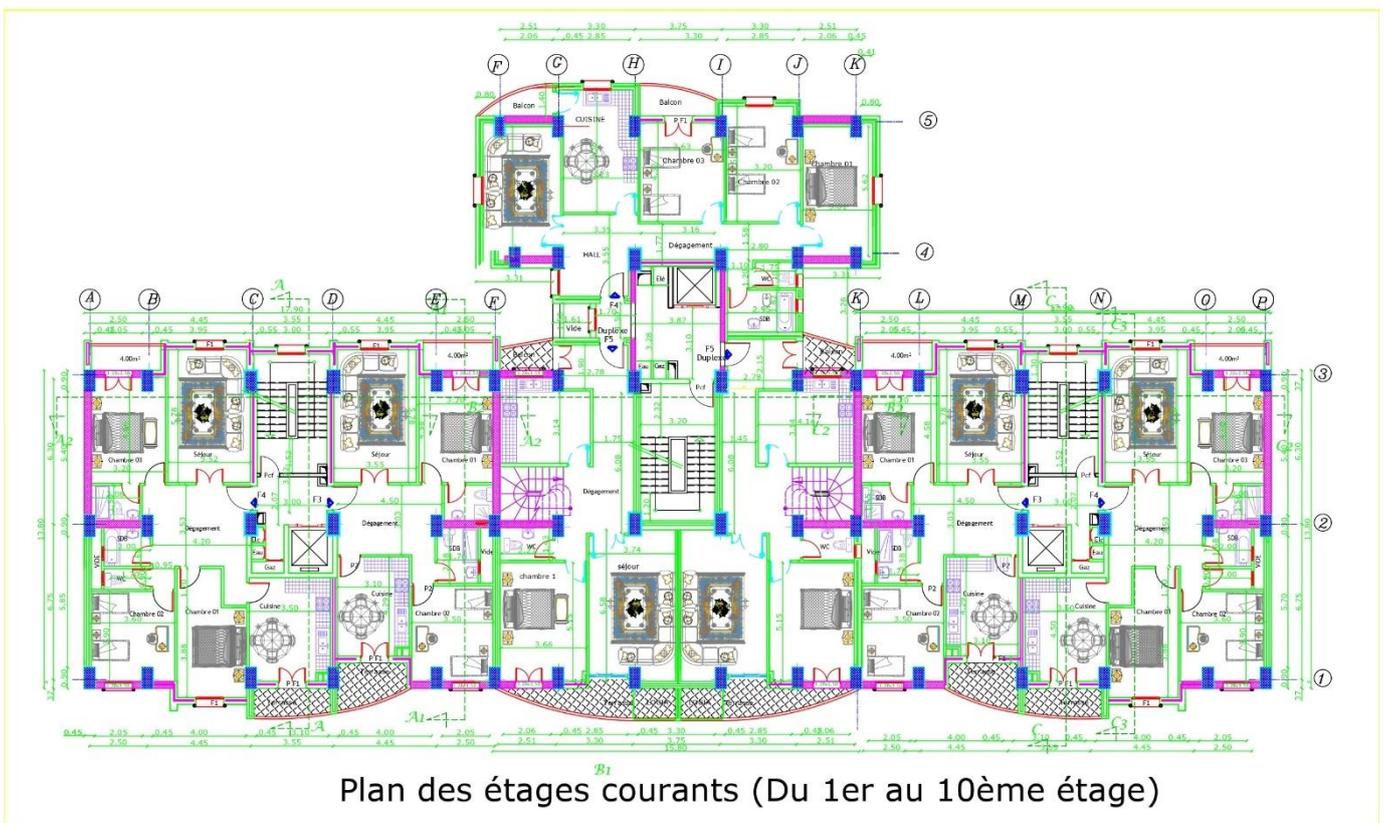
Le projet qui nous a été confié s'inscrit dans cette logique. Il porte sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée, de 12 étages, ainsi que de 2 niveaux de sous-sol, situé dans la commune de Birkhadem, wilaya d'Alger, classée en zone sismique **VI** selon la réglementation algérienne (RPA 2024). La structure porteuse est assurée par un système mixte composé de voiles en béton armé, de poutres et de poteaux, garantissant la stabilité de l'ensemble face aux sollicitations verticales et horizontales.

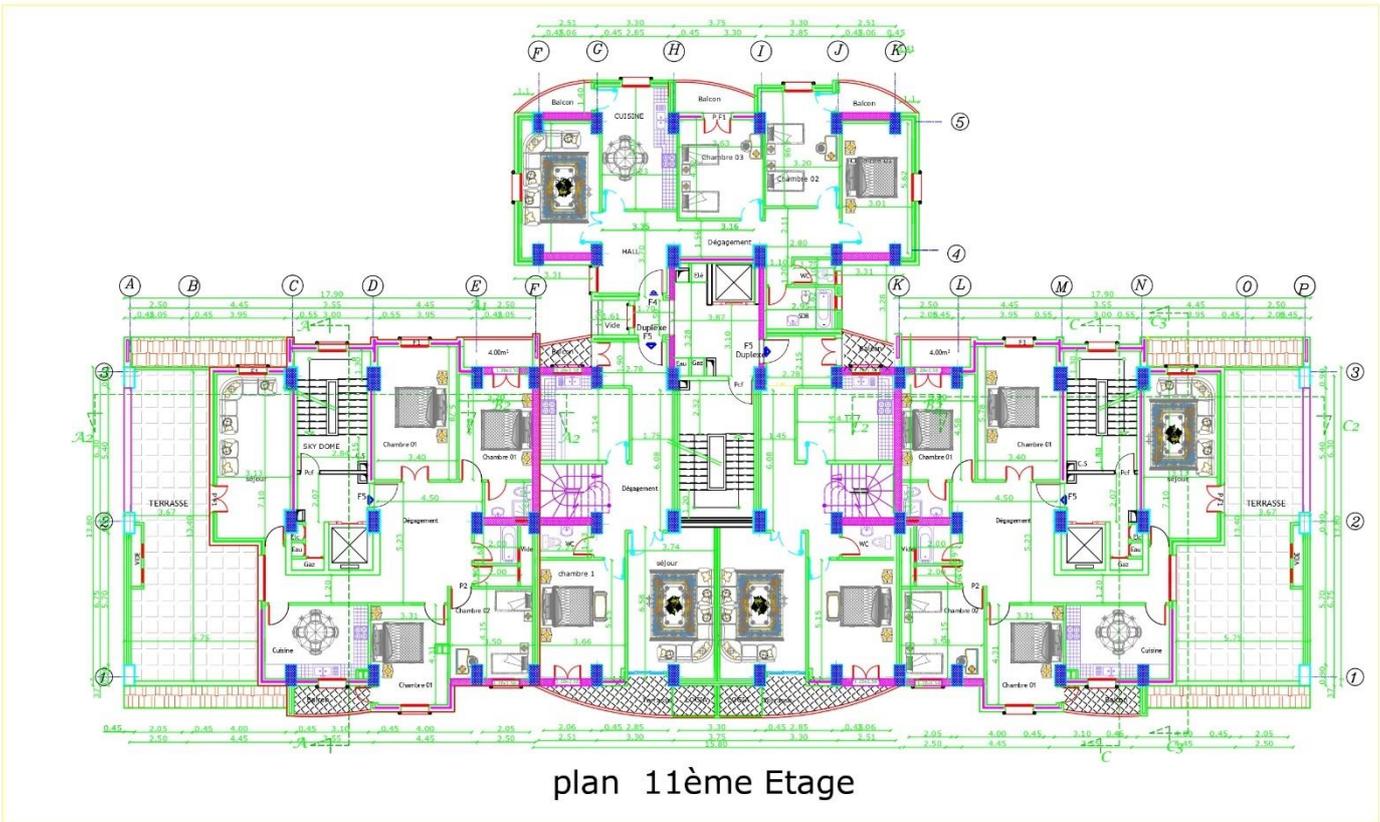
L'objectif principal de ce mémoire est de mettre en œuvre les connaissances théoriques et pratiques acquises durant notre formation afin de mener une étude complète du bâtiment, depuis la présentation de l'ouvrage jusqu'à l'analyse de son comportement dynamique, tout en respectant les normes algériennes telles que RPA 2024, CBA93, et autres documents techniques réglementaires.

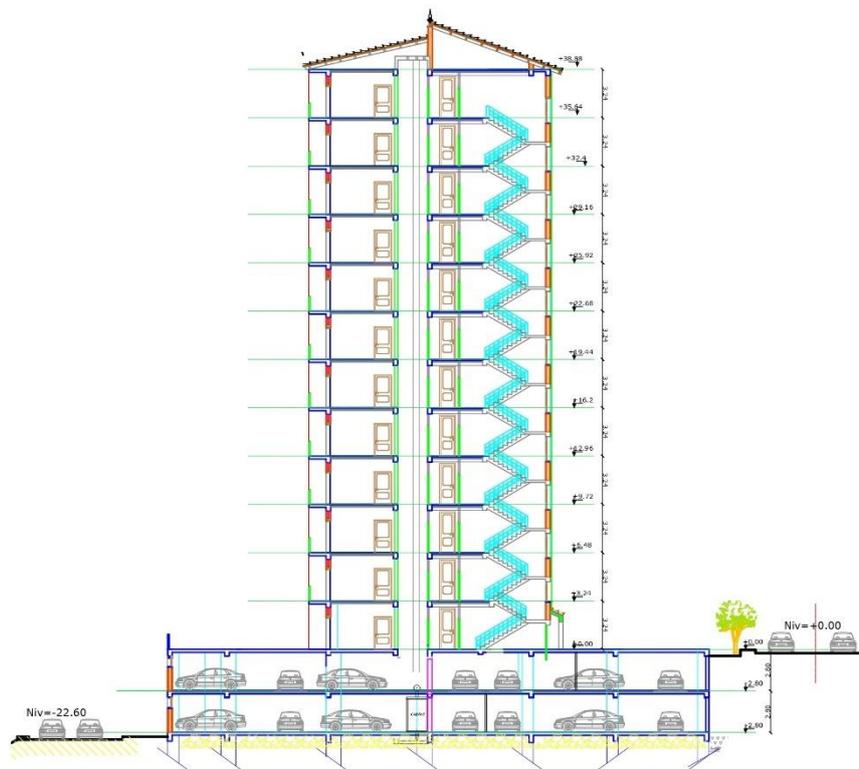
Le contenu de notre mémoire se décline en sept chapitres, organisés comme suit :

- Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques des matériaux.
- Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments structuraux.
- Chapitre III : Dimensionnement et ferrailage des éléments secondaires.
- Chapitre IV : Étude dynamique et sismique.
- Chapitre V : Étude thermique.
- Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.
- Chapitre VII : Étude de l'infrastructure.

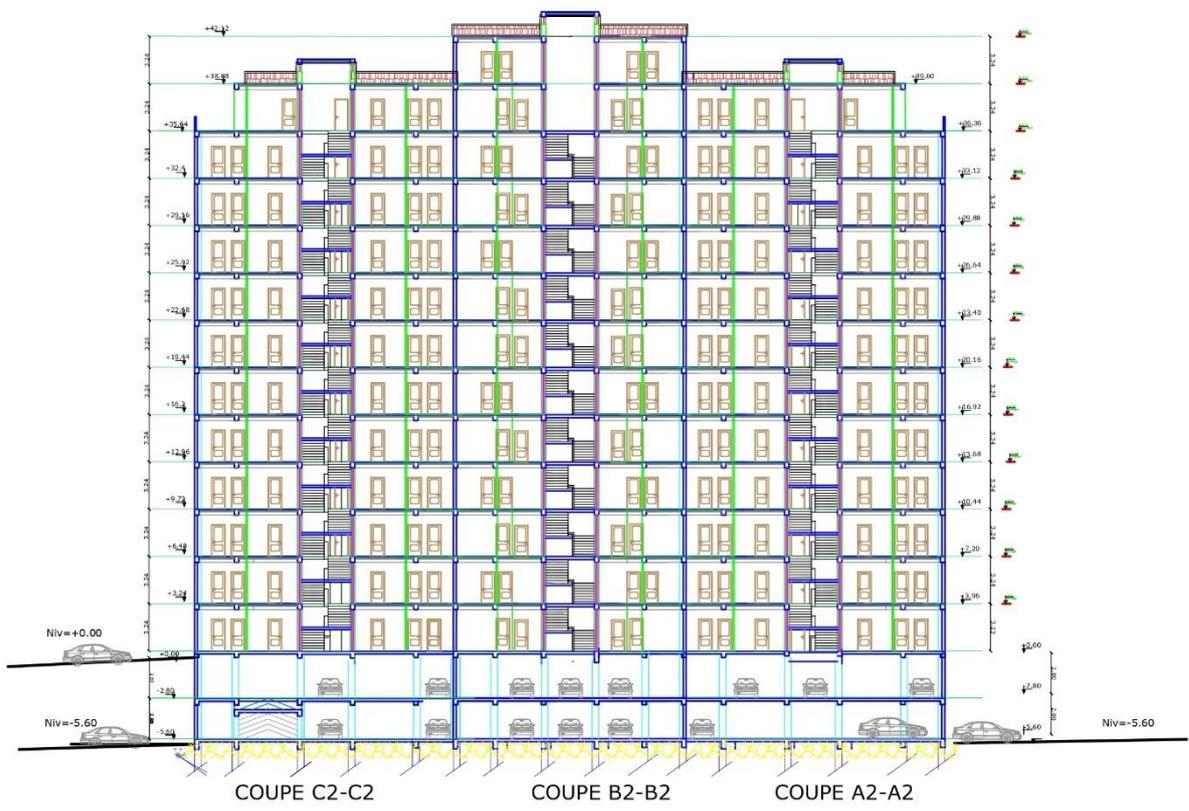
Les plans :

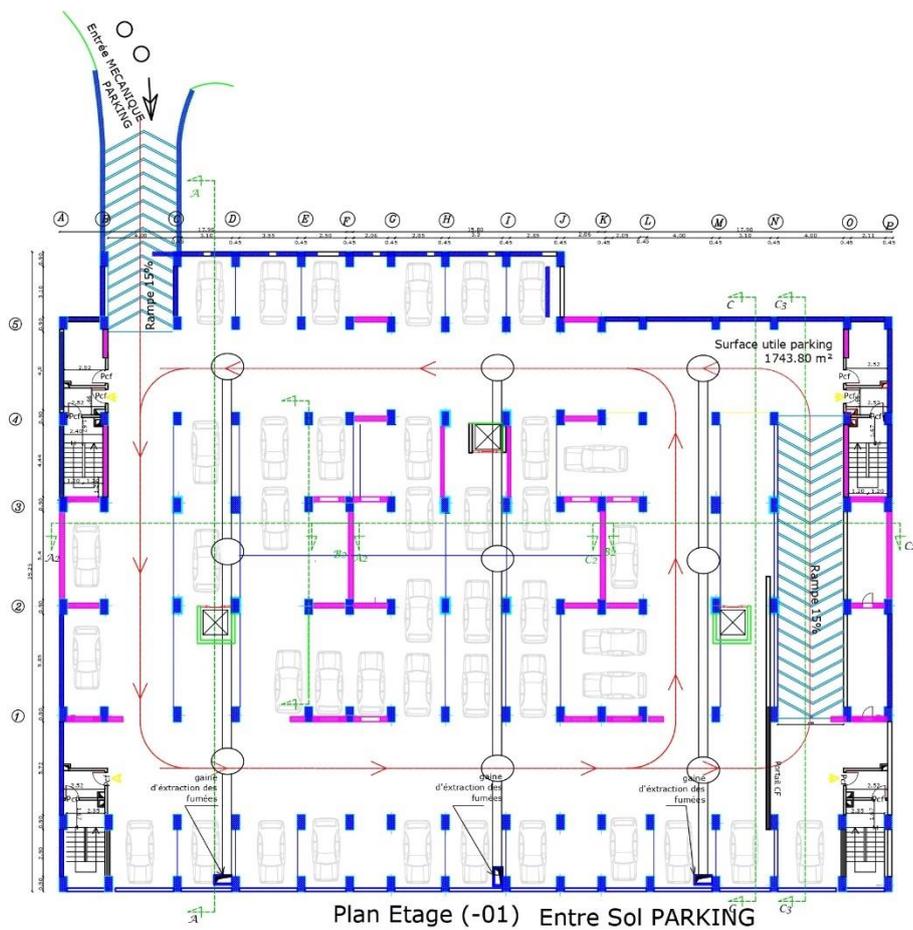




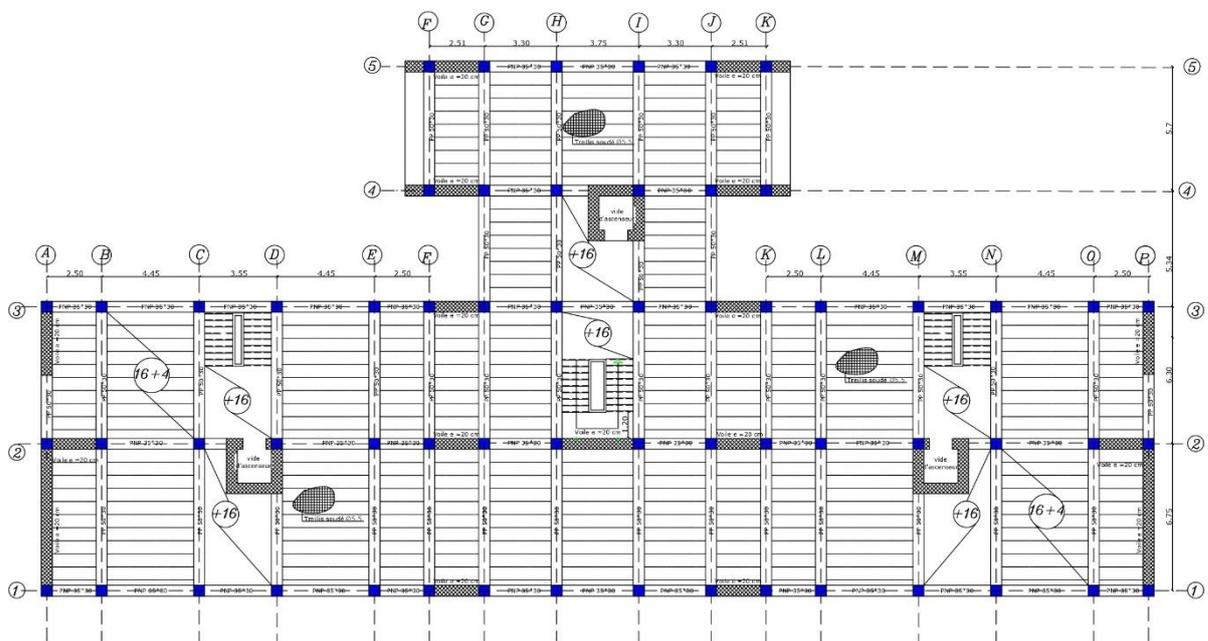


COUPE C-C
Ech: 1/200

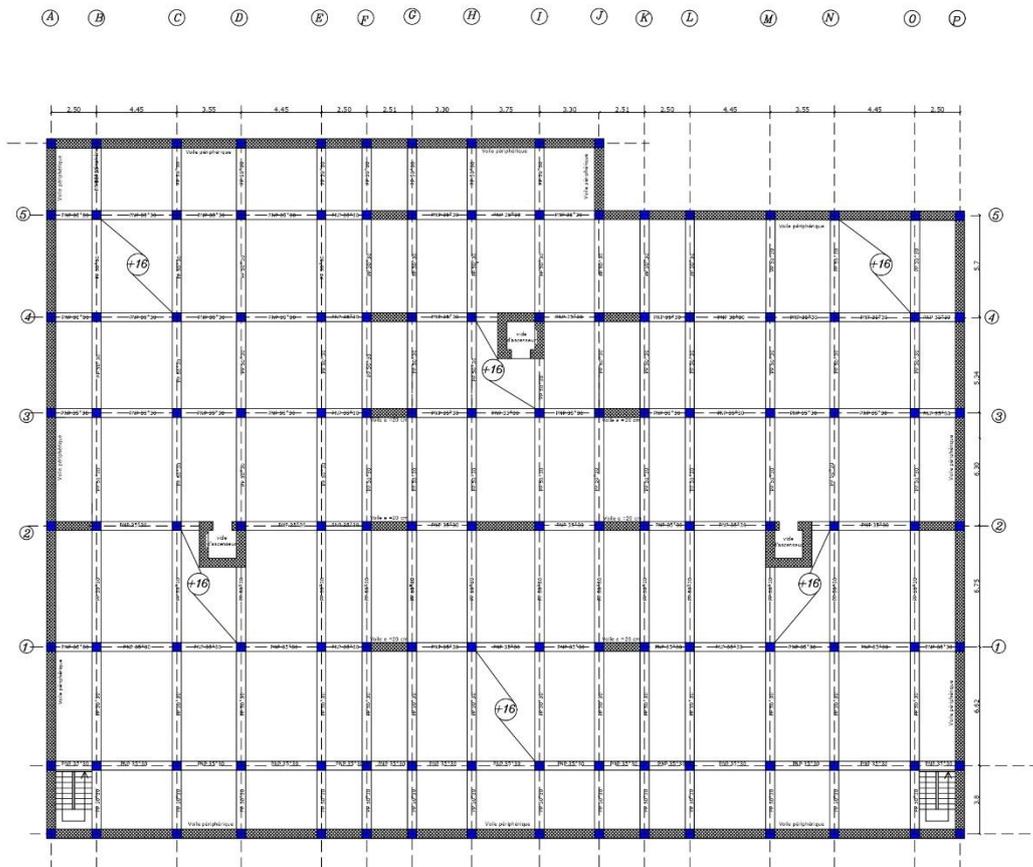




Plan Etage (-01) Entre Sol PARKING



PLAN coffrage de RDC et des étage courants



PLAN coffrage des sous-sols

I.1. Introduction :

Dans le cadre de ce mémoire, ce chapitre a pour objectif de présenter de manière rigoureuse les données techniques du bâtiment étudié. Il comprend la nature de la structure, l'inventaire des éléments constitutifs, les caractéristiques géométriques ainsi que les propriétés physiques et mécaniques des matériaux mis en œuvre.

I.2. Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié consiste en l'étude et le dimensionnement des éléments porteurs d'un bâtiment en béton armé à configuration symétrique. L'ouvrage est constitué d'un rez-de-chaussée surmonté de plusieurs étages, destinés exclusivement à un usage résidentiel. Le bâtiment présente une variation dans la hauteur des blocs : les blocs latéraux (A et C) comportent 11 étages (R+11), tandis que le bloc central (B) est composé de 12 étages (R+12). L'ensemble comprend également deux niveaux de sous-sol, aménagés pour le stationnement des véhicules.

Il est important de noter que les différents blocs ne sont pas séparés par des joints de dilatation, ce qui confère à l'ouvrage un comportement monolithique sous l'action des charges.



FACADE PRINCIPALE COTE HAUT
BLOCS A.B.C

Figure I.1. Façade de bâtiment

I.2.1. Situation et implantation de l'ouvrage :

Le projet est implanté à Djenane Safari, dans la commune de Birkhadem, wilaya d'Alger. Selon le zonage établi par le Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), ce site se situe en zone de forte sismicité, classée zone VI.

L'ouvrage est considéré comme une construction de moyenne importance, avec une hauteur inférieure à 48 mètres. À ce titre, il est classé dans le groupe 2, conformément aux critères de classification du RPA 2024.

I.2.2. Caractéristiques géométriques :

Les dimensions en élévation sont :

- Hauteur totale du bâtiment42,12 m.
- Hauteur des étages courant.....3,24 m.
- Hauteur e sous-sol2,80 m.

Les dimensions en plan sont :

- Longueur totale suivant y-y : $L_y = 25,94$ m.
- Largeur x_1 suivant x-x : $L_x = 50,27$ m.

I.2.3. Ossature :

Le bâtiment étudié est contreventé par des voiles en béton armé, conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024). Ce système assure la stabilité de la structure face aux actions horizontales, notamment sismiques. L'ouvrage est exclusivement destiné à un usage résidentiel.

I.2.4 Planchers :

Les planchers, éléments horizontaux de faible épaisseur par rapport à leurs dimensions en plan, jouent un rôle essentiel dans la répartition des charges et la stabilité des niveaux. Deux types sont utilisés dans ce bâtiment :

- Dalles à corps creux : utilisées sur la majorité des niveaux pour leur légèreté et leur efficacité structurelle.
- Dalles pleines : réservées à des zones particulières, telles que les séchoirs, où une résistance accrue est requise.

I.2.5 Escaliers :

Les escaliers, réalisés en béton armé coulé sur place, assurent la circulation verticale entre les niveaux. Ils sont composés de marches, contremarches, paliers et paillasse, et sont construits étage par étage. Selon les configurations, ils sont associés à une poutre palière ou une poutre brisée pour assurer leur stabilité et leur intégration dans la structure.

I.2.6 Terrasse :

La toiture du bâtiment est conçue sous forme de terrasse inaccessible.

I.2.7 Acrotère :

Au niveau de la terrasse accessible du 11^{ème} et 12^{ème} étage, la structure est entourée d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.2.8 Ascenseurs :

Le bâtiment est équipé d'une cage d'ascenseur desservant les niveaux du rez-de-chaussée jusqu'au douzième étage, permettant un accès vertical motorisé pour les habitants.

I.2.9. Maçonnerie :

La maçonnerie est réalisée en briques creuses, assurant une bonne isolation thermique et phonique :

- Murs extérieurs : composés d'une double cloison de 30 cm comprenant :
 - Une paroi externe en brique creuse de 15 cm
 - Une lame d'air de 5 cm
 - Une paroi interne en brique creuse de 10 cm
- Murs intérieurs : Cloisons simples de 10 cm pour la séparation des pièces de service. Doubles cloisons de 25 cm entre deux logements mitoyens, composées de deux parois de 10 cm séparées par une âme d'air de 5 cm.

I.3 Caractéristiques géotechniques du sol :

À la suite de l'étude géotechnique réalisée sur le site du projet de construction d'un bâtiment R+12, situé à Birkhadem, Alger, comprenant à la fois une campagne d'investigation in-situ et des essais en laboratoire, les conclusions suivantes ont été établies :

- Les investigations ont révélé que le sol ne présente aucun problème majeur susceptible de compromettre la réalisation de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol a été évaluée à 2.5 bars, conformément au rapport géotechnique.
- Le sol est classé en catégorie S3 : sol meuble.
- La profondeur d'ancrage prévue pour les infrastructures a été définie conformément aux résultats de l'étude.
- L'angle de frottement interne du sol est de $\varphi = 38^\circ$.
- La cohésion du sol est de $C' = 25$ Kpa.

I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux utilisés pour la construction du bâtiment doivent répondre aux exigences des règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) ainsi qu'à la réglementation parasismique algérienne en vigueur (RPA 2024 et CBA93).

I.4.1 Béton :

I.4.1.1 Composition du béton :

Le béton est un matériau composite constitué d'un mélange dosé de ciment, de granulats (graviers, sables) et d'eau. Il présente une bonne résistance à la compression, mais sa résistance à la traction est relativement faible.

Pour garantir une bonne mise en œuvre, un béton doit satisfaire aux critères suivants :

1. Une résistance mécanique élevée.
 2. Une répartition homogène des constituants.
 3. Une bonne tenue dans le temps.
- **Granulats** : pour un béton ordinaire, la dimension des granulats est comprise entre $0,2 \text{ mm} < C_g < 25 \text{ mm}$.

- **Liant** : le liant le plus couramment utilisé est le ciment Portland composé de classe 42,5 (*CEM II/B*).
- **Eau** : l'eau utilisée doit être potable, exempte de toute impureté organique ou chimique.
- **Sable** : du sable 0/5 est utilisé pour le béton, et du sable 0/2,5 pour la maçonnerie.

I.4.1.2 Résistance du béton :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à un âge donné « j jours ».

- **Résistance à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à 25 Mpa. Elle est donnée par :

$$j \leq 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 0.685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$j = 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28 \text{ jours} \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Dans notre cas, on considère une résistance caractéristique :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction à « j » jours notée par « f_{tj} », elle est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

On trouve : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

I.4.1.3. Module de déformation longitudinale :

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal ; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module d'élasticité instantané (E_{ij}) :**

Sous des contraintes normales d'une courte durée (inférieure à 24), on admet qu'à j jours, le module d'élasticité instantané du béton est égal à :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$$

On trouve : $E_{i28} = 34179.557 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation différé E_{vj} :**

Il est réservé spécialement pour des charges de durée d'application supérieure à 24 heures ; ce module est défini par :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$$

On trouve : $E_{vj} = 11496.76 \text{ MPa}$

I.4.1.4. Coefficient de poisson :

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

- $\nu = 0,2$ Pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de service (béton non fissuré).
- $\nu = 0$ Pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états – limites ultimes (béton fissuré).

I.4.1.5. Contraintes limites de calculs :

En se référant au règlement du BAEL 91(modifier 99), on distingue deux états limites.

- **Etat limite ultime « E.L.U » :**

C'est un état au-delà duquel le bâtiment n'est plus exploitable et dont le déplacement entraîne la ruine de l'ouvrage. La contrainte limite, notée f_{bu} est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b = Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.5 & \text{cas de situation durables } f_{bc} = 17 \text{ MPa} \\ 1.15 & \text{cas de situation accidentelles } f_{bc} = 22.17 \text{ MPa} \end{cases}$$

θ = Coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

Si $t > 24 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 1$

Si $h < t < 24 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 0.9$

Si $t < 1 \text{ h}$ $\longrightarrow \theta = 1$

Avec :

t = Durée d'application de l'action considérée en heures.

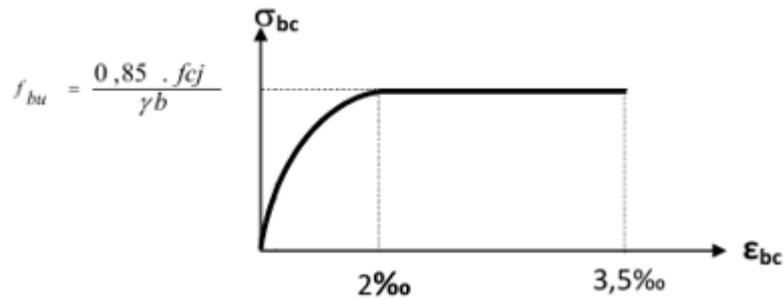


Figure I.2. Diagramme contraintes-déformation du béton à ELU

• **Etat limite de service « E.L.S » :**

Etat limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service relatif à la compression du béton,
- L'état limite de service lié à l'ouverture des fissures,
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est définie par la relation suivante : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$

$f_{c28} = 30 \text{ Mpa} \rightarrow \sigma_{bc} = 18 \text{ Mpa}$.

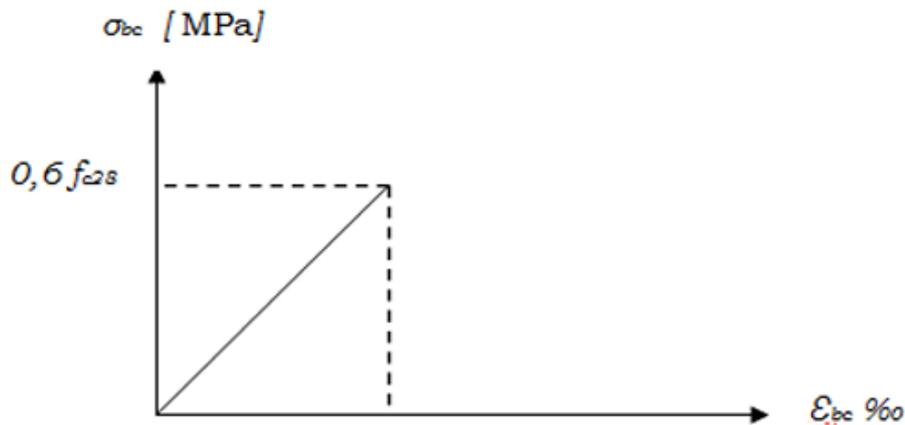


Figure I.3. Diagramme Contraintes – Déformations ELS.

I.4.2 Aciers :

Afin de pallier la faible résistance du béton en traction, des armatures en acier sont intégrées aux éléments en béton afin de reprendre les efforts de traction.

Les types d'aciers utilisés pour la réalisation des éléments en béton armé sont :

- Ronds lisses (\emptyset) : FeE240,
- Barres à haute adhérence (HA) : FeE500,
- Treillis soudés (TS) : TLE520, $\emptyset = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

I.4.2.1. Limites élastiques :

- Ronds lisses (R.L.) : $f_e = 235 \text{ MPa}$

- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ Mpa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 500$ Mpa.

I.4.2.2. Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont également caractérisés par leur module d'élasticité longitudinal. Les essais expérimentaux ont montré que cette valeur reste constante, quelle que soit la nuance de l'acier, et vaut :

$$E_s = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$$

I.4.2.3. Les contraintes limites de calcul :

- Contraintes limites à l'état limite ultime (ELU) :

On adopte le diagramme contrainte -déformation suivant :

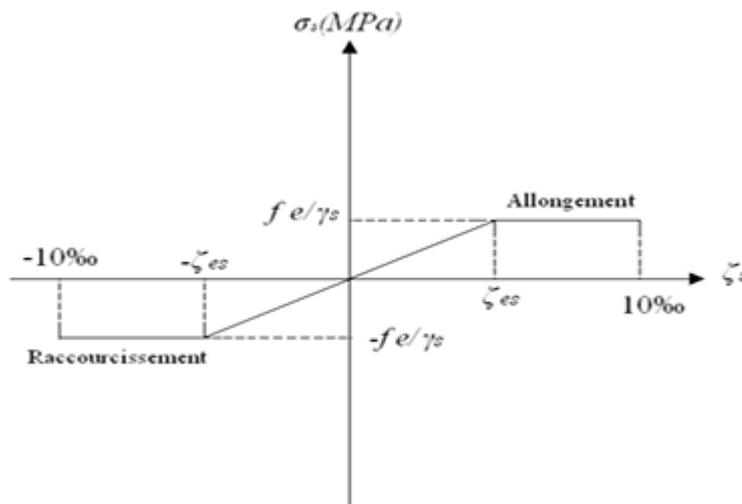


Figure I.4. Diagramme Contraintes – Déformations de l'Acier.

σ_s = Contrainte de l'acier à l'ELU

La contrainte de calcul, notée σ_s et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier il a pour valeur

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{cas d'actions courantes.} \\ \gamma_s = 1.00 & \text{cas d'actions accidentelles.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif de l'acier : $\varepsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

- Etat limite de service « E.L.S » :

- Fissuration peu nuisible, pas de vérification
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$

η : Coefficient de fissuration tels que

$\eta = 1$ pour des aciers ronds lisses

$\eta = 1,6$ pour des aciers de H.A.

I.4.2.4. Le coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté « n » est le rapport de : $\frac{E_s}{E_b} = 15$

n : coefficient d'équivalence.

E_s : Module de déformation de l'acier.

E_b : Module de déformation du béton.

I.5. Hypothèse de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5 ‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple.
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation $\frac{f_e}{\gamma_s}$.

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux d'une structure, tel que les poteaux, les poutres et les voiles, constitue une étape essentielle dans la conception d'un projet en génie civil. Cette phase repose sur le principe de la descente des charges verticales, qui influence directement la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Elle s'appuie également sur les formules empiriques définies par les règlements en vigueur, notamment le **RPA 2024**, le **BAEL 91** et le **CBA 93** relatifs à la conception et au calcul des structures en béton armé.

- Les sollicitations verticales :

Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher. Ces charges sont transmises aux poutrelles, puis aux poutres et poteaux, avant d'être transférées au sol par l'intermédiaire des fondations.

- Les sollicitations horizontales :

Les sollicitations horizontales sont principalement d'origine sismique et nécessitent la mise en place d'éléments de contreventement, généralement constitués par des portiques ou des voiles. Ces éléments assurent la stabilité de la structure face aux forces latérales.

II.2. Pré-dimensionnement des planchers :

Les planchers séparent les étages d'une construction et transmettent aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et d'exploitation. Leur épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Leurs fonctions essentielles sont :

- L'isolation acoustique et thermique entre étage.
- Cheminement des charges aux éléments porteurs.
- Assurer la compatibilité des déplacements.

Dans notre structure on distingue deux types de planchers :

- Plancher en corps creux pour les étages courants.
- Plancher en dalle pleine pour les balcons et certaines parties des planchers.

II.2.1. Plancher en corps creux :

Les planchers à corps creux se reposent sur 2 appuis et se composent de trois éléments principaux :

- Corps creux (entrevous) : Agissent comme des coffrages perdus placés entre les poutrelles. Ils réduisent le poids total du plancher tout en offrant une résistance suffisante pour supporter les charges appliquées.

- Poutrelles en béton armé : Assurent la stabilité du plancher. Elles sont disposées parallèlement les unes aux autres et reposent sur les appuis.

- Dalle de compression : C'est une dalle en béton armé coulée sur les corps creux. Elle répartit uniformément les charges, renforce la résistance et améliore la rigidité globale du plancher.

L'épaisseur du plancher est déterminée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \text{ (Condition de la flèche) [3]}$$

L : La longueur de portée libre maximale dans le sens de disposition des poutrelles.

$$445 - 30 = 415 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{415}{22,5} = 18,44 \text{ cm.}$$

Donc on choisit un plancher de (16+4) $\rightarrow h_t = 20\text{cm}$.

D'où l'épaisseur de corps creux est de 16cm et l'épaisseur de la dalle de compression est de 4cm.

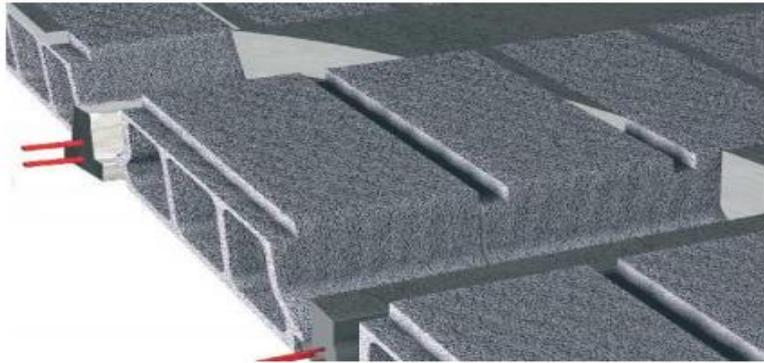


Figure II.1. Schéma descriptif d'un plancher en corps creux.

Disposition des poutrelles :

Critère de la petite portée.

Critère de continuité.

II.2.2 : Plancher à dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces en béton armé, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions. Elles peuvent reposer sur deux, trois ou quatre appuis et travaillent principalement en flexion. Adaptées aux portées moyennes, elles offrent une grande rigidité et une bonne isolation acoustique. Leur épaisseur varie en fonction des conditions d'utilisation et des exigences de résistance, mais leur poids important nécessite une structure porteuse optimisée pour limiter les charges.

a) Condition de résistance au feu :

$e = 7 \text{ cm}$ Pour une heure de coupe de feu.

$e = 11 \text{ cm}$ Pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17,5 \text{ cm}$ Pour quatre heures de coupe-feu.

On prend $e = 16 \text{ cm}$.

b) Isolation phonique :

Selon le CBA99, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, pour obtenir une bonne isolation acoustique ($e = 13 \text{ cm}$).

c) Résistance à la flexion :

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

L_x : La plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

- Pour une dalle qui repose sur trois et quatre appuis : $\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40}$.

$L_x = 445$ cm.

$$\frac{445}{50} \leq e \leq \frac{445}{40}$$

$8,9 \leq e \leq 11,12$ cm.

On prend $e = 10$ cm.

- Pour une dalle qui repose sur deux appuis : $\frac{L}{35} \leq e \leq \frac{L}{30}$.

$L_x = 445$ cm.

$$\frac{445}{35} \leq e \leq \frac{445}{30}$$

$12,71 \leq e \leq 14,83$ cm.

On prend $e = 14$ cm.

- Pour les balcons : $e \geq \frac{L_0}{10}$.

$L_x = 140$ cm.

$$e \geq \frac{140}{10}$$

$e \geq 14$ cm.

$e = \max(16 ; 13 ; 10 ; 14)$ cm

On prend $e = 16$ cm.

Conclusion :

Pour le pré dimensionnement des planchers, nous adopterons :

➤ Pour les planchers à corps creux $e = 20$ cm. Ce qui nous donne un plancher constitué de corps creux de **16 cm** et une dalle de compression de **4 cm** (16+4).

➤ Pour les dalles pleines et balcons nous adopterons une épaisseur de **16 cm**.

II.3. Evaluation des charges :

Cette étape vise à identifier les charges et surcharges affectant la résistance et la stabilité de l'ouvrage.

II.3.1. Les charges permanentes :

II.3.1.1 : Plancher terrasse :

a. Dalle en corps creux :

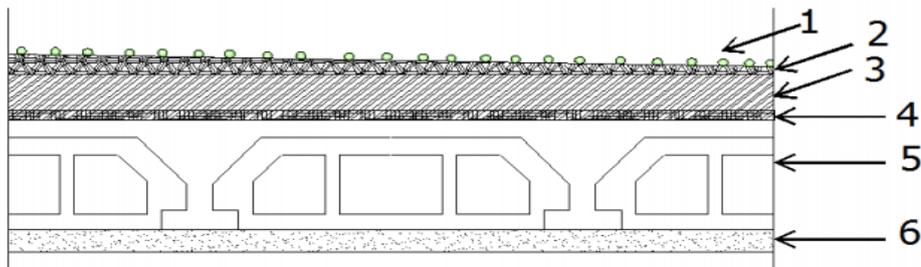


Figure II.2. Coupe verticale d'un plancher terrasse en corps creux.

Tableau II.1. Evaluation des charges permanentes du plancher en corps creux d'une terrasse inaccessible.

Elément		Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Béton de pente	10	22	2,2
4	Isolation thermique	4	4	0,16
5	Corps creux +dalle de compression	20	/	2,85
6	Enduit sous plafond	2	10	0,2
				$\Sigma G = 6,43 \text{ KN/m}^2$

b. Dalle pleine :

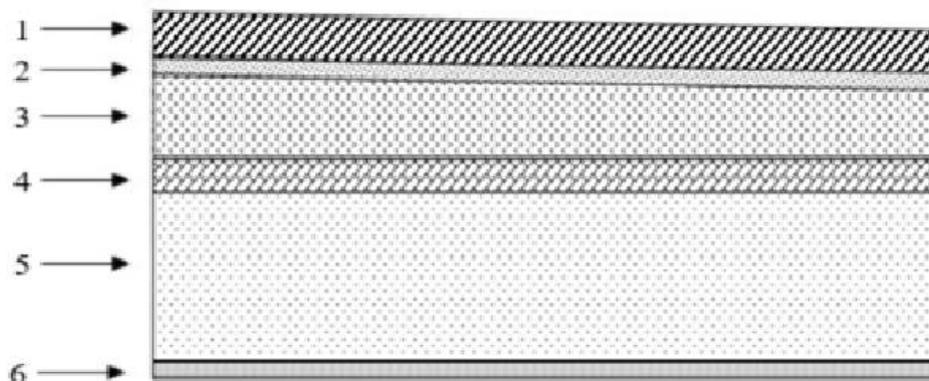


Figure II.3. Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine.

Tableau II.2. Evaluation des charges permanentes du plancher en dalle pleine d'une terrasse inaccessible.

Elément		Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	18	0,9
2	Etanchéité multicouche	2	6	0,12
3	Béton de pente	10	22	2,2
4	Dalle pleine	16	25	4
5	Isolation thermique	4	4	0,16
6	Enduit sous plafond	2	10	0,2
				$\Sigma G = 7,58 \text{ KN/m}^2$

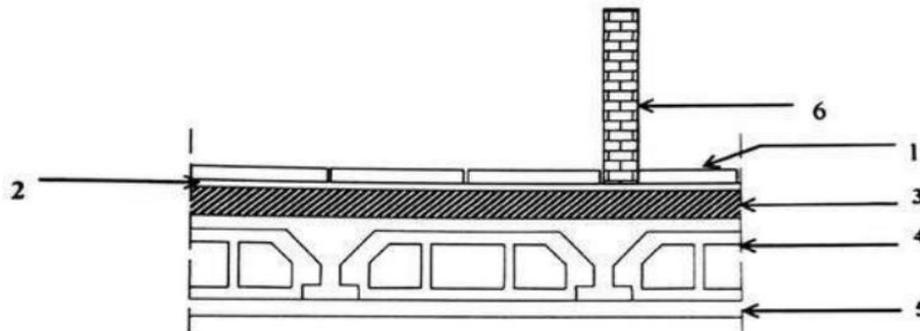
II.3.1.2. Plancher courant :**a. Dalle en corps creux (16+4) :**

Figure II.4. : Coupe verticale du plancher courant en corps creux.

Tableau II.3. Evaluation des charges permanentes du plancher courant dalle en corps creux.

Elément		Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Revêtement de carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	3	18	0,54
4	Corps creux = dalle de compression	20	/	2,85
5	Enduit de plâtre	2	10	0,20
6	Cloisons légères	10	10	1,00
				$\Sigma G = 5,39 \text{ KN/m}^2$

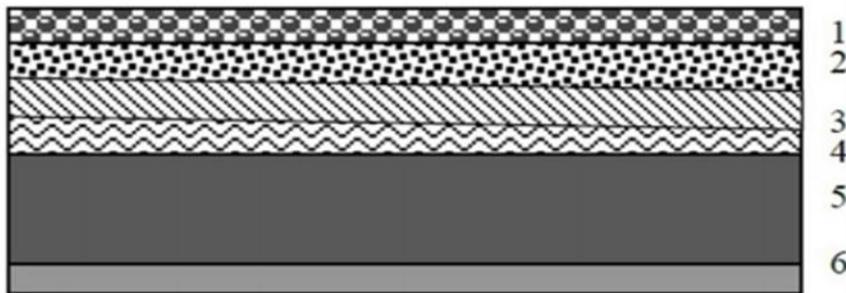
b. Dalle pleine :

Figure II.5. Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.4. Evaluation des charges permanentes du plancher courant dalle pleine et les balcons.

	Elément	Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Revêtement de carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	3	18	0,54
4	Enduit en ciment	2	10	0,2
5	Dalle pleine	16	25	4
6	Cloisons légères	10	10	1,00
				$\Sigma G = 6,54 \text{ KN/m}^2$

II.3.1.3. Plancher sou sol :

Tableau II.5. Evaluation des charges permanentes du plancher sous-sol.

	Elément	Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Couche appelée chape	3	18	0,54
2	Mortier de ciment	2	20	0,4
4	Dalle pleine	16	25	4
5	Enduit en ciment	2	10	0,2
				$\Sigma G = 5,14 \text{ KN/m}^2$

II.3.1.4. Les murs extérieurs :

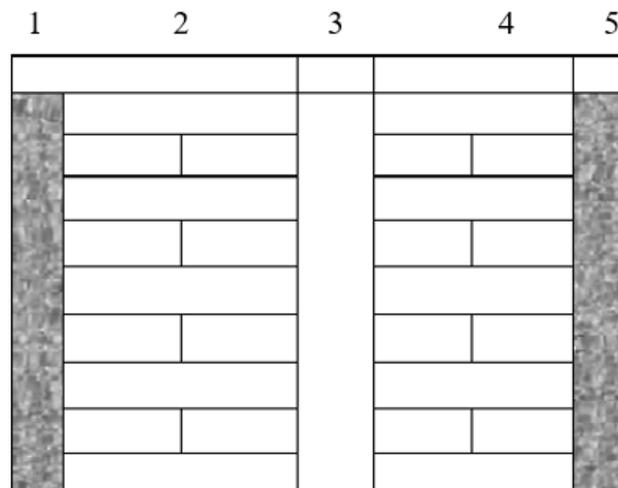


Figure II.6. Coupe verticale d'un mur extérieur.

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.

Elément		Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Enduit en ciment	2	10	0,2
2	Brique creuse	15	9	1,35
3	Ame d'air	5	/	0
4	Brique creuse	10	9	0,9
5	Enduit en plâtre	2	12	0,24
				$\Sigma G = 2,69 \text{ KN/m}^2$

II.3.1.5. Les murs intérieurs :

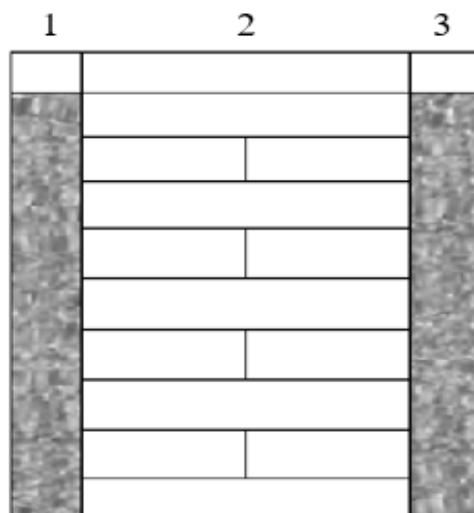


Figure II.7. Coupe verticale d'un mur intérieur.

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes des murs intérieurs.

Elément		Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)
1	Enduit plâtre	2	10	0,2
2	Brique creuse	10	9	0,9
3	Enduit plâtre	2	10	0,2
				ΣG = 1,3 KN/m ²

II.3.1.6. L’acrotère :

Le poids propre de l’acrotère pour 1 ml est :

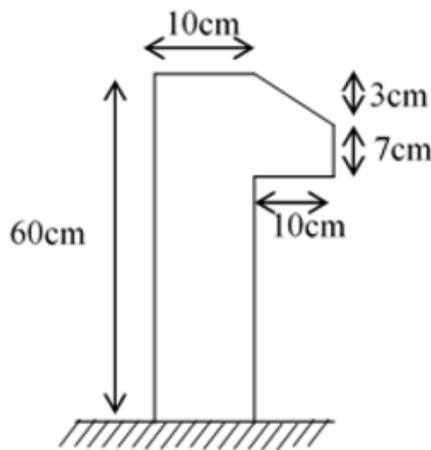


Figure II.8. Schéma représentatif de l’acrotère.

$$G_{\text{Acrotère}} = S_{\text{Acrotère}} \times \rho_b.$$

$$S_{\text{Acrotère}} = (0,03 \times 0,1) / 2 + (0,1 \times 0,7) + (0,1 \times 0,6) = 0,0685 \text{ m}^2.$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 0,0685 \times 25 = 1,7125 \text{ KN/ml}.$$

II.3.2. Les surcharges d’exploitation :

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d’exploitation. Les surcharges d’exploitation sont données par le **DTR B.C.2.2** comme suit : [4]

- Plancher terrasse inaccessible..... Q = 1,00 KN/m².
- Plancher terrasse accessible..... Q = 1,5 KN/m².
- Plancher courant à usage d’habitation..... Q = 1,5 KN/m².
- Plancher sous-sol..... Q = 2,5 KN/m².
- L’acrotère..... Q = 1,00 KN/ml.
- L’escalier..... Q = 2,5 KN/m².
- Balcon..... Q = 3,5 KN/m².

II.4. Les poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, qui ont pour rôle la transmission des efforts revenant des planchers aux éléments verticaux. Le pré-dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ [3]
- $0,4h \leq b \leq 0,7h$

L : La plus grande portée des poutres.

D'après RPA99 modifié 2024 (**article 7.5.1**) les dimensions trouvées doivent vérifier les conditions suivantes :

- $$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 25 \\ h \geq 30 \\ \frac{h}{b} \leq 4 \\ b_{\max 0} \leq (1,5h + b_c) \end{array} \right.$$

II.4.1 : Les poutres porteuses :

$$L = 675 - 30 = 645 \text{ cm.}$$

- $\frac{645}{15} \leq h \leq \frac{645}{10}$
- $43 \leq h \leq 64,5 \text{ cm.}$

On prend **h = 50 cm.**

- $0,4h \leq b \leq 0,7h$
- $18 \leq b \leq 31,5 \text{ cm.}$

On prend **b = 30 cm.**

II.4.2 : Les poutres non porteuses :

$$L = 445 - 30 = 415 \text{ cm.}$$

- $\frac{415}{15} \leq h \leq \frac{415}{10}$
- $27,67 \leq h \leq 41,5 \text{ cm.}$

On prend **h = 35 cm.**

- $0,4h \leq b \leq 0,7h$
- $14 \leq b \leq 24,5 \text{ cm.}$

On prend **b = 30 cm.**

Tableau II.8. Les vérifications des conditions exigées par le RPA99 v 2024.

Conditions	Poutres porteuses	Poutres non porteuses	Vérifications
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 50 \text{ cm}$	$b = 35 \text{ cm}$	Vérifiée
$b \geq 25 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1.67	1.17	Vérifiée

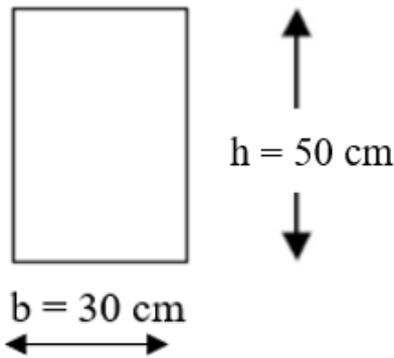


Figure II.9. Schéma de la poutre porteuse.

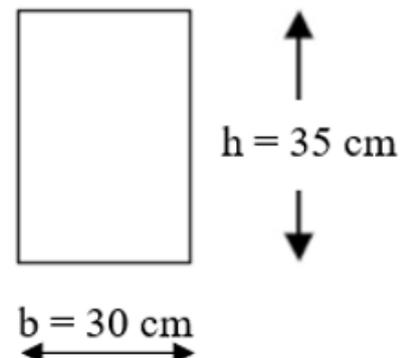


Figure II.10. Schéma de la poutre non porteuse.

II.5. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux destinés principalement à transmettre les charges verticales aux fondations, et à participer au contreventement partiel des bâtiments.

II.5.1. Principes :

- Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure.
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la condition de stabilité et la descente de charge. On appliquera la loi de dégression des charges d'exploitation.

D'après l'article B.8.4.1 du CBA 93 : [2]

La section du poteau est déterminée en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u = \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = \frac{N_u}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s}{B} \right)} = 0,66 N_u.$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1,35G + 1,5Q$.
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.
- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie

❖ Selon le « **BAEL 91 modifié 99** » (Condition de stabilité) : [3]

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$.

- $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ Si $\lambda = 50$
- $\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ Si $50 < \lambda < 100$

Pour $\lambda = 35$

On trouve $a = \frac{2\sqrt{3}}{\lambda} l_f = \frac{l_f}{10}$. Avec : $L_f = 0,7l_0$.

$$L_f = 0,7 \times 324 = 226,8 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{226,8}{10} = 22,68 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm } a \times b = 30 \times 30 \text{ cm.}$$

❖ Selon le « **RPA 2024** » : [1]

$$\begin{cases} \text{Min}(b_c; h_c) \geq 30 \text{ cm.} \\ \text{Min}(b_c; h_c) \geq \frac{h_e}{20}. \\ 1/4 < b_c/h_c < 4. \end{cases}$$

Remarque :

Notre bâtiment se compose de deux blocs (A et C) de R+11, d'un bloc intermédiaire (B) de R+12, et tous les blocs reposant sur deux niveaux de sous-sols en commun. L'étude de la descente de charges sera réalisée pour les poteaux les plus sollicités de chaque bloc. Les résultats finaux seront basés sur les charges maximales déterminées pour le poteau le plus sollicité entre ces deux poteaux.

II.5.2. La décente de charge :

II.5.2.1. La décente de charges du bloc A et C :

Le poteau le plus sollicité est le poteau central :

- La surface d'influence :

Tableau II.9. La surface supportée par le poteau central d'un étage courant du bloc A et C.

Etage courant	
Corps creux	Dalle pleine
14,54 m ²	10,75 m ²

Tableau II.10. La surface supportée par le poteau central du plancher terrasse du bloc A et C.

Terrasse	
Corps creux	Dalle pleine
20,12 m ²	5,17 m ²

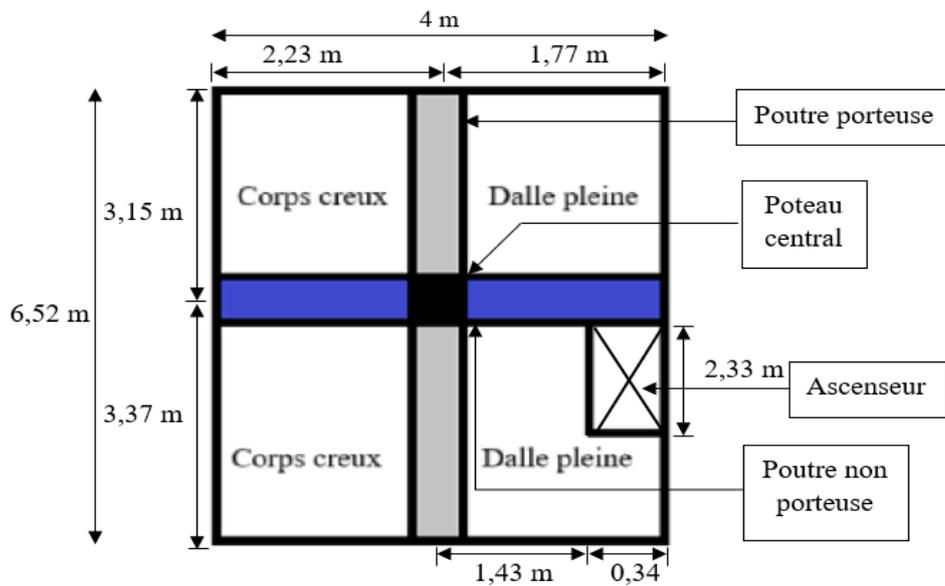


Figure II.11. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du bloc A et C.

- $S_T = 25,29 \text{ m}^2$.
- $S_{\text{Ascenseur}} = 0,79 \text{ m}^2$.

Tableau II.11. La surface supportée par le poteau central sous-sol du bloc A et C.

Les sous-sols
Dalle pleine
10,75 m ²

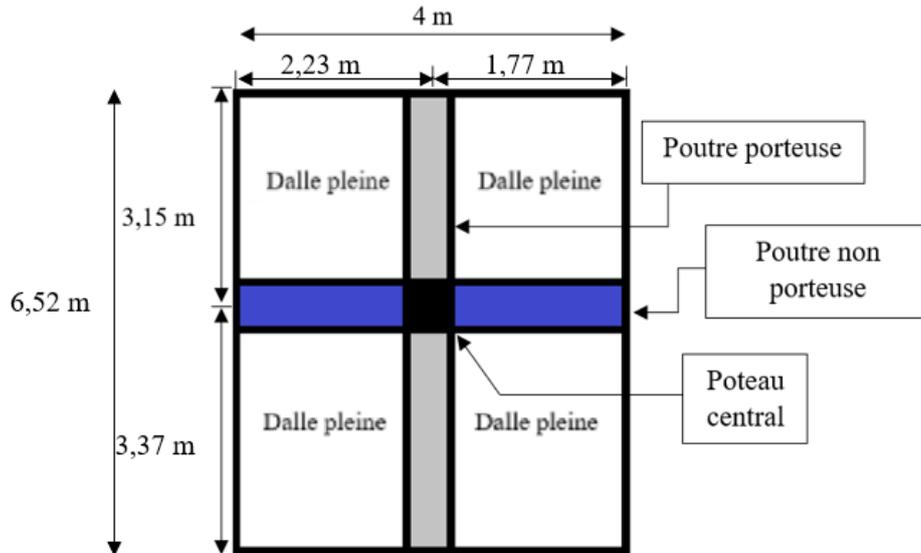


Figure II.12. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du sous-sol du bloc A et C.

➤ $S_T = 26,08 \text{ m}^2$.

❖ Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,43 \times 20,12 + 7,58 \times 5,17 = 168,56 \text{ KN}$.

Poids du plancher courant : $G \times S = 5,39 \times 14,54 + 6,54 \times 10,75 = 148,68 \text{ KN}$.

Poids du plancher de sous-sol : $G \times S = 5,14 \times 26,08 = 134,05 \text{ KN}$.

Poids de la poutre porteuse : $L_{PP} \times (h_{\text{Poutre}} - e_{\text{Plancher}}) \times b \times \gamma_b =$
 $6,52 \times (0,5 - 0,2) \times 0,3 \times 25 = 14,67 \text{ KN}$.

Poids de la poutre non porteuse : $L_{PNP} \times (h_{\text{Poutre}} - e_{\text{Plancher}}) \times b \times \gamma_b =$
 $(4 - 0,3) \times (0,35 - 0,2) \times 0,3 \times 25 = 4,16 \text{ KN}$.

Poids du poteau étage courant : $h_p - h_{\text{Poutre}} \times a \times b \times \gamma_b = (3,24 - 0,5) \times 0,3^2 \times 25 = 6,17 \text{ KN}$.

Poids du poteau des sous-sols : $h_p - h_{\text{Poutre}} \times a \times b \times \gamma_b = (2,8 - 0,5) \times 0,3^2 \times 25 = 5,18 \text{ KN}$.

- Les surcharges d'exploitation :
 - Terrasse inaccessible : $Q_0 = 1 \text{ KN/m}^2$.
 - Les étages courants : $Q_{1,\dots,12} = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
 - Les sous-sols : $Q_{12,13} = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

- La dégression des charges d'exploitation [4] :

Les surcharges d'exploitation : Notre structure est de (R+11/12), le nombre des étages est supérieur à 5 donc on applique la loi de dégression : $\frac{3+n}{2n}$:

Tableau II.12. Loi de dégression des surcharges d'exploitations du bloc A et C.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
11 ^{ème} étage	Q ₀	Q ₀	1
10 ^{ème} étage	Q ₁	Q ₀ + Q ₁	2,5
9 ^{ème} étage	Q ₂	Q ₀ + 0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
8 ^{ème} étage	Q ₃	Q ₀ + 0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
7 ^{ème} étage	Q ₄	Q ₀ + 0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
6 ^{ème} étage	Q ₅	Q ₀ + 0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
5 ^{ème} étage	Q ₆	Q ₀ + 0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
4 ^{ème} étage	Q ₇	Q ₀ + 0,714(Q ₁ +..... +Q ₇)	8,5
3 ^{ème} étage	Q ₈	Q ₀ + 0,69(Q ₁ +..... +Q ₈)	9,28
2 ^{ème} étage	Q ₉	Q ₀ +0,67(Q ₁ +..... +Q ₉)	10,05
1 ^{er} étage	Q ₁₀	Q ₀ +0,65(Q ₁ +..... +Q ₁₀)	10,75
RDC	Q ₁₁	Q ₀ +0,64(Q ₁ +..... +Q ₁₁)	11,56
1 ^{er} Sous-sol	Q ₁₂	Q ₀ +0,625(Q ₁ +..... +Q ₁₂)	12,87
2 ^{ème} Sous-sol	Q ₁₃	Q ₀ +0,615(Q ₁ +..... +Q ₁₃)	14,22

Tableau II.13. La descente de charges du poteau le plus sollicité A et C.

Etage	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
11 ^{ème} étage	N ₁	Plancher terrasse	168,56	25,29
		Poutre porteuse	14,67	
		Poutre non porteuse	4,16	
		Poteau	6,17	
		Total	193,56	
10 ^{ème} étage	N ₂	Venant N° 01	193,56	63,22
		Plancher courant	148,68	
		Poutre porteuse	14,67	
		Poutre non porteuse	4,16	
		Poteau	6,17	
Total	367,24			
9 ^{ème} étage	N ₃	Venant N° 02	367,24	97,37
		X1	173,68	
		Total	560,8	

8 ^{ème} étage	N ₄	Venant N° 03	560,8	127,71	
		X1	173,68		
		Total	734,48		
7 ^{ème} étage	N ₅	Venant N° 04	734,48	154,27	
		X1	173,68		
		Total	908,16		
6 ^{ème} étage	N ₆	Venant N° 05	908,16	177,03	
		X1	173,68		
		Total	1081,84		
5 ^{ème} étage	N ₇	Venant N° 06	1081,84	196	
		X1	173,68		
		Total	1255,52		
4 ^{ème} étage	N ₈	Venant N° 07	1255,52	214,97	
		X1	173,68		
		Total	1429,2		
3 ^{ème} étage	N ₉	Venant N° 08	1429,2	234,69	
		X1	173,68		
		Total	1602,88		
2 ^{ème} étage	N ₁₀	Venant N° 09	1602,88	254,16	
		X1	173,68		
		Total	1776,56		
1 ^{er} étage	N ₁₁	Venant N° 10	1776,56	271,87	
		X1	173,68		
		Total	1950,24		
RDC	N ₁₂	Venant N° 11	1950,24	292,35	
		X1	173,68		
		Total	2123,92		
Sous-sol 1	N ₁₃	Venant N° 12	2123,92	325,61	
		Plancher sous-sol	134,05		
		Poutre porteuse	14,67		
		Poutre non porteuse	4,16		
		Poteau	5,18		
		Total	2281,98		
Sous-sol 2	N ₁₄	Venant N° 13	2281,98	359,62	
		X2	158,06		
		Total	2440,04		

G_{Total} = 2440,04 KN ; Q_{Total} = 359,62 KN.

II.5.2.2. La décente de charges du bloc B :

Le poteau le plus sollicité est le poteau central :

- La surface d'influence :

Tableau II.14. La surface supportée par le poteau central d'un étage courant du bloc B.

Étage courant	
Corps creux	Dalle pleine
17,09 m ²	2,54 m ²

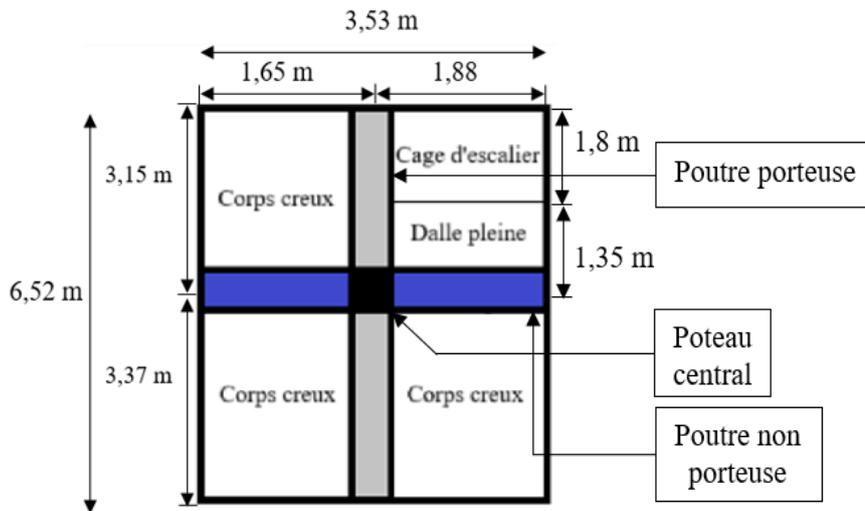


Figure II.13. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité d'un étage courant du bloc B.

- $S_T = 19,63 \text{ m}^2$.
- $S_{\text{Cage d'escalier}} = 3,38 \text{ m}^2$.

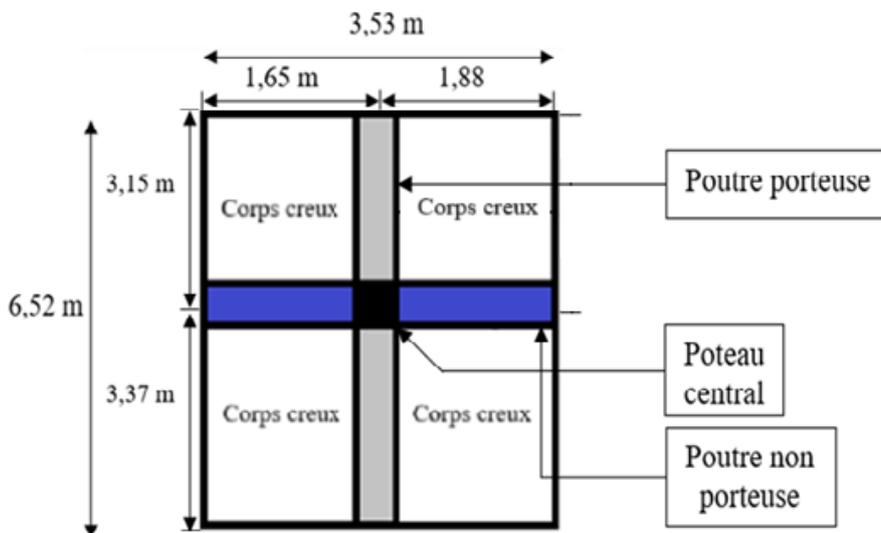


Figure II.14. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité de la terrasse du bloc B.

Tableau II.15. La surface supportée par le poteau central du plancher terrasse du bloc B.

Niveau terrasse (12 ^{ème} étage)
Corps creux
23,01 m ²

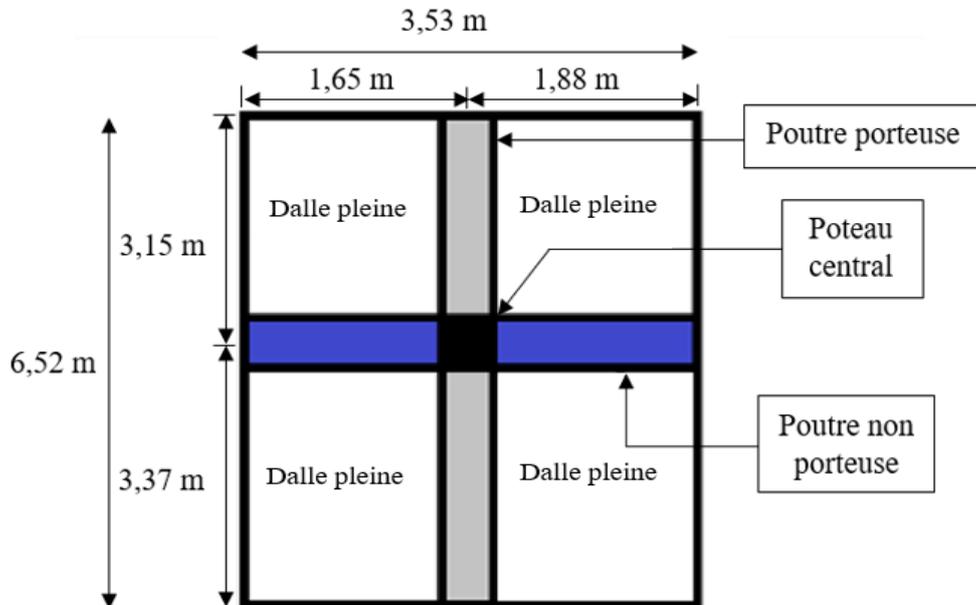


Figure II.15. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité du sous-sol du bloc B.

➤ $S_T = 23,01 \text{ m}^2$.

❖ Calcul des différents poids :

Poids du plancher terrasse : $G \times S = 6,43 \times 23,01 = 147,95 \text{ KN}$.

Poids du plancher courant : $G \times S = 5,39 \times 17,09 + 6,54 \times 2,54 = 108,73 \text{ KN}$.

Poids du plancher de sous-sol : $G \times S = 5,14 \times 23,01 = 118,27 \text{ KN}$.

Poids de la poutre porteuse : $L_{PP} \times (h_{\text{Poutre}} - e_{\text{Plancher}}) \times b \times \gamma_b =$
 $6,52 \times (0,5 - 0,2) \times 0,3 \times 25 = 14,67 \text{ KN}$.

Poids de la poutre non porteuse : $L_{PNP} \times (h_{\text{Poutre}} - e_{\text{Plancher}}) \times b \times \gamma_b =$
 $(3,53 - 0,3) \times (0,35 - 0,2) \times 0,3 \times 25 = 3,63 \text{ KN}$.

Poids du poteau étage courant : $h_p - h_{\text{Poutre}} \times a \times b \times \gamma_b =$
 $(3,24 - 0,5) \times 0,3^2 \times 25 = 6,17 \text{ KN}$.

Poids du poteau des sous-sols : $h_p - h_{\text{Poutre}} \times a \times b \times \gamma_b =$
 $(2,8 - 0,5) \times 0,3^2 \times 25 = 5,18 \text{ KN}$.

- La dégression des charges d'exploitation [4]:

Tableau II.16. Loi de dégression des surcharges d'exploitations du bloc B.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
12 ^{ème} étage	Q ₀	Q ₀	1
11 ^{ème} étage	Q ₁	Q ₀ + Q ₁	2,5
10 ^{ème} étage	Q ₂	Q ₀ + 0,95(Q ₁ +Q ₂)	3,85
9 ^{ème} étage	Q ₃	Q ₀ + 0,9(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃)	5,05
8 ^{ème} étage	Q ₄	Q ₀ + 0,85(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄)	6,1
7 ^{ème} étage	Q ₅	Q ₀ + 0,8(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅)	7
6 ^{ème} étage	Q ₆	Q ₀ + 0,75(Q ₁ +Q ₂ +Q ₃ +Q ₄ +Q ₅ +Q ₆)	7,75
5 ^{ème} étage	Q ₇	Q ₀ + 0,714(Q ₁ +..... +Q ₇)	8,5
4 ^{ème} étage	Q ₈	Q ₀ + 0,69(Q ₁ +..... +Q ₈)	9,28
3 ^{ème} étage	Q ₉	Q ₀ +0,67(Q ₁ +..... +Q ₉)	10,05
2 ^{ème} étage	Q ₁₀	Q ₀ +0,65(Q ₁ +..... +Q ₁₀)	10,75
1 ^{er} étage	Q ₁₁	Q ₀ +0,64(Q ₁ +..... +Q ₁₁)	11,56
RDC	Q ₁₂	Q ₀ +0,625(Q ₁ +..... +Q ₁₂)	12,25
1 ^{er} Sous-sol	Q ₁₃	Q ₀ +0,615(Q ₁ +..... +Q ₁₃)	13,61
2 ^{ème} Sous-sol	Q ₁₄	Q ₀ +0,607(Q ₁ +..... +Q ₁₄)	14,96

Tableau II.17. La descente de charges du poteau le plus sollicité B.

Etage	Niveau	Elément	G (KN)	Q (KN)
12 ^{ème} étage	N ₁	Plancher terrasse	147,95	23,01
		Poutre porteuse	14,67	
		Poutre non porteuse	3,63	
		Poteau	6,17	
		Total	172,42	
11 ^{ème} étage	N ₂	Venant N° 01	172,42	57,52
		Plancher courant	108,73	
		Poutre porteuse	14,67	
		Poutre non porteuse	3,63	
		Poteau	6,17	
Total	305,62			
10 ^{ème} étage	N ₃	Venant N° 02	305,62	88,59
		X1	133,2	
		Total	438,82	

9 ^{ème} étage	N ₄	Venant N° 03	438,82	116,2	
		X1	132,34		
		Total	572,02		
8 ^{ème} étage	N ₅	Venant N° 04	572,02	140,36	
		X1	132,34		
		Total	705,22		
7 ^{ème} étage	N ₆	Venant N° 05	705,22	161,07	
		X1	132,34		
		Total	838,42		
6 ^{ème} étage	N ₇	Venant N° 06	838,42	178,33	
		X1	132,34		
		Total	971,62		
5 ^{ème} étage	N ₈	Venant N° 07	971,62	195,58	
		X1	132,34		
		Total	1104,82		
4 ^{ème} étage	N ₉	Venant N° 08	1104,82	213,53	
		X1	132,34		
		Total	1238,02		
3 ^{ème} étage	N ₁₀	Venant N° 09	1238,02	231,25	
		X1	132,34		
		Total	1371,22		
2 ^{ème} étage	N ₁₁	Venant N° 10	1371,22	247,36	
		X1	132,34		
		Total	1504,42		
1 ^{er} étage	N ₁₂	Venant N° 11	1504,42	266	
		X1	132,34		
		Total	1637,62		
RDC	N ₁₃	Venant N° 12	1637,62	281,87	
		X1	132,34		
		Total	1770,82		
Sous-sol 1	N ₁₄	Venant N° 13	1770,82	313,17	
		Plancher sous-sol	118,27		
		Poutre porteuse	14,67		
		Poutre non porteuse	3,63		
		Poteau	5,18		
		Total	1912,57		
Sous-sol 2	N ₁₅	Venant N° 14	1912,57	344,23	
		X2	141,75		
		Total	2054,32		

$G_{\text{Totale}} = 2054,32 \text{ KN}$; $Q_{\text{Totale}} = 344,23 \text{ KN}$.

Remarque :

Après la descente de charges des poteaux les plus sollicités des deux blocs on a trouvé que le poteau qui subit les plus grandes sollicitations est celle du bloc A.

Le pré-dimensionnement des poteaux est effectué en fonction des sollicitations du bloc A. La section du poteau au 12^{ème} étage sera identique à celle du 11^{ème} étage, afin d'assurer une continuité structurelle cohérente.

On calcul l'effort normal ultime de la compression avec la combinaison de charge :

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q.$$

Tableau II.18. Calculs des N_u et les sections des poteaux les plus sollicités.

Etage	N_G (KN)	N_Q (KN)	N_u (KN)	B_r (cm ²)	(a=b) (cm)	RPA	(a×b) _{Adoptée} (cm ²)	Observation
11 ^{ème} étage	193,56	25,29	299,241	197,499	16,05	30×30	30×30 = 900	Vérifiée
10 ^{ème} étage	367,24	63,22	590,604	389,799	21,74	30×30	30×30 = 900	Vérifiée
9 ^{ème} étage	560,8	97,37	903,135	596,069	26,41	30×30	35×35 = 1225	Vérifiée
8 ^{ème} étage	734,48	127,71	1183,113	780,854	29,94	30×30	35×35 = 1225	Vérifiée
7 ^{ème} étage	908,16	154,27	1457,421	961,898	33,01	30×30	40×40 = 1600	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1081,84	177,03	1726,029	1139,179	35,75	30×30	40×40 = 1600	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1255,52	196	1988,952	1312,708	38,23	30×30	45×45 = 2025	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1429,2	214,97	2251,875	1486,237	40,55	30×30	45×45 = 2025	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1602,88	234,69	2515,923	1660,509	42,75	30×30	50×50 = 2500	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1776,56	254,16	2779,596	1834,533	44,83	30×30	50×50 = 2500	Vérifiée
1 ^{er} étage	1950,24	271,87	3040,629	2006,815	46,8	30×30	55×55 = 3025	Vérifiée
RDC	2123,92	292,35	3305,817	2181,839	48,71	30×30	55×55 = 3025	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	2281,98	325,61	3569,088	2355,598	50,53	30×30	60×60 = 3600	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	2440,04	359,62	3833,484	2530,099	52,30	30×30	60×60 = 3600	Vérifiée

$$B_r = 0,66 N_u = (a-2) \times (b-2).$$

II.5.3. Les vérifications :**II.5.3.1. Vérification de critère de résistance :**

- $\frac{N_u}{B} \leq f_{bc} = 17 \text{ Mpa.}$

Avec :

B : La section du poteau.

f_{bc} : La contrainte de compression admissible du béton.

Tableau II.19. Vérification de critère de résistance des poteaux les plus sollicités.

Etage	N _u (KN)	B (cm ²)	N _u /B (Mpa)	Observation
11 ^{ème} étage	299,241	30×30 = 900	3,32	Vérifiée
10 ^{ème} étage	590,604	30×30 = 900	6,56	Vérifiée
9 ^{ème} étage	903,135	35×35 = 1225	7,37	Vérifiée
8 ^{ème} étage	1183,113	35×35 = 1225	9,65	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1457,421	40×40 = 1600	9,11	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1726,029	40×40 = 1600	10,79	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1988,952	45×45 = 2025	9,821	Vérifiée
4 ^{ème} étage	2251,875	45×45 = 2025	11,12	Vérifiée
3 ^{ème} étage	2515,923	50×50 = 2500	10,06	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2779,596	50×50 = 2500	11,12	Vérifiée
1 ^{er} étage	3040,629	55×55 = 3025	10,05	Vérifiée
RDC	3305,817	55×55 = 3025	10,93	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	3569,088	60×60 = 3600	9,91	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	3833,484	60×60 = 3600	10,65	Vérifiée

II.5.3.2. Les vérifications de l'effort normal réduit :

En complément des vérifications exigées par le C.B.A, et pour minimiser ou prévenir le risque de rupture fragile sous l'effet des sollicitations globales causées par un séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,35 \quad [1]$$

Avec :

B_c : Section de poteau.

N_d : Effort normal.

Tableau II.20. Critère de l'effort normal réduit.

Etage	N _d (KN)	B (cm ²)	v	Observation
11 ^{ème} étage	218,85	30×30 = 900	0,081	Vérifiée
10 ^{ème} étage	430,46	30×30 = 900	0,16	Vérifiée
9 ^{ème} étage	658,17	35×35 = 1225	0,18	Vérifiée
8 ^{ème} étage	862,19	35×35 = 1225	0,23	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1062,43	40×40 = 1600	0,22	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1258,87	40×40 = 1600	0,26	Vérifiée

5 ^{ème} étage	1451,52	45×45 = 2025	0,24	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1644,17	45×45 = 2025	0,27	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1837,57	50×50 = 2500	0,24	Vérifiée
2 ^{ème} étage	2030,72	50×50 = 2500	0,27	Vérifiée
1 ^{er} étage	2222,11	55×55 = 3025	0,24	Vérifiée
RDC	2416,27	55×55 = 3025	0,27	Vérifiée
1 ^{er} Sous-sol	2607,59	60×60 = 3600	0,24	Vérifiée
2 ^{ème} Sous-sol	2799,66	60×60 = 3600	0,26	Vérifiée

II.5.3.3. Vérification des raideurs :

Raideur des poteaux ≥ Raideur des poutres.

$$\frac{I_{\text{poteau}}}{h} \geq \frac{I_{\text{poutre}}}{L}$$

Tableau II.21. Vérification des raideurs.

Poteau	Raideur du poteau (cm ³)	Raideur du poutre (cm ³)	Observation
30×30	246,35	565,24	Non vérifiée
35×35	456,39	565,24	Non vérifiée
40×40	778,59	565,24	Vérifiée
45×45	1247,15	565,24	Vérifiée
50×50	1900,85	565,24	Vérifiée
55×55	2783,04	565,24	Vérifiée
60×60	4695,65	565,24	Vérifiée

La condition n'est pas vérifiée pour les poteaux 30×30 et les poteaux 35×35. Donc on augmente leur section de béton.

Tableau II.22. Les nouvelles sections des poteaux adoptées.

Niveau	Etage	(a×b) _{Adoptée} (cm ²)	Critère de résistance	L'effort normal réduit	Critère de raideurs
N ₁	12 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₂	11 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₃	10 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₄	9 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₅	8 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₆	7 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

N ₇	6 ^{ème} étage	40×40	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₈	5 ^{ème} étage	45×45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₉	4 ^{ème} étage	45×45	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₀	3 ^{ème} étage	50×50	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₁	2 ^{ème} étage	50×50	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₂	1 ^{er} étage	55×55	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₃	RDC	55×55	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₄	1 ^{er} Sous-sol	60×60	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
N ₁₅	2 ^{ème} Sous-sol	60×60	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

II.6. Les voiles :

Pré dimensionnement des murs en béton armé justifié par (l'article 7.7 de RPA 2024).

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le RPA 2024 **article (7.7.1)** sont considérés comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisants la condition exprimée par les équations (7.9) et (7.10) de le RPA 2024.

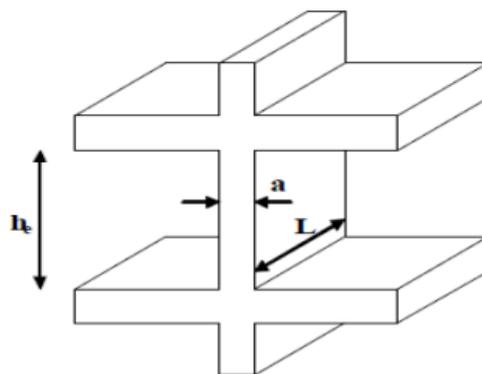


Figure II.16. Coupe de voile en élévation.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme suit :

$$L_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m \right) \quad [1]$$

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right) \quad [1]$$

Avec :

L_w : La longueur du voile.

b_w : épaisseur minimale du voile.

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{324}{20} \right)$$

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 16,2 \text{ cm})$$

On prend $b_w = 20 \text{ cm}$.

$$L_w \geq \max \left(\frac{324}{3} ; 4 \times 20 ; 100 \text{ cm} \right)$$

$$L_w \geq \max (108 ; 80 ; 100 \text{ cm})$$

On prend $L_w = 110 \text{ cm}$.

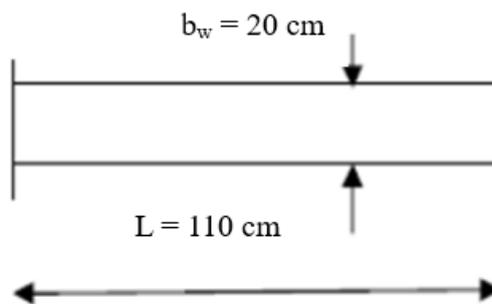


Figure II.17. Schéma du voile adopté.

II.7. Conclusion :

Le pré-dimensionnement des éléments structuraux (planchers, poutres, poteaux et voiles) a été effectué conformément aux exigences du RPA 2024, du BAEL91 et du CBA93. Les charges permanentes, les charges d'exploitation ainsi que la loi de dégression des surcharges ont été prises en compte. Les sections adoptées ont été vérifiées en termes de résistance, d'effort normal réduit et de raideur, assurant ainsi une base solide pour l'analyse structurelle et garantissant la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

III.1. Acrotère :

III.1.1. Introduction :

L'acrotère est un élément de sécurité situé au niveau de la terrasse. Dans notre cas, il s'agit d'une terrasse inaccessible. L'acrotère joue un rôle similaire à celui d'un petit garde-corps et est considéré comme une console encastrée dans le plancher. Il est soumis à son propre poids ainsi qu'à une poussée horizontale exercée par le vent.

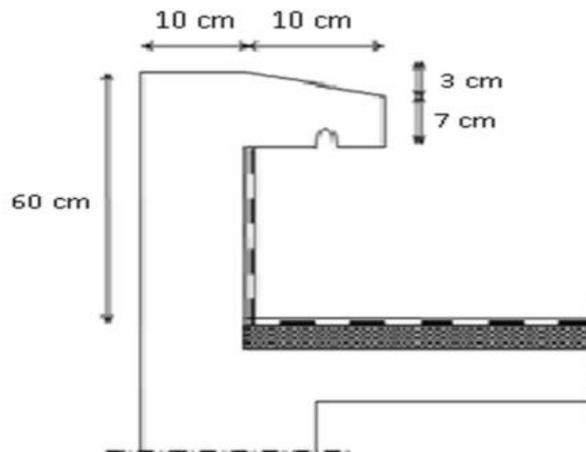


Figure III.1. Dimensions de l'acrotère.

III.1.2. Evaluation des charges :

$$S_{\text{Acrotère}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$S_{\text{Acrotère}} = (0.03 \times 0.1) / 2 + (0.1 \times 0.7) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2.$$

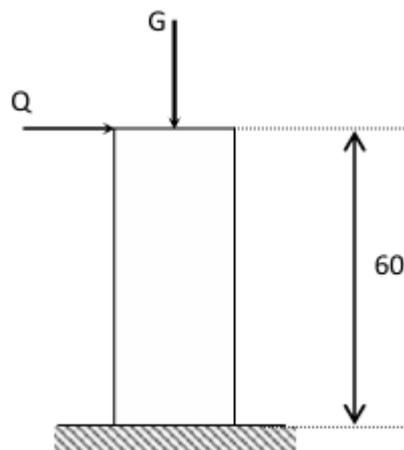


Figure III.2 : Charges agissant sur l'acrotère.

III.1.2.1. Les charges permanentes :

$$G_{\text{Acrotère}} = S_{\text{Acrotère}} \times \gamma_b.$$

$$G_{\text{Acrotère}} = 0.069 \times 25 = 1.725 \text{ KN/ml.}$$

III.1.2.2. Les surcharges d'exploitation :

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

Donc pour une bande de 1 m

$$G_{\text{Acrotère}} = 1.725 \text{ KN} ; Q_{\text{Acrotère}} = 1 \text{ KN.}$$

III.1.2.3. L'action des forces horizontales :

D'après le **RPA 2024** les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = (A.I.S).C_p.\left(1 + \frac{3h_k}{H}\right).W_p \quad [1]$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2)),

$$[A = 0.30].$$

- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1)),

$$[C_p=0.8].$$

- W_p : Poids de l'acrotère.

$$[W_p = 1,725 \text{ KN}].$$

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base,

$$[H=42.12 \text{ m}].$$

- h_k : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$[h_k = 3.24 \text{ m}].$$

- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4)),

$$[S=1.20].$$

- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10)),

$$[I=1].$$

$$F_p = (0.3 \times 1 \times 1.2) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 3.24}{42.12}\right) \times 1.725 \quad \Rightarrow \quad F_p = 0.620 \text{ KN}$$

$$Q_h = \max(1,5Q ; F_p)$$

$$\left. \begin{array}{l} F_p = 0.620 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1.5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_h = 1.5 \text{ KN}$$

Donc pour une bande de 1m de largeur

$$\begin{cases} Q_h = 1.5 \text{ KN/ml} \\ G = 1.725 \text{ KN / ml} \end{cases}$$

III.1.3. Calcul des efforts :

• L'ELU :

- L'effort normal : $N_u = 1.35G = 2,33 \text{ KN}$.
- Le moment fléchissant : $M_u = 1,5 \times Q_h \times h = 1,35 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant : $T_u = 1,5 Q_h = 2,25 \text{ KN}$.

• L'ELS :

- L'effort normal : $N_s = G = 1,725 \text{ KN}$.
- Le moment fléchissant : $M_s = Q_h \times h = 0,9 \text{ KN.m}$.
- L'effort tranchant : $T_s = 1,5 \text{ KN}$.

III.1.4. Ferrailage de l'acrotère :

L'acrotère est sollicité en flexion composée donc le calcul s'effectuera à l'ELU.

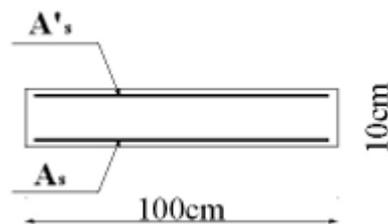


Figure III.3 : Ferrailage de l'acrotère

Données :

$h = e = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$; $M_u = 1,35 \text{ KN.m}$; $N_u = 2,33 \text{ KN}$; $FeE500$; $f_{t28} = 2.4 \text{ Mpa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$; $d = h - c = 8 \text{ cm}$.

• **Calcul de l'excentricité** Calcul de l'excentricité :

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.33} = 0.58 \text{ m} \\ \frac{h}{2} - c &= \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c \rightarrow \text{SPC}$$

Donc le centre de pression se trouve en dehors de la zone limitée par les armatures.

Les armatures seront calculées à la flexion simple en équilibrant le moment fictif

• **Calcul du moment fictif** Calcul du moment fictif « M_f » :

- $M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.35 + 2.33 (0.08 - 0.05) = 1.42 \text{ KN.m}$
- $\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{1.42 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 17} = 0.013$

$\mu = 0.013 < \mu_R = 0.371 \rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$.
- $Z = d(1 - 0.4\alpha) = 79.488 \text{ mm}$.

$$\begin{aligned}
 - A_s^{fictif} &= \frac{M_f}{Z \cdot \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1,42 \times 10^6}{79,488 \times \frac{500}{1,15}} = 41.087 \text{ mm}^2 \\
 - A_s'^{réel} &= A_s'^{fictif} = 0 \\
 - A_s^{réel} &= A_s^{fictif} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 41.087 - \frac{2,33 \times 10^3}{500/1,15} = 35.728 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

• **Les armatures de répartition :**

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0.425 \text{ cm}^2 .$$

On prend A_t : 4T8 = 2.01 cm².

Avec un espacement : $S_t = \frac{60-6}{3} = 18 \text{ cm} .$

$S_t = 20 \text{ cm} .$

III.1.5. Les vérifications :

III.1.5.1. Condition de non fragilité.

$$A_s^{min} \geq \text{Max} \left[\frac{b \cdot h}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right]$$

Avec :

$f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 8 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa}$

$$A_s^{min} \geq \text{Max} [1 \text{ cm}^2; 0.77 \text{ cm}^2] \text{ Donc : } A_s^{min} = 1 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = \text{max} (A_s^{réel} ; A_{s \text{ min}}) = 1 \text{ cm}^2 .$

La section choisie : 5T8 avec $A_s = 2.51 \text{ cm}^2 .$

Avec un espacement de $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} .$

$S_t = 25 \text{ cm} .$

III.1.5.2. Vérification des contraintes à l'ELS :

• **Détermination de l'axe neutre :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.33} = 0.58 \text{ m}$$

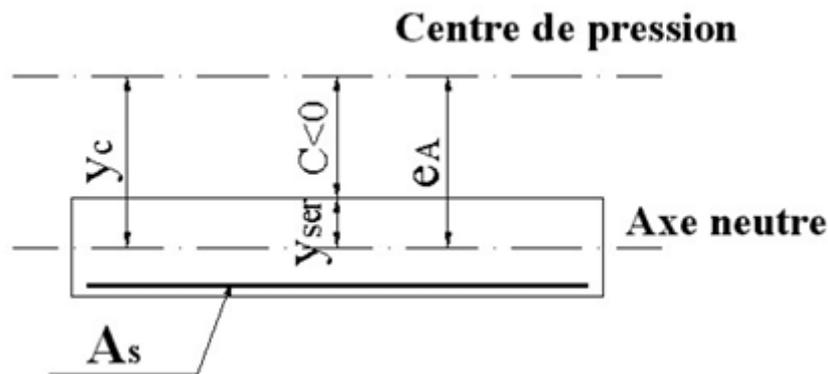


Figure III.4 : Distance de l'axe neutre

On a : $e_0 > \frac{h}{2} - c \rightarrow$ La section est partiellement comprimé (SPC)

C : La distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée.

$$C = d - e_A$$

$$\text{Avec : } e_A = \frac{M_s}{N_s} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 52.17 + \left(8 - \frac{10}{2}\right)$$

$$e_A = 55.17 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad C = -47.17 < 0$$

D'après le « **BAEL 91 modifié 99** », on doit résoudre l'équation suivant :

$$y_c^3 + P y_c + q = 0$$

y_c : Distance entre le centre de pression et l'axe neutre.

$$\text{Avec : } n = 15 \begin{cases} P = -3 c^2 + 6 n (c - c') \frac{A'_s}{b} + 6 n (d - c) \frac{A_s}{b} = -6550.40 \\ q = -2 c^3 - 6 n (c - c')^2 \frac{A'_s}{b} - 6 n (d - c)^2 \frac{A_s}{b} = 203031.56 \end{cases}$$

La solution qui convient est : $y_c = 49.41 \text{ cm}$

$$y_{ser} = y_c + c = 2.24$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} y_c = 49.41 \text{ cm} \\ y_{ser} = 2.24 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Calcul du moment d'inertie :**

$$I = \frac{b}{3} y_{ser}^3 + n [A'_s (y_{ser} - c')^2 + A_s (d - y_{ser})^2]$$

$$\text{Avec : } n = 15 ; A'_s = 0$$

$$I = 1623.78 \text{ cm}^4$$

• **Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1.725 \times 10^3 \times 49.41 \times 10}{1623.78 \times 10^4} \right) \times 22.4 = 1.17 \text{ MPa} < 18 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

• **Contraintes de l'acier :**

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \cdot (d - y_{ser}) \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier tendu}$$

$$\sigma_s = n \left(\frac{N_{ser}}{I} y_c \right) \cdot (y_{ser} - c') \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{Acier comprimer}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right),$$

Tableau III.1. Les vérifications à l'ELS des escaliers.

N _{ser} KN.m	A _s cm ²	A' _s cm ²	y _{ser} cm	y _c cm	I cm ⁴	σ _s tendu MPa	σ̄ _s MPa	obs	σ _s comprimer MPa	σ̄ _{bc} MPa	obs
1,725	2,51	0	2,24	49,41	1623,78	45.35	250	C.V	16.06	18	C.V

III.1.5.3. Vérification à l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{2.25 \times 10^3}{100 \times 80} = 0.28 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

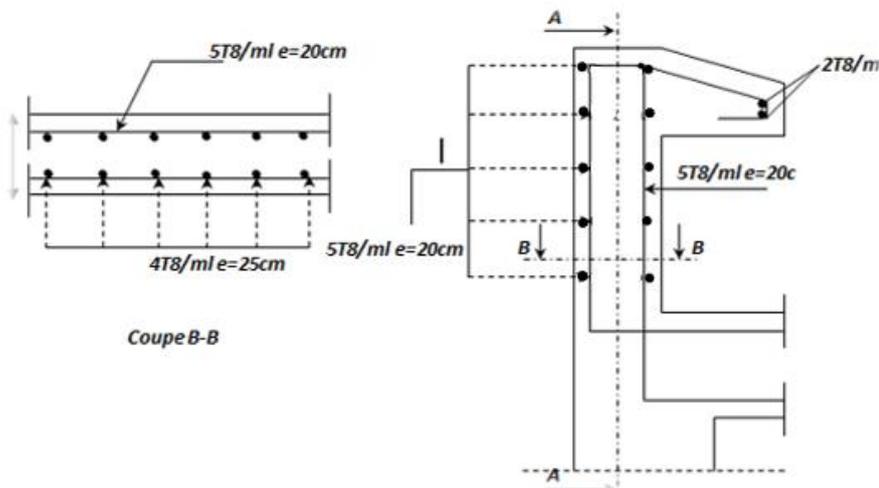


Figure III.5. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.2. Escaliers :

III.2.1. Introduction :

Les escaliers sont des structures composées d'une série de marches permettant le déplacement à pied entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils jouent également un rôle crucial en tant qu'issue de secours en cas d'incendie.

III.2.2. Définition des éléments d'un escalier :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier nm .
- Le contre marche : la partie verticale des gradins nc .
- La hauteur de l'escalier H .
- La hauteur d'une marche h .
- Le giron : la largeur de la marche g .
- L'embranchement : la longueur de la marche b .
- Le palier.
- La paillasse : le support des marches.

Volée : le reculement.

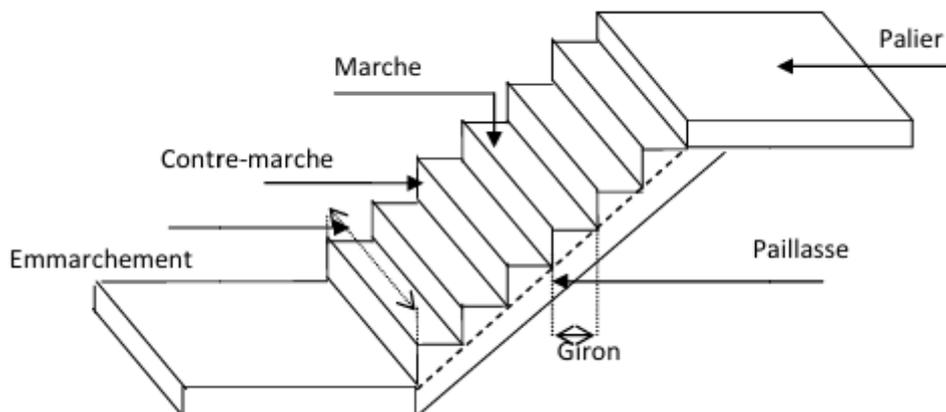


Figure III.6. Eléments d'un escalier.

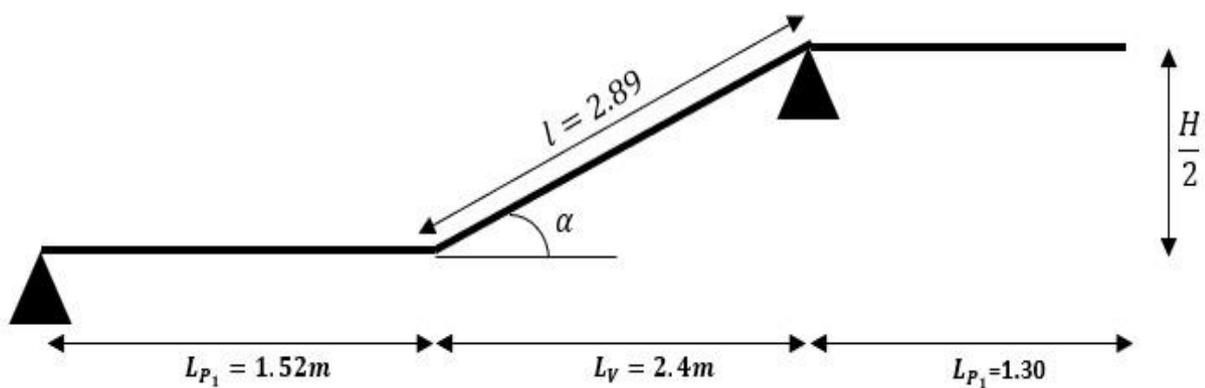


Figure III.7. Schéma statique des escaliers étudiés.

- La hauteur d'étage, $H = 3,24$.
- Le giron, $g = 30$.

a. Calcule du nombre de contre marche :

$$n = \frac{H/2}{h_0}$$

Avec :

$h_0 = 17\text{cm}$, (Hauteur du contre marche).

$$n = \frac{3.24/2}{17} = 9,52 \approx 9 \text{ marche .}$$

b. Calcule du nombre de marche :

$N = n - 1 = 8$ marches.

c. Calcule de l'angle :

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L_V}$$

Avec :

$$h' = \frac{H}{2} = 1,62 \text{ m .}$$

$$L_V = 30 \times 8 = 240 \text{ cm .}$$

$$\tan \alpha = \frac{h'}{L_V} = \frac{1.62}{2,40} \quad \rightarrow \quad \alpha = 34,02^\circ$$

d. Calcule de la longueur inclinée :

$$l' = \frac{L_V}{\cos \alpha} = 2.89 \text{ m .}$$

e. Vérification de l'équation de « BLONDEL » :

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

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

III.2.3. L'épaisseur du palier :

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

Avec : $L = L_v + L_p = 5.71 \text{ m}$

$$\frac{571}{30} \leq e \leq \frac{571}{20}$$

$$19 \text{ cm} \leq e \leq 28.55 \text{ cm}$$

Soit : $e_{volée} = e_{palier} = 20 \text{ cm}$.

III.2.4. Evaluation des charges :

III.2.4.1. Les charges permanentes :

a. Palier :

Tableau III.2. Les charges permanentes de palier.

Elément	Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)	
1	Revêtement de carrelage	2	20	0,4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	3	18	0,54
4	Dalle pleine	20	25	5
5	Enduit en ciment	2	18	0,36
			$\Sigma = 6.5 \text{ KN/m}^2$	

$G_{\text{palier}} = 6.5 \text{ KN/m}^2$.

b. La volée :

Tableau III.3. Les charges permanentes de volée.

Elément	Epaisseur (cm) (e)	Masse volumique (KN/m ³) (ρ)	Masse surfacique (KN/m ²) (σ)	
1	Poids propre du la paillasse	0.2/cos 34	25	6.03
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable fin	3	18	0,54
4	Garde-corps	/	/	1
5	Poids de la marche	0.17/2	25	2.13
6	Enduit en ciment	2	18	0,36
			$\Sigma = 10.46 \text{ KN/m}^2$	

III.2.4.2. Les surcharges d’exploitation :

$Q_{\text{Palier}} = Q_{\text{Volée}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$.

Tableau III.4. Les charges et surcharges appliquées sur le palier et volée.

Etages	Nombre des marches	G_{Palier} (KN/m ²)	$G_{\text{Volée}}$ (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
1 ^{er} étage	8	6.5	10.46	2,5

III.2.5. Les combinaisons des charges :

- ELU :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

- ELS :

$$q_s = G + Q$$

Tableau III.5. Le chargement et les combinaisons pour une bande de 1m.

Eléments	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
Volée	10.46	2,5	17.87	12.96
Palier	6.5	2,5	12.52	9

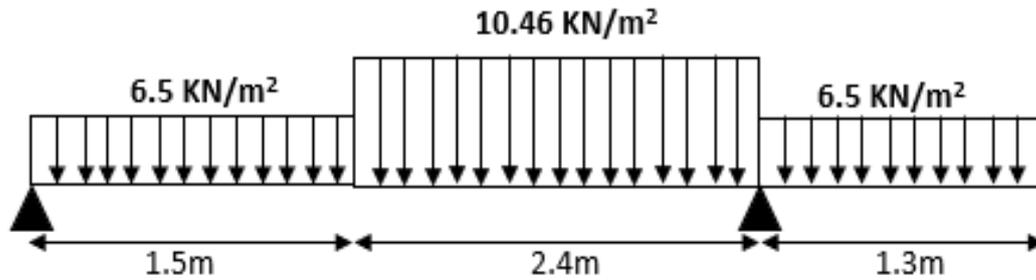


Figure III.8. Schéma statique d'escalier.

III.2.6. Diagramme des efforts internes :

III.2.6.1. Le moment fléchissant :

- ELU :

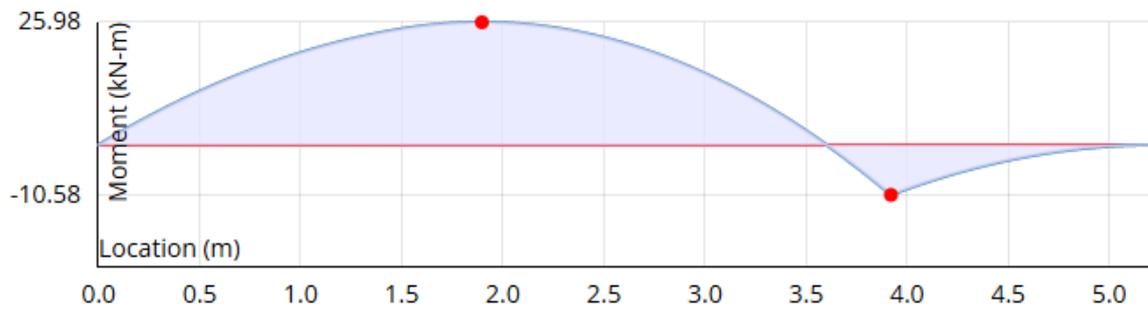


Figure III.9. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

- ELS :

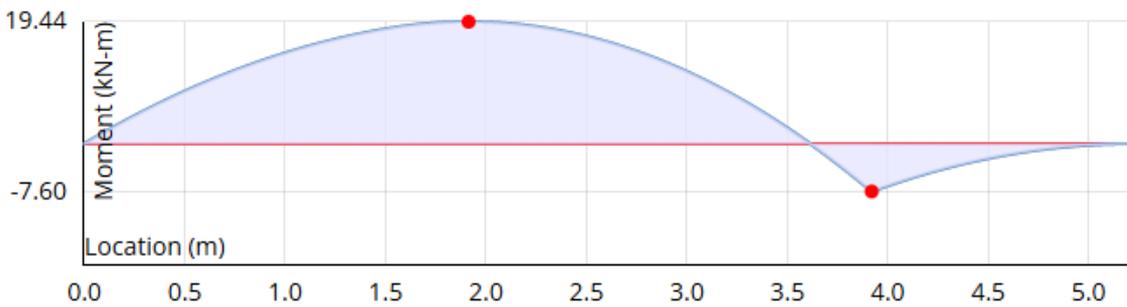


Figure III.10. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

III.2.6.2. L'effort tranchant :

- ELU :

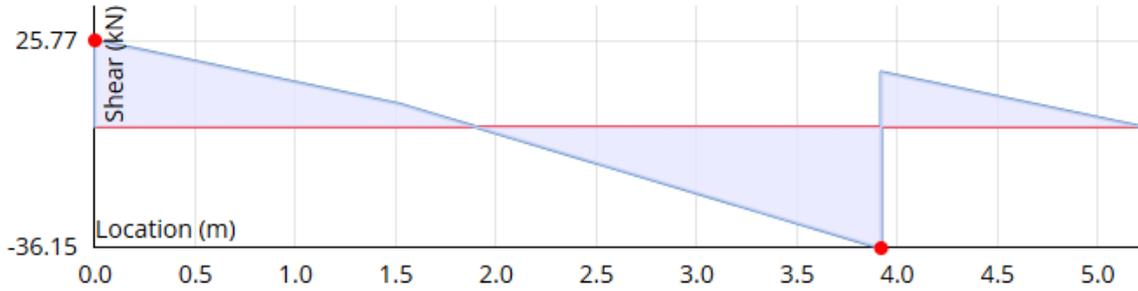


Figure III.11. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

- ELS :

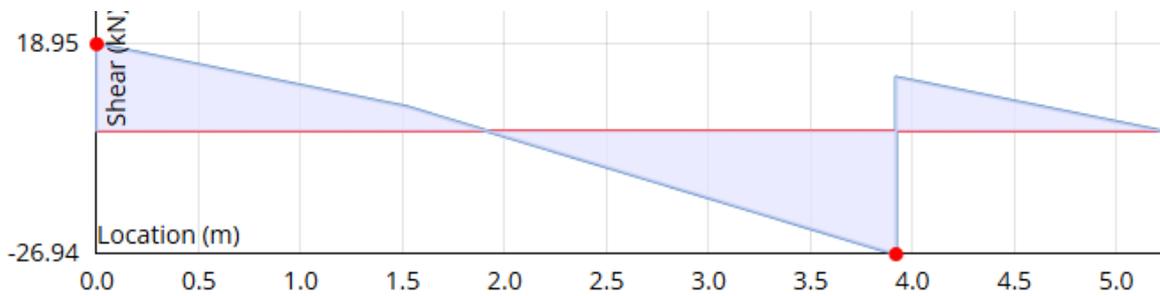


Figure III.12. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.2.7. Calcul du ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension (b×h) tel que :

$b = 100 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm}.$

On a :

$f_{bc} = 17 \text{ Mpa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa} ; \gamma_b = 1,5 ; d = 0,9h = 18 \text{ cm} ; \gamma_s = 1,15 ; f_e = 500 \text{ Mpa}$

$M_{u \text{ travée}} = 0,85 \times M_u^{Max} = 0,85 \times 25,98 = 22,083 \text{ KN.m}$

$M_{u \text{ appuis}} = 0,5 \times M_u^{Max} = 0,5 \times 25,98 = 12,99 \text{ KN.m}$

En utilisant l'organigramme de ferrailage de la section rectangulaire :

Tableau III.6. Calcul de ferrailage d'escalier en travée et sur appuis.

	M (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	22.083	0.048	Oui	0	0,0615	175.557	2.89	6T10	4.71
Appuis	12.99	0.028	Oui	0	0.0355	154.44	1.93	5T10	3,93

Espacement :

- En travée : $S_t \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} .$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm} .$

- Sur appui : $S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$.

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Armature de répartition :

- En travée : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.17 \leq A_r \leq 2.35 \text{ cm}^2$.

Le choix est de $3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$.

- Sur appuis : $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0.85 \leq A_r \leq 1.7 \text{ cm}^2$.

Le choix est de $3T8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

III.2.8. Les vérifications :

III.2.8.1. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_s^{min} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$.

- En travée : $A_s = 4.71 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1.3 \text{ cm}^2$ Verifiée
- Sur appuis $A_s = 3.93 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1.3 \text{ cm}^2$ Verifiée

III.2.8.2. L'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$

$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{36.15 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.2 \text{ Mpa}$.

$\bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = \{0.1 \times 30 ; 4\} = 2.5 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.2 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ Verifiée

III.2.8.3. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (vérification de l'ancrage) :

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9 d} < 0 \rightarrow$ les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.
- Si : $T_u - \frac{M_u}{0.9 d} > 0 \rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{M_u}{0.9 d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{M_u}{0.9 d} = 36.15 \times 10^3 - \frac{25.98 \times 10^3}{0.9 \times 180} = -124 \text{ KN} < 0$

Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

III.2.8.4. Vérification des armatures transversal :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < 0,05 f_{c28}$$

$$\tau_u = 0,2 < 1,25 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.2.8.5. Vérifications à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendu.

• **Vérification des contraintes**

a. Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

b. Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Avec : n=15 ; c'=2 cm ; d=18 cm ; b=100 cm ; A_s'=0

c. Vérification de la contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

d. Vérification de la Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ Mpa}$$

Tableau III.7. Les vérifications à l'ELS des escaliers.

	M _{ser} KN.m	A _s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ _{bc} MPa	σ̄ _{bc} MPa	σ _s MPa	σ̄ _s MPa	obs
Travée	16,52	4,71	4,39	15906,79	4,56	18	212,2	250	C.V
Appuis	9,72	3,93	4,05	13686,14	2,88	18	187,44	250	C.V

III.2.8.6. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{20}{571} = 0,035 \leq 0,0625 \\ \frac{4.71}{100 \times 18} = 0,0026 \leq 0,008 \\ 0,035 \leq 0,08 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Non vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \\ \text{Non vérifiée} \end{array}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [2]

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

On a : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{571}{500} = 1.142$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

Pourcentage des armatures : $\delta = \frac{A_s}{b.d}$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.557 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393.185 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.8. Vérification de la flèche de l'escalier

			δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
Travée	16.52	4.71	0.0026	194.85	8.07	3.23	0.618	71188.266	13078.95	23759.99

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 12.80 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 21.14$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \rightarrow \quad \Delta f_T = 2.114 - 1.28 = 0.834 \text{ cm} < \bar{f} = 1.142 \text{ cm}$$

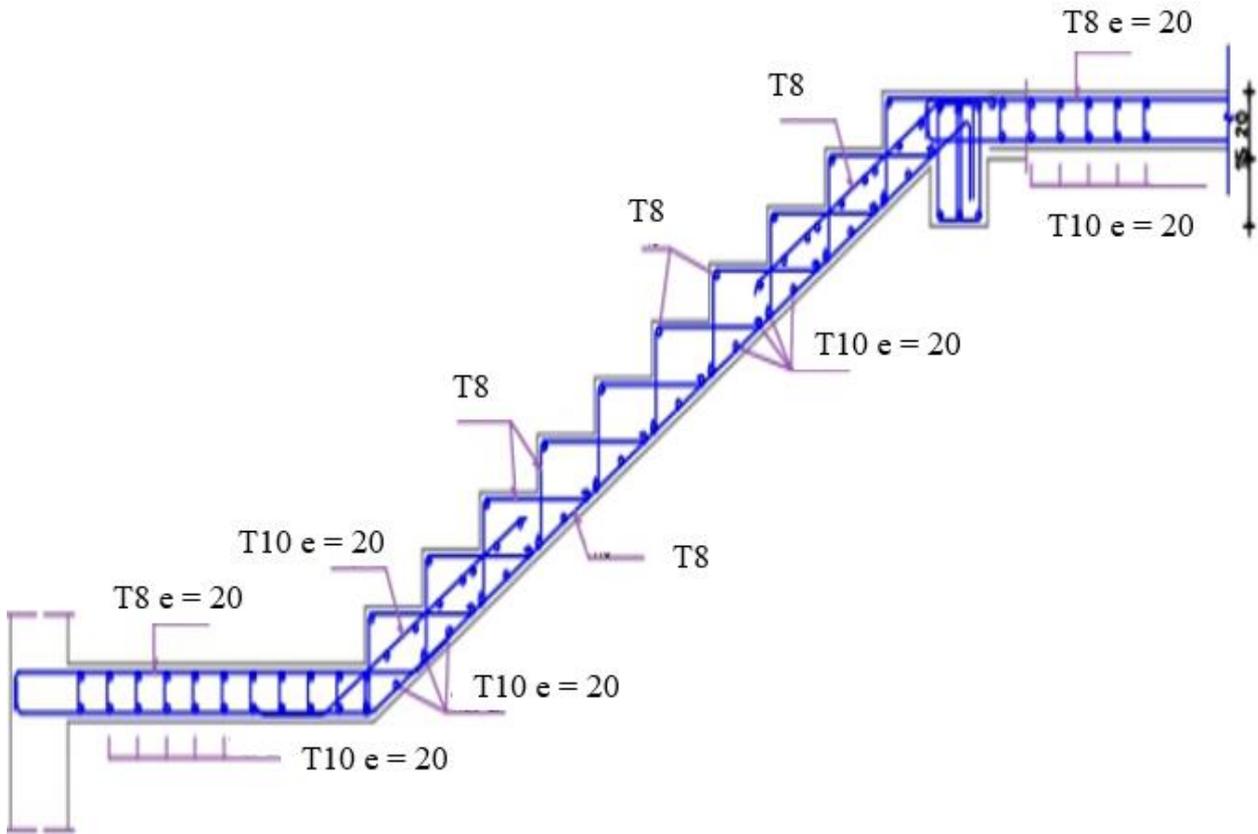


Figure III.13. Schéma du ferrailage d'escalier

III.3. Etude de la poutre palière :

III.3.1. Introduction :

La poutre palière est soumise à une flexion simple, principalement induite par son poids propre, ainsi qu'à un effet de torsion résultant du moment transmis par le palier de repos à ses appuis.

Son modèle de calcul considère une poutre horizontale bi-encastée à ses deux extrémités, connectée aux poteaux de l'ossature porteuse.

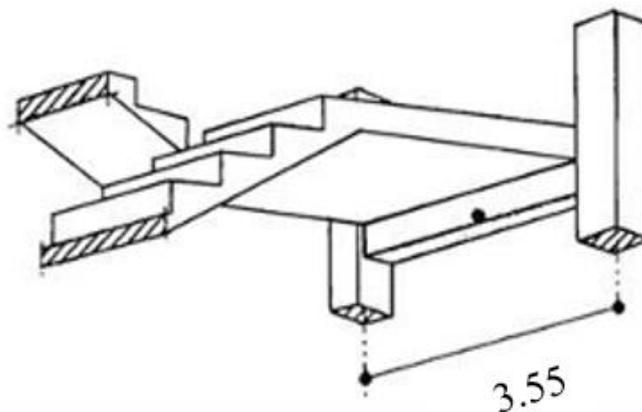


Figure III.14 : Vue 3D pour la poutre palière.

III.3.2. Pré dimensionnement :

L : la portée entre axes des appuis ; $L=355$ cm

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_p \leq \frac{L_{max}}{10} \Rightarrow \frac{355}{15} \leq h_p \leq \frac{355}{10}$$

$$\Rightarrow 23.66 \leq h_p \leq 35.5$$

Selon RPA2024 on adopte $h_p = 35$ cm

$$0.4h_p \leq b \leq 0.8h_p \Rightarrow 0.4 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$\Rightarrow 14 \leq b \leq 28$$

on adopte $b = 30$ cm

Vérification selon RPA2024

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ h = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} & \text{Vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1.16 \leq 4.0 & \text{Vérifiée} \end{cases}$$

Donc les dimensions de la poutre de palier sont de (35×30) cm²

III.3.3. Schéma statique :

Le modèle réduit de calcul de poutre palière est présenté dans la figure

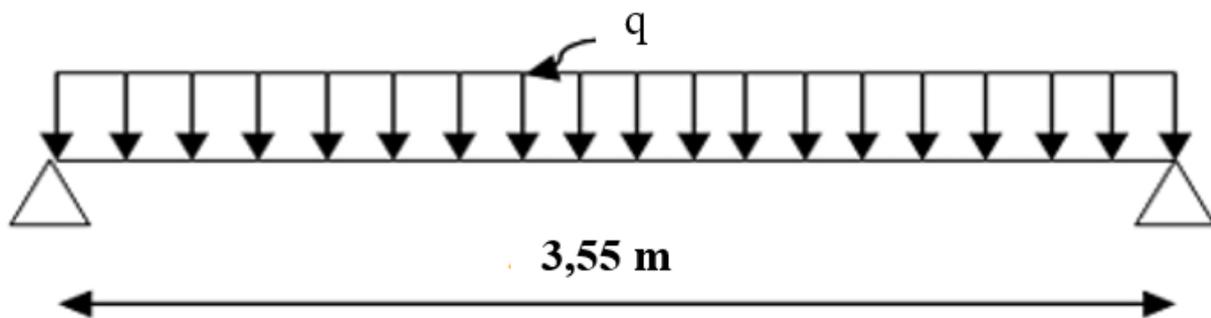


Figure III.15 : Schéma statique de la poutre palière.

III.3.4. Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.625$ KN/ml
- Poids propre du mur :(mur extérieure) : $3.18 \times 1.62 = 5.16$ KN/ml
- Le poids de palier : $G_p = 6.5$ KN/ml

Donc : $G = 2.625 + 5.16 + 6.5 = 14.285$ KN/ml

$$Q = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.5. Combinaison d'action :

- À L'ELU :

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 14.285 + 1.5 \times 2.5 = 23.035 \text{ KN/m}$$

- À L'ELS :

$$P_{ser} = G + Q = 14.285 + 2.5 = 16.785 \text{ KN/m}$$

• Le moment isostatique :

- à L'ELU :

$$M_0 = \frac{p_u \cdot L^2}{8} = \frac{23.035 \times 3.55^2}{8} = 36.287 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis : $M_{ua} = 0.5M_0 = 0.5 \times 36.287 = 18,14 \text{ KN.m}$.

Le moment sur travée : $M_{ut} = 0.85M_0 = 0.85 \times 36.287 = 30,843 \text{ KN.m}$.

- à L'ELS :

$$M_0 = \frac{p_{ser} \cdot L^2}{8} = \frac{16.785 \times 3.55^2}{8} = 26,441 \text{ KN.m}$$

Le moment sur appuis : $M_{sa} = 0.5M_0 = 0,5 \times 26,441 = 13,22 \text{ KN.m}$.

Le moment sur travée : $M_{st} = 0,85M_0 = 0,85 \times 26,441 = 22,474 \text{ KN.m}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.9. Tableau récapitulatif des moments à l'ELU et L'ELS

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)
Travée	30,843	22,474
Appui	18,14	13,22

III.3.6. Calcul de ferrailage :

• Armatures longitudinales :

Le calcul se fait pour une section rectangulaire ($b \times h$) $\text{cm}^2 = (30 \times 35) \text{ cm}^2$. Le feuillage se fait en flexion simple

$$b = 30 \text{ cm} \quad ; \quad h = 35 \text{ cm} \quad ; \quad d = 31.5 \text{ cm} \quad ; \quad c = 3 \text{ cm}$$

Tableau III.10. Calcul de ferrailage en travée et sur appuis

	M (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s' (cm^2)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
Travée	30.843	0.06	Oui	0	0.077	305.298	2.9	3T12	3.39
Appuis	18.14	0.035	Oui	0	0.044	309.456	1.68	3T12	3,39

III.3.7. Les vérifications :

III.3.7.1. Vérifications à ELS :

La fissuration est considérée comme une fissuration préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 ; n=15$$

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{n.M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ Mpa.}$$

Tableau III.11. Les vérifications à l'ELS de la poutre palière.

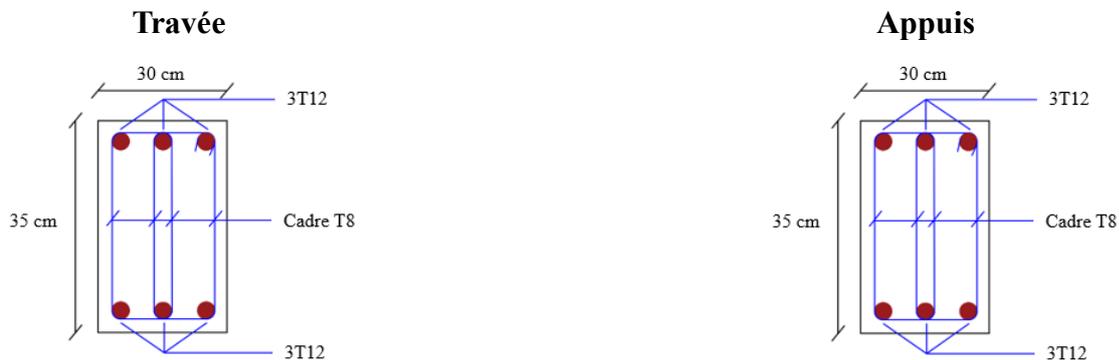
	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s Mpa	σ̄ _s Mpa	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	Observation
Travée	22,474	3,39	0	5,93	34432	250	250	0,038	18	Vérifiée
Appuis	13,22	3,39	0	5,93	34432	152.83	250	0,022	18	Vérifiée

III.3.7.2. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{355} = 0,098 \geq 0,0625 \\ \frac{4.71}{100 \times 18} = 0,001 \leq 0,008 \\ 0,084 \geq 0,08 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

III.3.8.3. Schémas de ferrailages :



III.4. Balcons :

III.4.1. Introduction :

Le balcon est une dalle pleine ancrée dans une poutre, entourée d'une rampe ou d'un mur de protection. Il peut être assimilé à une console dépassant de la façade d'un bâtiment et reliant l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Architecturalement, le balcon est une plateforme en béton armé de faible épaisseur, en saillie sur la façade, équipée de garde-corps et placée devant une ou plusieurs ouvertures.

Il existe une grande variété de balcons en béton armé : balcons isolés, balcons filants le long de la façade, balcons superposés, avec ou sans allège en béton, ou encore avec une retombée en béton. Cette diversité implique des procédés de construction variés : balcon entièrement coulé sur place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.

Le bâtiment analysé comporte différents types de balcons. Pour simplifier l'étude, le calcul est effectué en considérant un balcon rectangulaire assimilé à une console formée par une dalle pleine, encastrée d'un côté et libre de l'autre, soumise aux sollicitations suivantes :

- Son propre poids.
- La charge d'exploitation.
- Une charge concentrée à son extrémité libre, représentant le poids du garde-corps.

Le calcul est réalisé pour une bande d'un mètre de largeur.

III.4.2. Evaluation des charges :

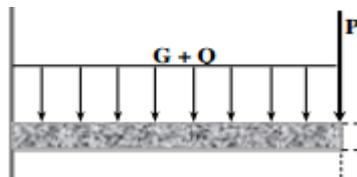


Figure III.16. Schéma statique du balcon.

III.4.2.1. Charge permanente :

Tableau III.12. Les charges permanentes du balcon

	Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	G (kN/m ²)
1	Carrelage	20	2	0.44
2	Mortier de pose	20	2	0.4
3	Lit de sable	18	3	0.54
4	Dalle à épaisseur	25	15	3.75
5	Enduit en ciment	18	2	0.36
	Σ	/	/	5.46

- Pour une bande de 1 m :

$$G = 1 \times 5,46 \rightarrow G = 5,46 \text{ KN/m}$$

III.4.2.2. Charge d'exploitation :

- Pour une bande de 1m :

$$Q = 3.5 \text{ kN/m.}$$

III.4.2.3. Charge concentrée :

Tableau III.13. Evaluation des charges concentrées sur balcon

	Désignation de l'élément	ρ (KN/m ³)	Epaisseur e (m)	G (kN/m)
1	Enduit en ciment	18	2	0.36
2	Maçonnerie	9	10	0.9
3	Enduit en ciment	18	2	0.36
	Σ	/	/	1.62

- Pour une bande de 1 m.

$$P = 1.62 \text{ KN.}$$

III.4.3. Les combinaisons des charges :

- ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5Q$$

$$F = 1.35 P$$

- ELS :

$$Q_u = G + Q$$

$$F = P$$

Tableau III.14. Les combinaisons de charges.

	ELU	ELS
Q (KN/m)	12,62	8,95
F (KN/m)	2,187	1,62

III.4.4. Calcul des efforts internes :

Le diagramme du moment fléchissant et de l'effort tranchent seront déterminés par les formules de la R.D.M suivantes :

$$M(x) = - \left[F_x + \frac{qx^2}{8} \right]$$

$$T(x) = - [F + qx]$$

- À l'ELU

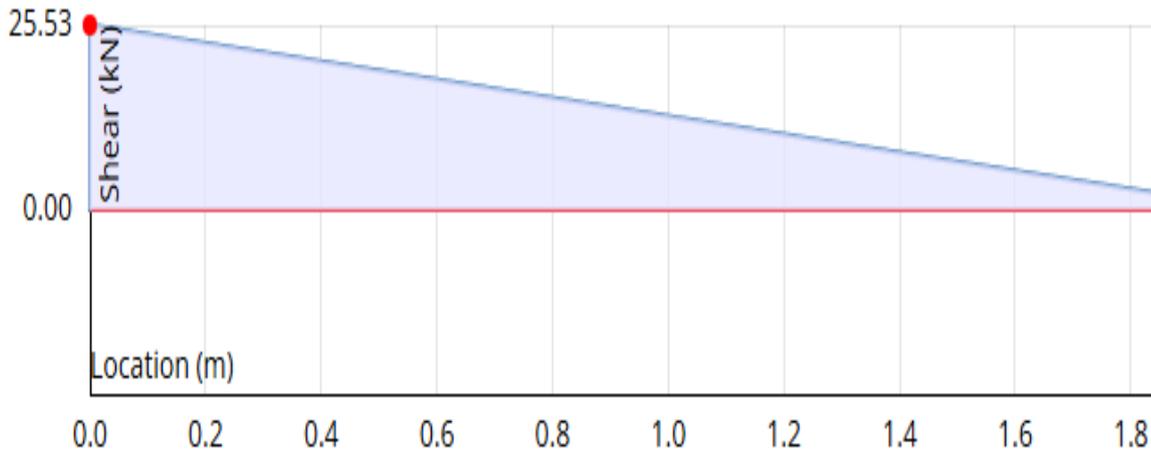


Figure III.17. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

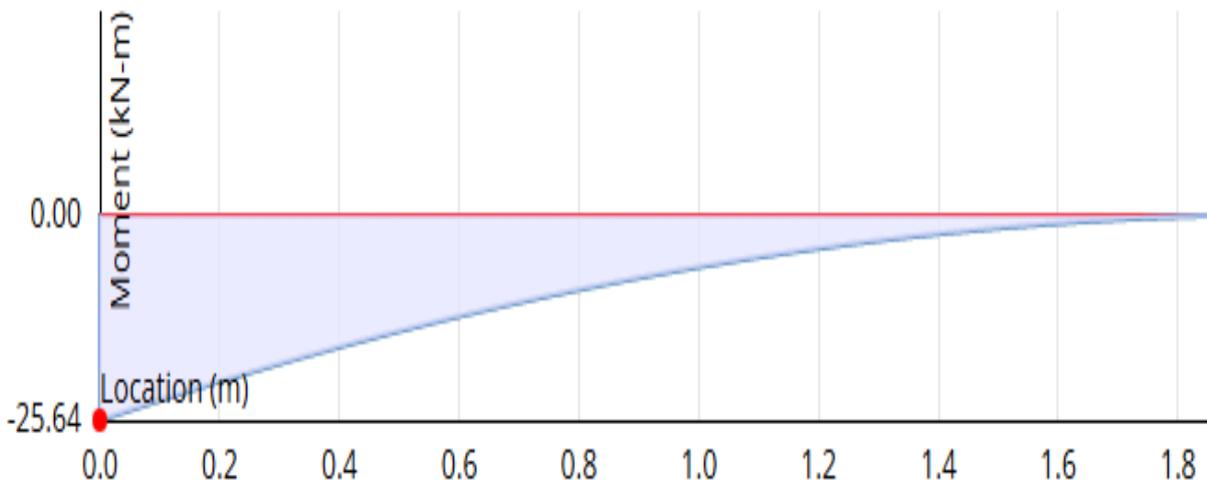
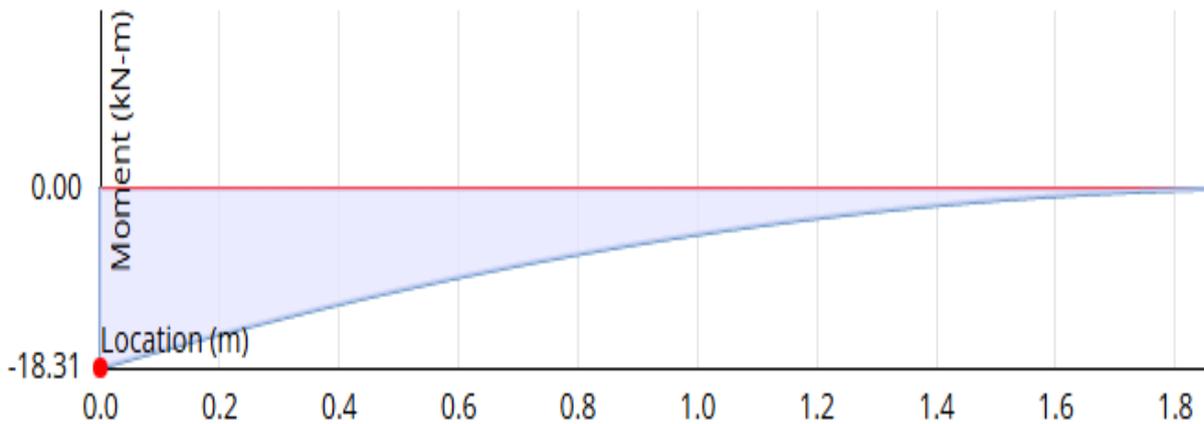
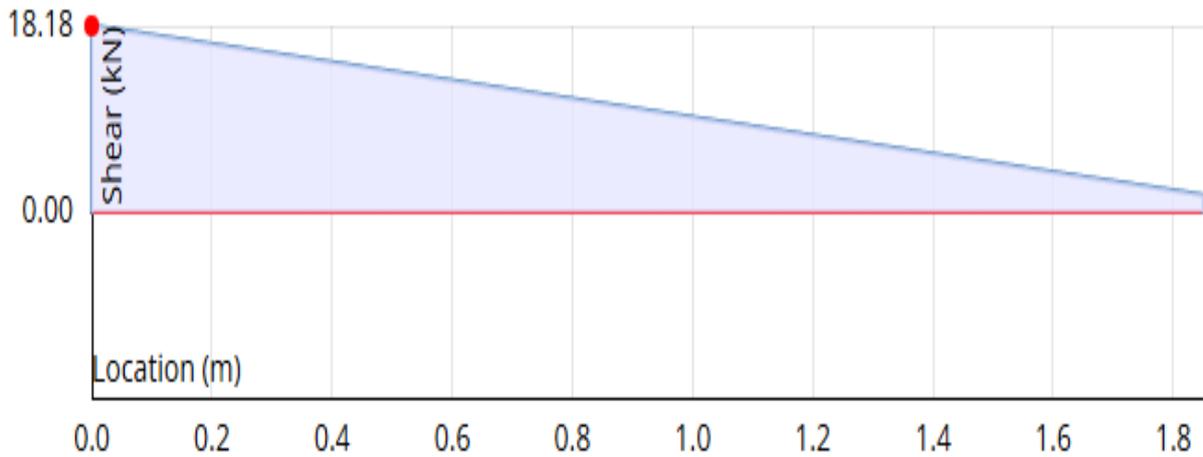


Figure III.18. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

- L'ELS :



III.4.5. Calcul de ferrailage des balcons :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $f_{bc} = 17 \text{ Mpa}$; $f_{i28} = 2,4 \text{ Mpa}$; $d = 0,9h = 13,5 \text{ cm}$.

Tableau III.15. Ferrailage du balcon.

M (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	St (cm)
25.64	0.082	Oui	0	0.107	129.22	4.56	6T12	6.79	20

- **Armatures de répartitions :**

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1.69 \text{ cm}^2 < A_r < 3.39 \text{ cm}^2$$

Le choix est de $4T10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$.

III.4.6. Les vérifications :

III.4.6.1. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_s^{min}.$$

$$A_s^{min} = 0.23 \text{ bd} \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6.75 \text{ cm}^2 \geq A_s^{min} = 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.4.6.2. L'effort tranchant :

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} = \frac{25.53 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.189 \text{ Mpa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = \{0.1 \times 30 ; 4\} = 3 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.2 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Verifiée}$$

III.4.6.3. Vérifications à l'ELS :

La fissuration est considérée comme une fissuration préjudiciable, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 ; n=15$$

- Le moment d'inertie :

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

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} . Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de l'acier

$$\sigma_s = \frac{n.M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; \text{Max} (0.5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ Mpa}.$$

Tableau III.16. Vérification des contraintes à l'ELS.

M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	σ _s Mpa	σ̄ _s Mpa	Observation
18,31	6.79	4.32	11270.52	7.018	18	233	250	Vérifiée

III.4.6.4. Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{35}{355} = 0,09 \geq 0,0625 \\ \frac{4.71}{100 \times 13.5} = 0,003 \leq 0,008 \\ 0,09 \geq 0,08 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

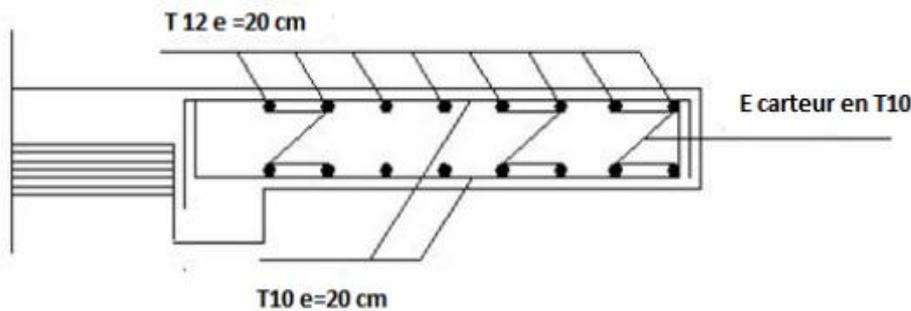


Figure III.21. Schéma de ferrailage des balcons.

III.5. Etude des planchers :

III.5.1 Introduction :

Les planchers jouent un rôle crucial dans la structure, étant des éléments horizontaux planes. Ils supportent les charges verticales et les transmettent ensuite aux éléments qui assurent la portance. Ils font également l'isolation des divers niveaux en termes de thermique et d'acoustique.

Les planchers sont des composantes horizontales planes, qui jouent un rôle essentiel dans la structure. Ils supportent les charges verticales et les transmettent ensuite aux éléments qui assurent la portance. Ils mettent aussi en évidence les divers niveaux du point de vue thermique et acoustique, tout en garantissant la compatibilité des mouvements horizontaux.

III.5.2. Plancher à corps creux :

Notre bâtiment a un plancher en corps creux d'une épaisseur totale de 20 cm. Ce plancher est constitué d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $16 \times 20 \times 65 \text{ cm}^3$, surmontés d'une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

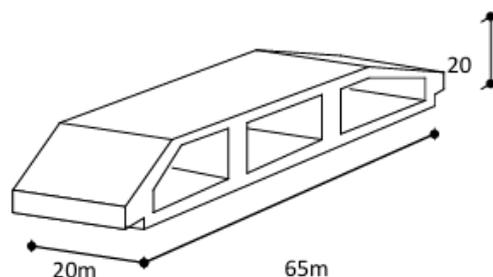


Figure III.22. Corps Creux.

III.5.2.1. Pré-dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles en béton armé sont des éléments préfabriqués disposés parallèlement les unes aux autres, dans le sens de la petite portée ($L_{max} = 4,5 m$), et espacés par la largeur d'un corps creux (hourdis).

Elles présentent une section en T et jouent un rôle essentiel dans la transmission des charges, qu'elles soient réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Leur calcul est assimilé à celui d'une poutre continue semi-encastree aux poutres de rive, et elles sont disposées de manière à maximiser le nombre d'appuis, garantissant ainsi une meilleure répartition des efforts.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

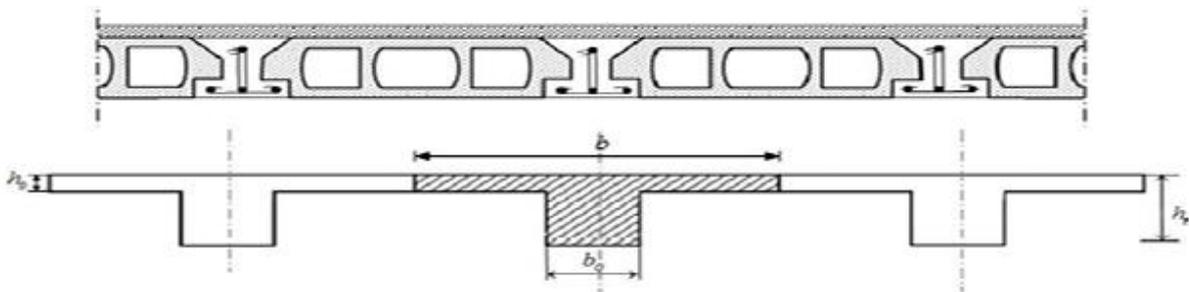
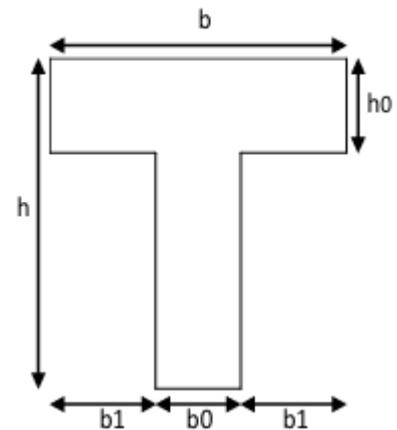


Figure III.23. Schéma de poutrelle.

$$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) h_t = (0.4 \text{ à } 0.6) 20 = (8 ; 12)$$

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

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \rightarrow b \leq 2 \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

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

III.5.2.2. Les méthodes de calcul :

Étant donné que les poutrelles étudiées se présentent comme des poutres continues sur plusieurs appuis, leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

a. Méthode forfaitaire :

➤ Condition d'application :

1. Il faut que le plancher soit à surcharge modérée : $Q \leq \max\{2G ; 5 \text{ KN/m}^2\}$.
2. Les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
3. Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$
4. La fissuration est peu préjudiciable.

Dans le cas où l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on applique la méthode de Caquot.

b. Méthode de CAQUOT :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des poutres continues.

Exposé de la méthode :

➤ **Moment sur appuis :**

Appui de rive : $M_a = 0.15 M_0$

Appui intermédiaire : $M_a = \frac{q_w \cdot l_w^3 + q_e \cdot l_e^3}{8.5 (l_w \cdot l_e)}$

Avec : $M_0 = \frac{q \cdot l^2}{8}$

➤ **Moment en travée :**

$$M_t = -\frac{qx^2}{2} + \left(\frac{ql}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}\right)x + M_w$$

Avec :

- M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (moment isostatique).
- $(M_e - M_w)$: les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée.
- q_w : charge répartie à gauche de l'appui considérée.
- q_e : charge répartie à droite de l'appui considéré.

On calcul, de chaque côté de l'appui, les longueurs de travées fictives « l'_w » à gauche et « l'_e » à droite, avec :

- $l' = l$: pour une travée de rive.
- $l' = 0.8l$: pour une travée intermédiaire.

Où « l » représente la portée de la travée libre.

➤ **Effort tranchant :**

$$\begin{cases} T_w = \frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \\ T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{(M_e - M_w)}{l} \end{cases}$$

Avec :

- T_w : effort tranchant à gauche de l'appui considéré.
- T_e : effort tranchant à droite de l'appui considéré.

c. Méthode des éléments finis « ETABS » :

Les moments, et les efforts tranchants seront calculés A l'aide du logiciel **ETABS**

III.5.2.3. Calcul des poutrelles :

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- Avant le coulage de la dalle de compression.
- Après le coulage de la table de compression.

➤ **1ère étape :** Avant le coulage de la table de compression :

- Poutrelle de travée $L=4.7$ m
- On considère que la poutrelle est simplement appuyée à ses extrémités, elle supporte :
 - Son poids propre.
 - Poids du corps creux.
 - Charge d'exploitation due à l'ouvrier $Q=1\text{kN/m}^2$

• **Evaluation des charges est surcharge :**

❖ **Charges permanentes :**

1. Poids propre de la poutrelle..... $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12 \text{ KN/ml}$
2. Poids du corps creux..... $0.65 \times 0.21 \times 14 = 1.91 \text{ KN/ml}$

$$\Sigma G = 2.06 \text{ KN/ml}$$

❖ **Charges d'exploitation :**

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

• **Combinaison des charges :**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 3.76 \text{ KN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_s = G + Q = 2,71 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul des moments :**

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{3.76 \times 4.7^2}{8} = 10.38 \text{ KN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{2.71 \times 4.7^2}{8} = 7.48 \text{ KN.m}$$

• **Ferrailage :**

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$$M_u = 10.38 \text{ KN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; d = 3.6 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = 4.7 > \mu_r \quad \text{Sachant qu'il est impossible d'avoir } \mu > 1$$

En raison de la faible section du béton, il est souvent impossible d'y placer les armatures comprimées, bien qu'elles soient essentielles. Pour compenser, on utilise des étais verticaux tous les mètres afin de soutenir la poutrelle avant et pendant le coulage du béton, évitant ainsi tout fléchissement jusqu'à ce que le béton durcisse complètement.

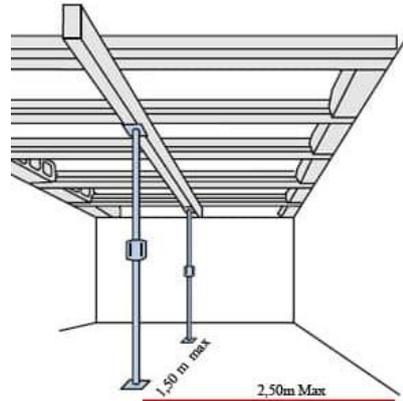


Figure III.24. Les étaiments

➤ **2ème étape :** Après le coulage de la table de compression :

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té » :

III.5.2.4. Evaluation de charges revenantes aux poutrelles :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{et} \quad p_u = 0.65q_u$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q \quad \text{et} \quad p_s = 0.65q_s$$

Tableau III.17. Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	p _u (KN/m ²)	q _s (KN/m ²)	p _s (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	6.38	1.00	11.73	7.62	8.58	5.57
Etages d'habitation	5.34	1.50	9.45	6.14	6.84	4.446

Conclusion :

Le plancher terrasse est le plus sollicité

- **Calcul des efforts internes :**
- ❖ **Poutrelle à 15 travées**

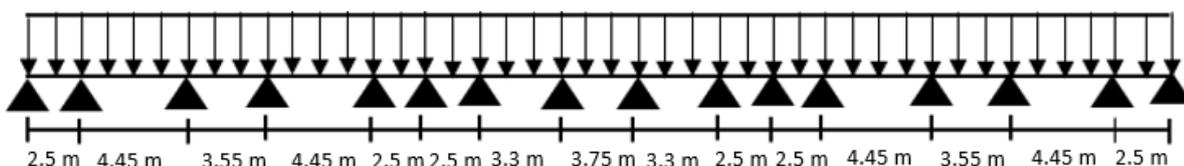


Figure III.25. Schéma statique de poutrelle à 15 travées

Méthode : élément finis (ETABS)

Récapitulation des moments sur appuis et en travées de la poutrelle.

- **Diagrammes des Moments :**

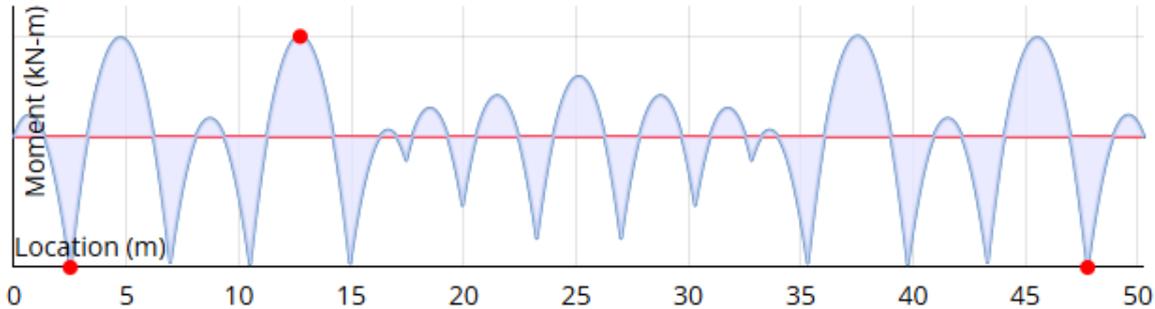


Figure III.26. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

- **Diagrammes des efforts tranchants :**

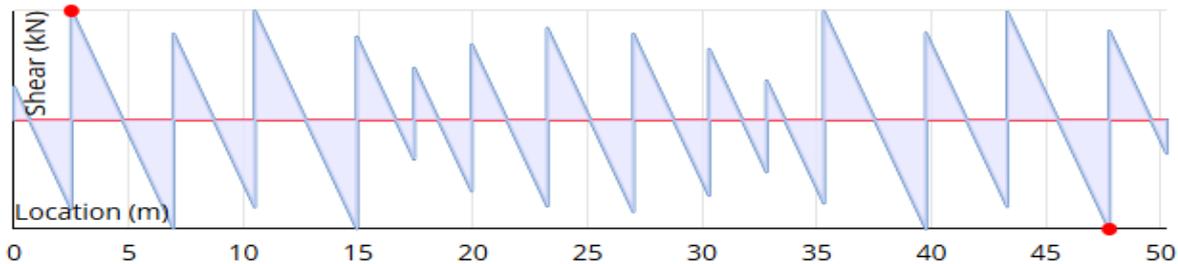


Figure III.27. Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

III.5.2.5. Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

- E.L.U: $M_{au}^{max} = -18.86 \text{ KN.m}$
 $M_{tu}^{max} = 14.126 \text{ KN.m}$
 $T_u^{max} = 29.65 \text{ KN}$
- E.L.S : $M_{as}^{max} = -13.81 \text{ KN.m}$
 $M_{ts}^{max} = 10.34 \text{ KN.m}$
 $T_s^{max} = 21.71 \text{ KN}$

- **Ferrailage en travée :**

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 12 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 18.9 \text{ cm}$; $f_c = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
 $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- ❖ Si $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- ❖ Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_{tab} = bh_0 \cdot f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75.52 \text{ KN.m}$$

On a : $M_u < M_{tab}$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression.

Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table « b ».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b \times h$) en flexion simple.

D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau.III.18. Récapitulation du calcul des sections d'armature des poutrelles.

	M (KN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	M (KN.m)
Travée	14.126	0.0429	Oui	0	0.0548	18.48	2.19	3T10	2.36
Appui	18.86	0.0573	Oui	0	0.0738	18.34	2.95	2T14	3.08

III.5.2.6. Les vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s^{CNF} > 0.23b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.48 \text{ cm}^2$$

- **Effort tranchant :**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{max} = 29.65 \text{ KN}$

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$:

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29.65 \times 10^3}{650 \times 189} = 0.24 \text{ Mpa} .$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\} = \{0.1 \times 25 ; 4\} = 2.5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.24 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{Verifiée}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$M_{as}^{max} = 13.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{ts}^{max} = 10.34 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes des armature :**

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

▪ **Vérification des contraintes du béton :**

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé.

La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

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

D'après l'organigramme de la vérification d'une section rectangulaire à l'ELS, on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa}$$

- Détermination de l'axe neutre :

On suppose que l'axe neutre se trouve dans la table de compression :

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

- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + n A'_s (y - c')^2 + n A_s (d - y)^2$$

Avec : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$; $b=65\text{cm}$ (travée) ; $b_0=12\text{cm}$ (appuis) ; $c=c'=2\text{cm}$

y : la solution de l'équation du deuxième degré suivante, puis on calcule le moment d'inertie :

Si $y < h_0 \Rightarrow$ l'hypothèse est vérifiée.

Si $y > h_0 \Rightarrow$ la distance « y » et le moment d'inertie « I » se Calculent par les formules qui suivent :

$$\begin{cases} \frac{b}{2} y^2 - (b - b_0) \cdot \frac{(y - h_0)^2}{2} + \eta A'_s \cdot (y - c') - \eta A_s \cdot (d - y) = 0 \\ I = \frac{b}{3} y^3 - (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + \eta A'_s \cdot (y - c')^2 + \eta A_s (d - y)^2. \end{cases}$$

Tableau. III.19. Vérification des contraintes à l'ELS des poutrelles.

	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	A'_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} Mpa	$\overline{\sigma}_{bc}$ Mpa	Observation
Travée	13,81	2,36	0	4,03	9245,64	6,01	18	Vérifiée
Appuis	10,34	3,08	0	4,52	11475,89	4,07	18	Vérifiée

▪ **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ A_s \leq \frac{4.2}{b_0 d} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{21}{450} = 0.047 \leq 0,0625 \\ \frac{4.71}{100 \times 13.5} = 0.0104 \leq 0,008 \\ 0,047 \leq 0,07 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{Non vérifiée} \end{array}$$

Avec :

$h = 21\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; d = 18,9\text{cm} ; L = 4,45\text{m} ; A_s = 2,36\text{cm}^2 ; f_e = 500 \text{ MPa}.$

Alors :

Puisque les (02) conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$

Tel que : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{450}{500} = 0.9$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

- **Position de l'axe neutre "y₁" :**

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h-h_0)b_0 \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h-h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$\lambda_i = \frac{0,05 f_{i28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)}$ Pour la déformation instantanée.

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

Pourcentage des armatures

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau. III.20. Vérification de la flèche des poutrelles.

M _{ser} (KNm)	A _s (cm ²)	Y ₁ (cm)	δ	σ _s (MPa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
13.81	2,36	10.71	0,01	39,6	4,11	1,64	0,74	33387.69	9087.55	15082.98

- Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.557 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393.185 \text{ MPa}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10E_i I_{fi}} \quad f_i = 9.56 \text{ mm}$$

- Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10E_v I_{fv}} \quad f_v = 17.29 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \Delta f_T = 17.29 - 9.56 = 7.73 \text{ mm} = 0.773 \text{ cm} < \bar{f} = 0.9 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures transversales et l'espacement :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type rond lisse de nuance FeE24 (f_e=235MPa).

➤ Selon le CBA93 : [2]

$$\begin{cases} \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{ij} K}{0,8 f_e} & (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

• Selon le RPA99 V 2024 : [1]

$$\begin{cases} A_t = (0,003).s.b \\ S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l\right) \text{ Zone critique (zone nodale).} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Hors de la zone critique (zone courante).} \\ S_t = \min(h/4; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires} \end{cases}$$

Avec :

$$\phi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

- ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.
- $\phi_t \leq \text{Min}(0,68\text{cm}; 1\text{cm}; 1,2\text{cm}) = 0,68 \text{ cm}$.

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

- **Choix des armatures :**

On adopte : $A_t = 2\phi_6 = 0,57\text{cm}^2$

- **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} S_t = 6\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

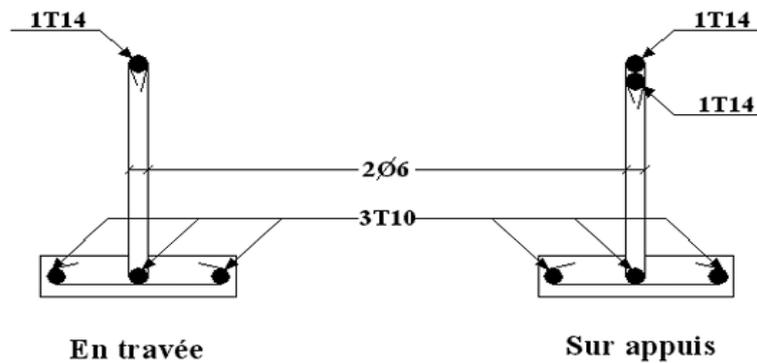


Figure III.28. Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.5.2.7 Ferrailage de la table de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

$$\text{Si : } \begin{cases} 50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = \frac{4L}{f_e} \\ L \leq 50 \text{ cm} \Rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e} \end{cases} \quad [2]$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles

A_1 : armatures perpendiculaires aux poutrelles

A_2 : armatures parallèles aux poutrelles

Tel que : $L=65\text{cm}$; $f_e=235\text{MPa}$ (acier rond lisse)

Donc on obtient : $A_1 = 1.11\text{cm}^2/\text{ml}$

On prend : $6\text{T}6 = 1,7\text{cm}^2$

$$S_t = \frac{100}{5} = 20\text{cm}$$

Armatures de répartition : $A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.56 \text{ cm}^2$

Soit : $6\text{T}6 = 1,7\text{cm}^2$; $S_t=20\text{cm}$.

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20 cm suivant les deux sens.

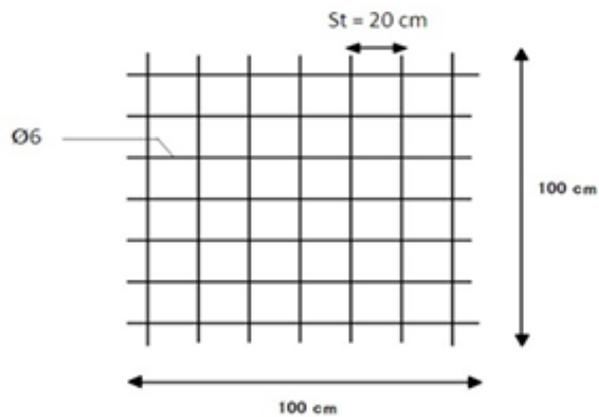


Figure III.29. Ferrailage de la dalle de compression.

III.5.3 Les dalles pleines :

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

Les planchers sont des éléments plans horizontaux et qui ont pour rôle :

- Isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Répartir les charges horizontales dans les contreventements.
- Assurer la compatibilité des déplacements horizontaux.

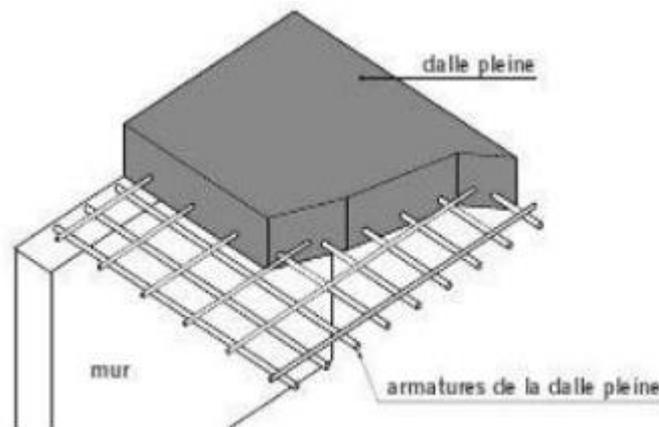


Figure III.30. Schéma de dalle pleine.

III.5.3.1 Calcul des dalles pleines :

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

Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce Panneau

Panneau de la dalle sur 4 appuis :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \frac{3.75}{6.75} = 0.581 > 0.4$$

La dalle travaille suivant les deux sens.

III.5.3.2 Calcul des sollicitations :

ELU : On a :

$$G = 6,54 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 6.54 + 1.5 \times 1.5 = 11.079 \text{ kN.m}^2$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0851 & \Rightarrow & M_x = 13.258 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 0.2703 & \Rightarrow & M_y = 3.583 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 11.271 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 3.045 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur appui :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 6.63 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_x = 6.63 \text{ KN.m}$$

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

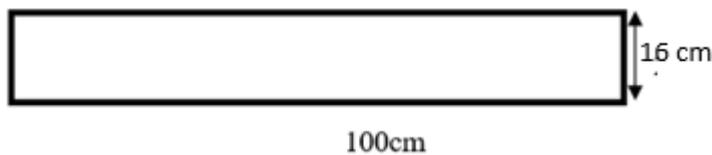


Figure III.31. Section de la dalle pleine à ferrailer.

On a : $d = 14.4 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $F_c = 500 \text{ MPa}$; $F_{c28} = 30 \text{ Mpa}$.

III.5.3.3 Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle plein se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 16) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 16 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 14,4 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

Tableau.III.21. Récapitulation du calcul des sections d'armature de la dalle pleine.

	M (KN.m)	μ	A_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
M_{Tx}	11,27	0,0383	0	0,048	14,12	1,83	5T10	3,93
M_{Ty}	3,045	0,0103	0	0,0129	14,32	0,48	5T10	3,93
M_{ax}	6,63	0,0225	0	0,0284	14,24	1,07	4T10	3,14
M_{ay}	6,63	0,0225	0	0,0284	14,24	1,07	4T10	3,14

Vérification des espacements :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 < St = \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifié (sens principale).}$$

$$Esp = \frac{100}{3} = 33 < St = \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifié (sens secondaire).}$$

Vérification des diamètres des barres :

$$\phi = 10 < \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\phi = 10 < \frac{h}{10} = \frac{160}{10} = 16 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

III.5.3.4 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 : [3]

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} \text{ Avec : } A_{smin} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.589 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travées : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.589 \\ \text{Appui : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.589 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus Défavorable c'est-à-dire :

$$T_x = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{11.079 \times 3.75 \times 6.75}{2 \times 3.75 + 6.75} = 19.679 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = \frac{11.079 \times 6.75}{3} = 24.927 \text{ KN}$$

$$T_{uMax} = \max(T_x; T_y) = 24.927 \text{ KN}$$

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_{uMax}}{b.d} = \frac{24.927 \times 10^3}{144 \times 1000} = 0.173 < \bar{\tau} = 1,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

III.5.3.5 Vérifications à l'ELS :

- Evaluation des sollicitations :

$$G = 6.54 \text{ KN/m}^2 \text{ et } Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 6.54 + 1.5 = 8.04 \text{ KN.m}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0897 \\ \mu_y = 0.4462 \end{array} \right. \Rightarrow \begin{array}{l} M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2 = 10.14 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 4.52 \text{ KN.m} \end{array}$$

- **Moment en travées :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 8.619 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 3.842 \text{ KN.m}$$

- **Les moments sur appui :**

$$M_{ax} = 0.3M_x = 3.0425.07 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_x = 2.26 \text{ 5.07KN.m}$$

• **Vérification des contraintes :**

D'après le « BAEL91 modifié 99 » on doit vérifier que :

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}(d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right) = 250 \text{ MPa} .$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 ; n=15$$

- Le moment d'inertie :

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

Tableau III.22. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle pleine.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _s Mpa	σ̄ _s Mpa	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	Observation
Travée	8,619	3,93	0	3,57	8430,82	166,07	250	3,46	18	Vérifiée
	3,842	3,93	0	3,57	8430,82	74,02	250	1,626	18	Vérifiée
Appuis	5,07	3,14	0	3,24	6999,83	121,2	250	2,34	18	Vérifiée
	5,07	3,14	0	3,24	6999,83	121,2	250	2,34	18	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{16}{375} = 0,042 \leq 0,0625 \\ \frac{3.93}{100 \times 14.4} = 0,0027 \leq 0,008 \\ 0,042 \leq 0,08 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{non vérifiée} \\ \text{vérifiée} \\ \text{non vérifiée} \end{array}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f}$ [1]

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

On a : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0.75$

- **Moment d'inertie de la section homogène I_0 :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i\mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v\mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta\left(2+3\frac{b_0}{b}\right)} \dots\dots\dots \text{Pour la déformation différée.}$$

Pourcentage des armatures : $\delta = \frac{A_s}{b.d}$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\delta\sigma_s + f_{t28}}$$

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179.56 MPa$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 11393.186 MPa$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III.23. Vérification de la flèche de la dalle pleine.

M_{ser} KN.m	A_s cm ²	δ	σ_s MPa	λ_i	λ_v	μ	I_0 cm ⁴	I_{fi} cm ⁴	I_{fv} cm ⁴
8.619	3.93	0.0027	74.02	8.88	3.55	0.311	34283.861	10025.37	16294.22

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fi}} = 9.432 \text{ mm}$$

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fv}} = 17.410 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq \bar{f} \quad \rightarrow \quad \Delta f_T = 2.114 - 1.28 = 0.797 \text{ cm} < \bar{f} = 1.142 \text{ cm}$$

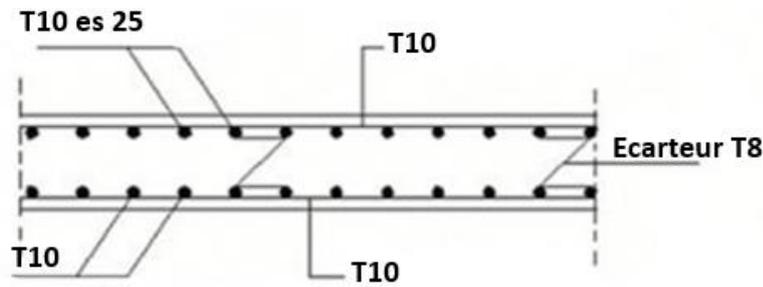


Figure III.32. Disposition constructive des armatures de la dalle pleine.

III.6. Ascenseur

III.6.1. Introduction :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante. Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

III.6.2. Etude de l'ascenseur :

Vu le nombre important d'étages dans le bâtiment, un ascenseur est indispensable pour assurer aux habitant un déplacement plus aisé entre les différents étages. Le bâtiment comprend une cage d'ascenseur dont la vitesse d'entraînement est de ($v = 1 \text{ m/s}$).

L'ascenseur moderne est mécaniquement composé de trois constituants essentiels :

- Le treuil de levage et sa poulie.
- La cabine ou la benne.
- Le contre poids.

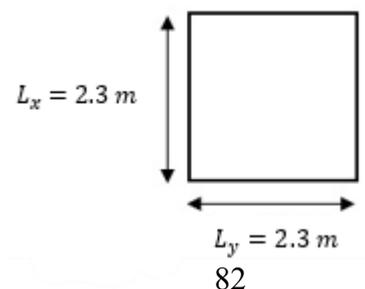
La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie Le treuil soit :

- P_m « Poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- Q : la charge en cabine.
- P_p : le poids de contre poids tel que $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes.

III.6.3. Pré-dimensionnement :

La dalle d'ascenseur doit avoir une certaine rigidité vu le poids de la machine.



❖ **Résistance à la flexion :**

$$\frac{L}{50} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{230}{50} \leq e \leq \frac{230}{40}$$

$$4.6 \leq e \leq 5.75$$

❖ **Condition de l'E.N.A:**

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine est $e \geq 25\text{cm}$

Finalement On prend : $e = 25\text{cm}$

III.6.4. Evaluation de charges :**III.6.4.1. Charges permanente :**

- Poids de la dalle machine supportée..... 50 KN/m^2
- Poids propre de la dalle..... $25 \times 0.25 = 6.25 \text{ KN/m}^2$

III.6.4.2. Surcharge d'exploitation :

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

III.6.5. Combinaison des charges :

- **E.L.U :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 77.44 \text{ KN/m}^2$$

- **E.L.S :**

$$q_s = G + Q = 57.25 \text{ KN/m}^2$$

III.6.6. Calcule des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposantes sur 4 cotés.

- **Calcul de ρ :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.3}{2.3} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

- **ELU :**

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1.0000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = 15.075 \text{ KN.m} \\ M_y = 15.075 \text{ KN.m} \end{cases}$$

III.6.6.1. Les moments en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 12.813 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 12.813 \text{ KN.m}$$

III.6.6.2. Les moments sur appui :

$$M_{ax} = 0.5M_x = 7.54 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_y = 7.54 \text{ KN.m}$$

III.6.7. Ferrailage de la dalle :

Le ferrailage de la dalle machin se fait comme suit :

Pour une bande de 1m, on aura une section $(b \times h) = (100 \times 25) \text{ cm}^2$ qui travaille en flexion simple.

III.6.7.1. Calcule de Ferrailage :

On a : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 25 \text{ cm}$; $d = 0.9h = 22,5 \text{ cm}$; $c = 2 \text{ cm}$.

Tableau.III.24. Récapitulation du calcul des sections d'armature de la dalle machine.

	M (KN.m)	μ	A_s (cm^2)	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm^2)	Choix	A_s^{adp} (cm^2)
M_{tx}	12.813	0.0149	0	0.0188	22.33	1.32	5T10	3.93
M_{ty}	12.813	0.0149	0	0.0188	22.33	1.32	5T10	3.93
M_{ar}	7.54	0.0087	0	0.011	22.4	0.77	4T10	3.14
M_{ai}	7.54	0.0087	0	0.011	22.4	0.77	4T10	3.14

Vérification des espacements :

$$Esp = \frac{100}{4} = 25 < St = \min(3h ; 33) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié (sens principale).}$$

$$Esp = \frac{100}{3} = 33 < St = \min(4h ; 45) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifié (sens secondaire).}$$

Vérification des diamètres des barres :

$$\phi = 10 < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

$$\phi = 10 < \frac{h}{10} = \frac{250}{10} = 25 \text{ mm} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.2 Vérification de la section d'acier selon BAEL91 modifié99 :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{s_{min}} \text{ avec : } A_{s_{min}} = 0.23b.d \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.484 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travées : } A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 2.484 \\ \text{Appui : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{s_{min}} = 2.484 \end{array} \right\} \dots\dots\dots\text{Condition vérifiée}$$

III.6.7.3. Calcule les armatures transversales :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous vérifiée :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\{0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = 38.72 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = 38.72 \text{ KN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x; T_y) = 38.72 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{38.72 \times 10^3}{1000 \times 225} = 0.172 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

III.6.8. Les vérifications :

❖ Vérifications à l'ELS :

- Evaluation des sollicitations :

$$q_u = 57.25 \text{ KN.m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0441 & \Rightarrow & M_x = 13.355 \text{ KN.m} \\ \mu_y = 1.0000 & \Rightarrow & M_y = 13.355 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.85M_x = 11.351 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 11.351 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appui :

$$M_{ax} = 0.5M_x = 6.677 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5M_x = 6.677 \text{ KN.m}$$

❖ Vérification des contraintes à l'ELS :

D'après le « BAEL91 modifié 99 » on doit vérifier que :

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser}(d-y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \right) = 250 \text{ Mpa.}$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0; n=15$$

- Le moment d'inertie :

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

Tableau III.25. Vérification des contraintes à l'ELS de la dalle machine.

	M_{ser} KN.m	A_s cm ²	A'_s cm ²	Y cm	I cm ⁴	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	obs
Travée	11,351	3,93	0	5,26	22372,03	131,20	250	0,26	18	C.V
Appuis	6,677	3,14	0	10,95	50479,15	22,91	250	1,44	18	C.V

❖ Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{20M_x} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{25}{230} = 0.108 \geq 0,0625 \\ \frac{3.93}{100 \times 14.4} = 0,0017 \leq 0,008 \\ 0,108 \geq 0,08 \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \\ \text{Vérifiée} \end{array}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche

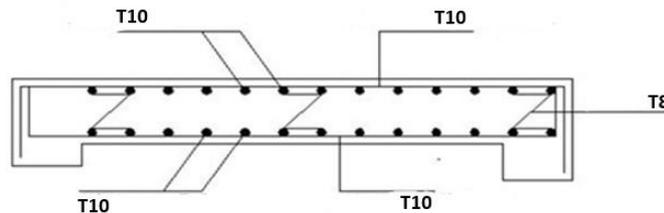


Figure III.33. Ferrailage de la dalle machine.

III.7. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié et dimensionné les éléments secondaires du bâtiment en utilisant le logiciel ETABS conformément au RPA 2024, CBA93 et BAEL99

Les résultats obtenus confirment que les sections et les armatures choisies assurent la sécurité, la stabilité et le bon fonctionnement des éléments analysés.

IV.1 : Introduction :

Un tremblement de terre résulte de la libération soudaine d'énergie accumulée au niveau de la croûte terrestre, généralement le long de failles tectoniques. Ce phénomène est causé par les contraintes générées par la collision des plaques tectoniques. L'énergie libérée sous forme d'ondes sismiques se propage à travers la Terre, provoquant des secousses dont l'intensité dépend de la profondeur du foyer, de la distance épacentrale, et du type de mouvement initial.

Les séismes étant imprévisibles et souvent destructeurs, la prévention sismique repose sur la construction parasismique, en respectant rigoureusement les normes techniques et réglementaires. L'objectif principal de la conception parasismique est d'assurer une protection optimale des vies humaines et des bâtiments contre les effets des secousses sismiques. Cela passe par un choix judicieux de la structure et de la forme du bâtiment, et un contrôle rigoureux de l'exécution sur chantier.

Pour les ouvrages courants, les objectifs incluent :

- Une rigidité et une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages majeurs lors de séismes modérés.
- Une ductilité et une capacité de dissipation d'énergie adéquates pour permettre des déplacements inélastiques sans effondrement lors de séismes majeurs.

Le Règlement Parasismique Algérien fixe des conditions spécifiques pour la conception et l'exécution des constructions en zones sismiques, selon leurs groupes d'usage. Il poursuit un double objectif :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement des bâtiments lors d'un séisme majeur, grâce à des restrictions sur les systèmes constructifs et les hauteurs, adaptées à la sismicité de la zone.
- Limiter les dommages aux éléments secondaires fragiles causés par les déformations lors d'un séisme modéré.

IV.2. Etude sismique :

Pour mener une analyse dynamique, il est impératif de commencer par élaborer un modèle de calcul représentant la structure concernée. Ce modèle est ensuite intégré dans un programme de calcul dynamique pour déterminer les modes propres de vibration et les forces générées par l'activité sismique.

IV.2.1. Modélisation de rigidité :

Le processus de modélisation de la rigidité des éléments constituant le contreventement se déroule comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a ont été modélisé par un élément linéaire de type poutre (Frame) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degrés de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- À tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.

- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2. Modélisation de la masse :

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta Q)$ imposée par le **RPA 2024**, avec $(\beta = 0,30)$ pour un bâtiment à usage d'habitation.
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton, soit $2,5 \text{ t/m}^3$.
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres situées sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.2.3. Généralité sur le logiciel ETABS version 18.1.1:

L'ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'élément s'autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique. Le post- processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts internes, les champs de contraintes, les modes de vibration...etc.

IV.3 : Objectifs de l'étude dynamique :

L'objectif principal de l'étude dynamique d'une structure est de déterminer ses caractéristiques dynamiques propres. Cela est réalisé en analysant son comportement en vibration libre non amortie, permettant ainsi d'évaluer les efforts et les déplacements maximaux susceptibles de se produire lors d'un séisme.

Cependant, l'étude dynamique d'une structure dans sa configuration réelle est souvent extrêmement complexe et nécessite des calculs à la fois longs et parfois inaccessibles. Pour surmonter cette difficulté, il est courant de recourir à des modélisations simplifiées, qui facilitent l'analyse tout en conservant une représentation suffisamment précise du problème.

IV.4 : Choix de la Méthode de Calcul :

L'étude parasismique joue un rôle essentiel dans l'évaluation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et dans le dimensionnement des éléments structuraux résistants. Son objectif principal est d'assurer un niveau de sécurité optimal pour l'ensemble de l'ouvrage, tout en garantissant le confort et la sécurité des occupants face aux sollicitations sismiques.

Plusieurs approches de conception parasismique et méthodes de calcul ont été développées, parmi lesquelles deux méthodes largement adoptées se distinguent :

IV.4.1. Méthode statique équivalente

a) Principe :

Selon le RPA 2024 (Chapitre 4 – Règles de calcul, section 4.2.1), les forces dynamiques réelles engendrées par un séisme dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques équivalentes, appliquées horizontalement.

Ces forces sont supposées produire des effets statiques équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se produire dans n'importe quelle direction horizontale ; ainsi, l'analyse est réalisée dans deux directions orthogonales (souvent les axes principaux de la structure), choisies par le projeteur.

b) Conditions d'application :

La méthode statique équivalente est soumise à des conditions de régularité et de hauteur, définies dans l'article 4.2.1 du RPA 2024. Elle peut être utilisée uniquement si :

Le bâtiment est régulier en plan et en élévation, et sa hauteur ne dépasse pas :

- 65 m pour les zones sismiques I et II,
- 32 m pour la zone sismique III,
- 24 m pour les zones IV, V et VI.

Pour les structures irrégulières, des restrictions supplémentaires s'appliquent. En zone VI, les limites sont les suivantes :

- Groupe d'usage 3 ou 2 : ≤ 5 niveaux ou 17 m
- Groupe d'usage 1B : ≤ 3 niveaux ou 10 m
- Groupe d'usage 1A : ≤ 2 niveaux ou 8 m.

c) Calcul de l'effort tranchant total

La force sismique totale appliquée à la base de la structure se calcule par la formule suivante : [1]

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

Avec :

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4.2.4). [1]

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0.85 & \text{si } T_0 \leq (2 \cdot T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

d) Modélisation

Le modèle utilisé pour l'analyse sismique est un modèle plan, dans chaque direction considérée, avec les hypothèses suivantes :

- Masses concentrées au centre de gravité des planchers,
- Un seul degré de liberté horizontal par niveau (translation),
- Les systèmes de contreventement dans les deux directions sont supposés découplés,
- Les rigidités latérales sont calculées à partir de sections non fissurées (béton armé ou maçonnerie),
- Seul le mode fondamental est pris en compte pour déterminer la force sismique totale (cas de la méthode statique équivalente).

IV.4.2. Méthode modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale est applicable dans tous les cas, notamment lorsque l'utilisation de la méthode statique équivalente n'est pas autorisée.

Elle consiste à déterminer, pour chaque mode propre de vibration, la réponse maximale de la structure soumise à une action sismique représentée par un spectre de réponse. Ces réponses modales sont ensuite combinées pour obtenir l'effet global sur la structure.

Dans notre projet, le recours à une étude dynamique s'impose, car la structure ne satisfait pas aux conditions de régularité en plan et en élévation, et la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

a) Principe :

La méthode d'analyse modale spectrale repose sur la détermination, pour chaque mode propre de vibration, des effets maximaux induits par l'action sismique représentée sous forme d'un spectre de réponse. Ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse globale de la structure. Cette méthode repose notamment sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les modes sont retenus de manière à ce que la somme des masses modales effectives couvre au moins 90 % de la masse totale ;
- Ou bien tous les modes ayant une masse modale effective $> 5\%$ de la masse totale sont pris en compte ;
- Un minimum de 3 modes est requis dans chaque direction ;
- Si les effets de torsion sont importants, il faut prendre un nombre de modes $k \geq 3\sqrt{N}$, avec $T_k \leq 0,20$ s.

b) Analyse spectrale :

- Utilisation des spectres de réponse :

L'approche la plus répandue pour la modélisation de l'action sismique repose sur l'utilisation d'un spectre de réponse, qui représente la réponse maximale d'un oscillateur linéaire soumis à une accélération dynamique, en fonction de sa période propre (T) et de son amortissement (ζ).

Toute structure peut être assimilée à un système à plusieurs degrés de liberté (oscillateur multiple). En analysant les réponses maximales de ce système pour une série d'accélérogrammes représentatifs du sol, on peut tracer un spectre de réponse. Ce spectre permet une lecture directe des valeurs maximales attendues des déplacements, vitesses ou accélérations, en fonction de la période propre de vibration.

L'action sismique est définie par un spectre de calcul donné par la formule suivante :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & \text{si : } T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

Où :

$\frac{S_{ad}}{g}$: accélération spectrale normalisée,

g : accélération de la pesanteur,

T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté ;

A : coefficient d'accélération de zone,

η : facteur de correction pour l'amortissement,

R : coefficient de comportement (lié au système de contreventement),

Q_F : facteur de qualité(cf.§3.8).,

T_1 : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_2 : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante ;

T_3 : valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant

I : coefficient d'importance ;

S : coefficient de site ;

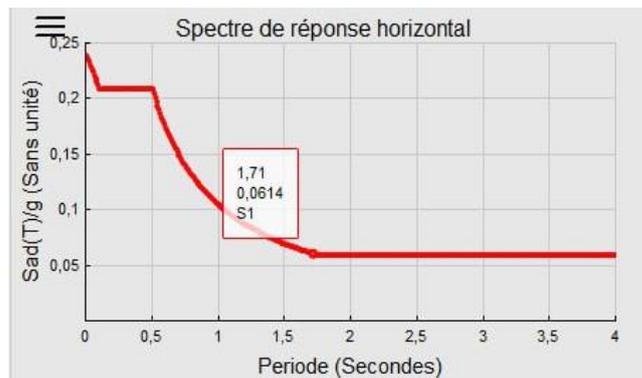


Figure IV.1. Graphe du spectre de réponse.

- Résultante des forces sismiques de calcul :

Le RPA 2024 maintient l'exigence de cohérence entre la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode statique équivalente. Ainsi, la résultante des efforts sismiques à la base, obtenue par combinaison modale, ne doit pas être inférieure à 80 % de la force sismique totale estimée selon la méthode statique équivalente à l'aide de la période fondamentale issue d'une formule empirique.

Si cette condition n'est pas respectée, c'est-à-dire si, alors l'ensemble des résultats de l'analyse spectrale (efforts internes, déplacements, etc.) doit être multiplié par un facteur correctif donné par $\frac{0.8 V}{V_t}$

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T \cdot h_N^{\frac{3}{4}} \quad [1]$$

Avec :

T : période fondamentale

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, et du type de remplissage. Il est donné par le **tableau 4.3 du RPA2024**.

Tableau VI.1. Valeurs du coefficient C_T .

Cas	Système de contreventement	C_T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

IV.4.2.1. Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- Coefficient d'accélération A :

Le coefficient représente l'intensité sismique maximale attendue en fonction de la zone géographique et du groupe d'usage du bâtiment. (Le tableau 3.10 RPA2024) [1]

- Wilaya d'Alger → Zone VI (selon l'annexe A du RPA 2024) [1]
- Groupe d'usage : 2 (bâtiment ≤ 48 m)

$A = 0,3$

- **Coefficient de comportement global**

Le coefficient reflète la capacité dissipative de la structure : plus il est élevé, plus la structure est ductile et peut dissiper l'énergie sismique sans dommages graves.

Système de contreventement utilisé : Système a contreventement mixte, équivalent a des voiles. [1]

R = 4,5

- **Facteur de correction d'amortissement**

Le facteur corrige la réponse spectrale selon l'amortissement effectif du système structural (lié au matériau et à l'intensité des remplissages).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\varepsilon}} \quad [1]$$

ε : 7 pour les portiques en béton armé avec remplissage dense.

- **Facteur de qualité**

Le facteur permet de valoriser ou pénaliser la structure selon plusieurs critères : régularité, redondance, qualité des matériaux, conditions d'exécution, etc.

Il est obtenu par :

$$Q_F = 1 + \sum P_q \quad [1]$$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non ". Sa valeur est donnée par le tableau 3.18 (RPA2024).

Catégorie	Critère q	P_q	Observation
b	1. Régularité en plan	0.05	Non
	2. Régularité en élévation	0.20	Non
	3. Redondance en plan	0.05	Oui

$$Q_F = 1 + 0.05 + 0.2 = 1.25$$

IV.5. Résultats de l'analyse sismique :

IV.5.1. Modèle initial :

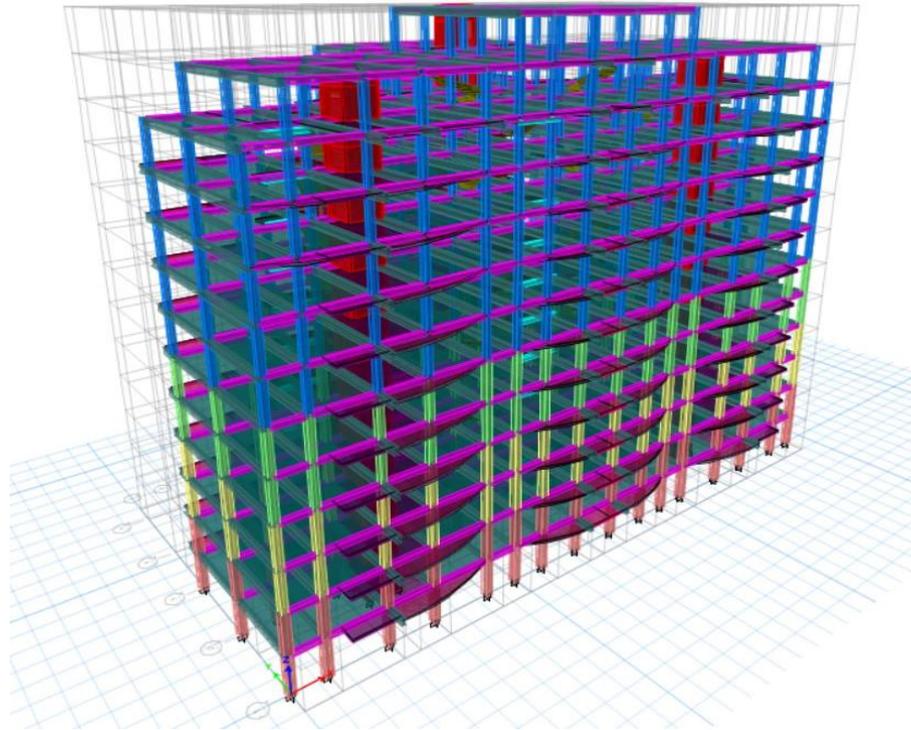


Figure IV.2 : vue en 3D.

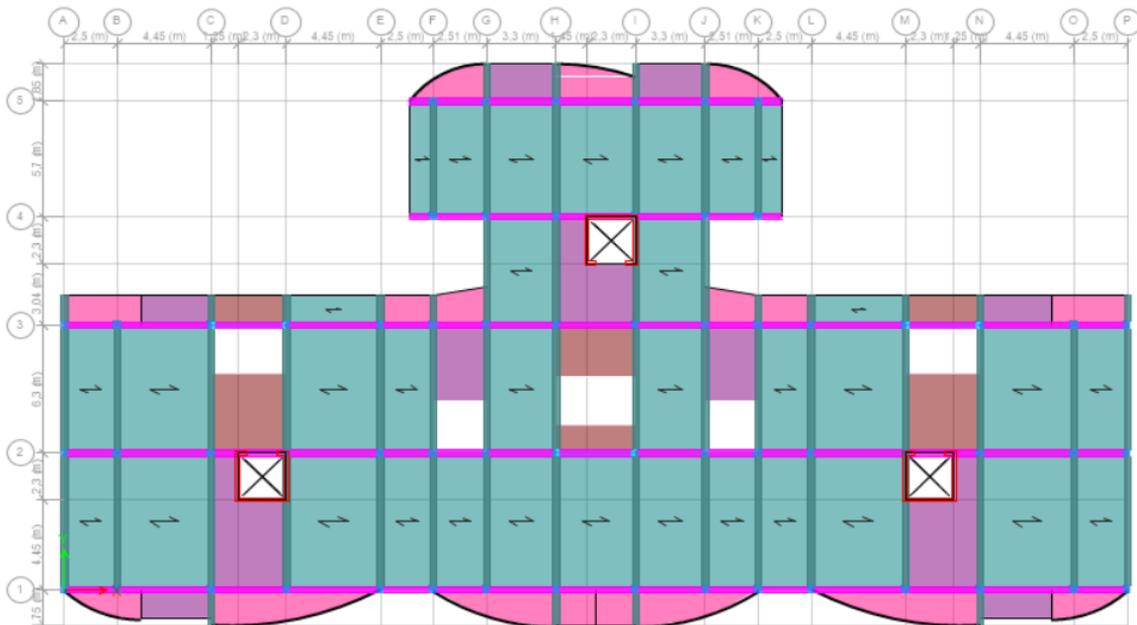


Figure IV.3 : Vue en plan.

Remarque :

Ce modèle ne comporte que les voiles de la cage d'ascenseur et d'escalier.

a. Caractéristiques dynamique propres du modèle initial :

Tableau IV.2. La participation massique du modelé initiale.

Modes	Période (s)	Masses Cumulées Ux (%)	Masses Cumulées Uy (%)	Masses modales Ux (%)	Masses modales Uy (%)	R _z
1	1,472	0,6914	0,0018	69,1%	0,2%	0,7479
2	1,394	0,0071	0,6297	69,9%	63,2%	0,8622
3	1,384	0,0117	0,0931	71,0%	72,5%	0,8712
4	0,443	0,1239	0,0048	83,4%	72,9%	0,8721
5	0,431	0,0058	0,1266	84,0%	85,6%	0,9155
6	0,422	0,0238	0,0003	86,4%	85,6%	0,9172
7	0,231	0,0393	0,0035	90,3%	86,0%	0,9173
8	2,25E-01	0,0029	0,046	90,6%	90,6%	0,9431
9	0,217	0,0093	0,0000186	91,5%	90,6%	0,7479
10	0,172	0,015	0,0002	93,0%	90,6%	0,8622
11	0,168	0,0002	0,0147	93,0%	92,1%	0,8712
12	0,157	0,000025	0	93,0%	92,1%	0,8721

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : T = 1,472 sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8ème mode
- Le 1er mode est un mode Translation dominante en X.-X
- Le 2ème mode est un mode Translation dominante en Y-Y
- Dominés par la torsion (RZ)

Alors on passe au prochain modèle et on rajoute des voiles pour éviter les modes rotations et augment la rigidité

b. Vérification des déplacements inter étage :

Conformément à l'article 5.10.1 du RPA 2024, les déplacements horizontaux inter-étages doivent être vérifiés afin de s'assurer que les dérives restent dans les limites admissibles.

Le déplacement horizontal, a chaque niveau "k", de la structure est calculé selon [1]:

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

Le déplacement relatif entre deux niveaux successifs de la structure est défini par la relation suivante :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Où :

δ_k : Le déplacement horizontal total du niveau k , incluant les effets de torsion,

Δ_k : La dérive inter-étage entre les niveaux k et $k-1$.

La dérive inter-étage ne doit pas dépasser un certain pourcentage de la hauteur de l'étage h_k , en fonction du type de structure (tableau 5.2 RPA 2024), Pour les structures en béton armé, la dérive inter-étage doit vérifier la condition suivante :

$$\Delta_k \leq \bar{\Delta}_k = 0.015h_k$$

Tableau IV.3. Vérification des déplacements selon X-X.

	X-X					Observation
	δ_{ek}	δ_k (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	
12	0,071863	0,25871	0,01621	3,24	0,0243	Condition vérifiée
11	0,067361	0,24250	0,01825	3,24	0,0243	Condition vérifiée
10	0,062292	0,22425	0,01931	3,24	0,0243	Condition vérifiée
9	0,056927	0,20494	0,02092	3,24	0,0243	Condition vérifiée
8	0,051115	0,18401	0,02235	3,24	0,0243	Condition vérifiée
7	0,044906	0,16166	0,02340	3,24	0,0243	Condition vérifiée
6	0,038406	0,13826	0,02413	3,24	0,0243	Condition vérifiée
5	0,031704	0,11413	0,02363	3,24	0,0243	Condition vérifiée
4	0,02514	0,09050	0,02345	3,24	0,0243	Condition vérifiée
3	0,018626	0,06705	0,02192	3,24	0,0243	Condition vérifiée
2	0,012536	0,04513	0,02008	3,24	0,0243	Condition vérifiée
1	0,006959	0,02505	0,01617	3,24	0,0243	Condition vérifiée
RDC	0,002468	0,00888	0,00888	3,24	0,0243	Condition vérifiée

Tableau IV.4. Vérification des déplacements selon Y-Y

	Y-Y					Observation
	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	$\bar{\Delta}_k$	
12	0,063567	0,22884	0,01256	3,24	0,0243	Condition vérifiée
11	0,060077	0,21628	0,01386	3,24	0,0243	Condition vérifiée
10	0,056226	0,20241	0,01490	3,24	0,0243	Condition vérifiée
9	0,052086	0,18751	0,01678	3,24	0,0243	Condition vérifiée
8	0,047425	0,17073	0,01866	3,24	0,0243	Condition vérifiée
7	0,042241	0,15207	0,02040	3,24	0,0243	Condition vérifiée
6	0,036574	0,13167	0,02181	3,24	0,0243	Condition vérifiée
5	0,030515	0,10985	0,02226	3,24	0,0243	Condition vérifiée
4	0,024331	0,08759	0,02264	3,24	0,0243	Condition vérifiée
3	0,018041	0,06495	0,02170	3,24	0,0243	Condition vérifiée
2	0,012014	0,04325	0,01987	3,24	0,0243	Condition vérifiée
1	0,006494	0,02338	0,01555	3,24	0,0243	Condition vérifiée
RDC	0,002175	0,00783	0,00783	3,24	0,0243	Condition vérifiée

c. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant.

	V_{dyn} KN	V_{st} KN	$0.8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
x-x	9176,52	14582,41	11665.92	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Non vérifiée
y-y	9375,82	14582,41	11665.92	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Non vérifiée

IV.5.2. 2ème modèle :

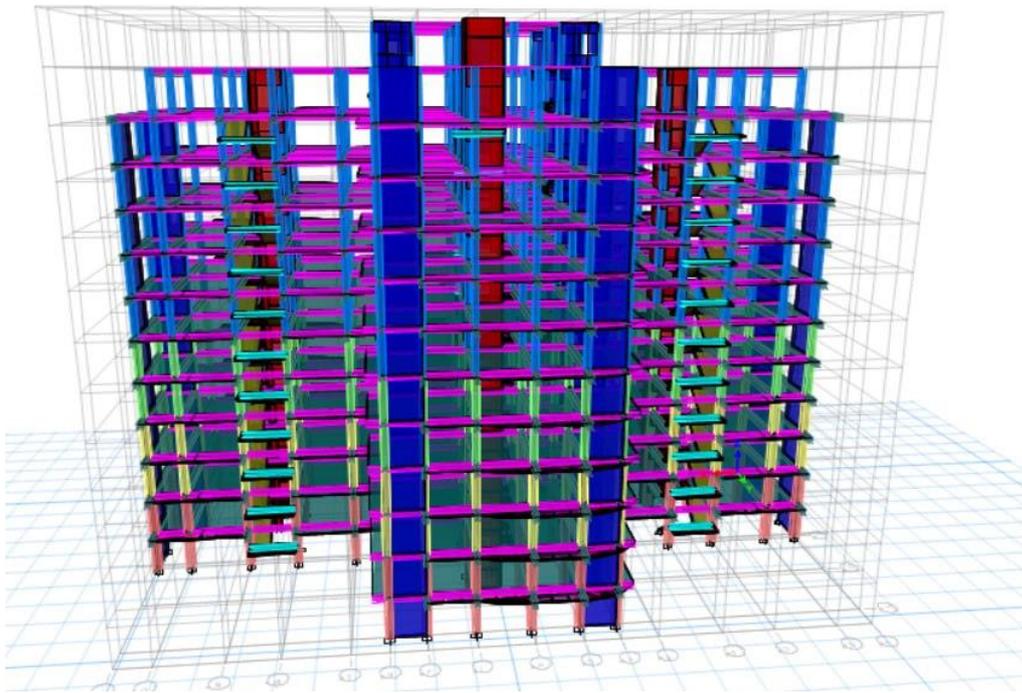


Figure IV.4. Vue en 3D.

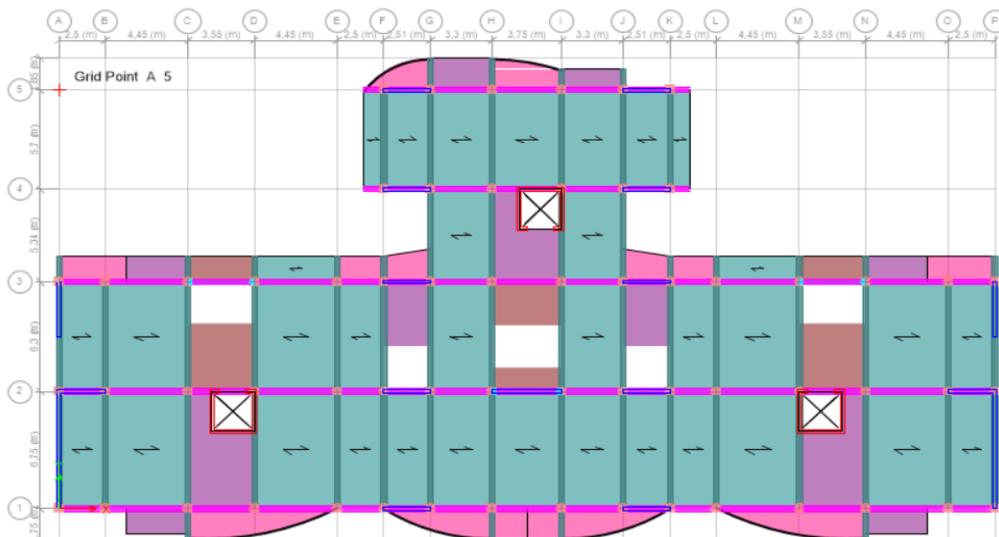


Figure IV.5. Vue en plan.

a. Caractéristiques dynamique propres du 2ème modèle :

Tableau IV.6. La participation massique du modèle final.

Modes	Période (s)	Masses Cumulées Ux	Masses Cumulées Uy	Masses modales Ux (%)	Masses modales Uy (%)	R _z
1	1,152	0,6656	8,432E-06	66,6%	0,0%	0,0054
2	0,948	6,663E-06	0,6813	66,6%	68,1%	0
3	0,67	0,0045	6,22E-07	67,0%	68,1%	0,6649
4	0,302	0.1635	1,40E-05	83,4%	68,1%	0,0017
5	0,257	1,63E-05	0,1672	83,4%	84,9%	0
6	0,169	0.0032	1,22E-06	83,7%	84,9%	0,1793
7	0,137	0.0097	0.0432	84,6%	89,2%	0,0004
8	1,36E-01	0.0545	0.0079	90,1%	90,0%	0,0016
9	0,105	9,42E-06	7,00E-04	90,1%	90,0%	0,00002926
10	0,105	1,00E-04	8,76E-06	90,1%	90,0%	0
11	0,105	3,80E-05	2,63E-05	90,1%	90,0%	0,000001048
12	0,105	1,22E-05	3,76E-05	90,1%	90,0%	0,00002207

Remarque :

Ce modèle comporte les voiles de la cage d'ascenseur, l'escalier et les voiles que l'on a rajoutés.

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale : $T = 1,152$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode translation X-X
- Le 2^{ème} mode est un mode translation Y-Y
- Le 3^{ème} mode est un mode rotation.

b. Justification de la résultante des forces sismiques de calcul à la base :

Selon l'article 4.3.5 du RPA 2024, lorsque la méthode d'analyse modale spectrale est utilisée, il est obligatoire de comparer la somme des efforts tranchants à la base obtenus par combinaison modale (V_{dx} , V_{dy}) avec ceux obtenus par la méthode statique équivalente (V_{st}).

Autrement dit, la résultante des forces sismiques dynamiques dans chaque direction horizontale ne doit pas être inférieure à 80 % de la force statique équivalente correspondante.

Si cette condition n'est pas satisfaite, il faut appliquer un facteur correctif aux résultats modaux (forces, déplacements, efforts internes) selon :

$$\text{Facteur correctif} = \frac{0.8V_{st}}{V_d}$$

Tableau IV.7. Vérification de l'effort tranchant.

	V_{dyn} KN	V_{st} KN	$0.8 \times V_{st}$	Remarque	Observation
x-x	12583,502	15719,55	12575,64	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Vérifiée
y-y	13510,94	15719,55	12575,64	$V_{dyn} > 0.8 \times V_{st}$	Vérifiée

c. Vérification des déplacements inter étage :

Tableau IV.8. Vérification des déplacements selon x-x

X-X						
	δ_{ek}	δ_k (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	$\bar{\Delta}_k$ (m)	Observation
12	0,059842	0,21543	0,01497	3,24	0,0243	Condition vérifiée
11	0,055683	0,20046	0,01796	3,24	0,0243	Condition vérifiée
10	0,050695	0,18250	0,01886	3,24	0,0243	Condition vérifiée
9	0,045457	0,16365	0,01966	3,24	0,0243	Condition vérifiée
8	0,039997	0,14399	0,02034	3,24	0,0243	Condition vérifiée
7	0,034348	0,12365	0,02071	3,24	0,0243	Condition vérifiée
6	0,028595	0,10294	0,02062	3,24	0,0243	Condition vérifiée
5	0,022866	0,08232	0,01989	3,24	0,0243	Condition vérifiée
4	0,01734	0,06242	0,01861	3,24	0,0243	Condition vérifiée
3	0,01217	0,04381	0,01651	3,24	0,0243	Condition vérifiée
2	0,007584	0,02730	0,01360	3,24	0,0243	Condition vérifiée
1	0,003806	0,01370	0,00958	3,24	0,0243	Condition vérifiée
RDC	0,001146	0,00413	0,00413	3,24	0,0243	Condition vérifiée

Tableau IV.9. Vérification des déplacements selon y-y.

Y-Y						
	δ_{ek}	δ_k	Δ_k	h_k	$\bar{\Delta}_k$	Observation
12	0,048084	0,17310	0,00221	3,24	0,0243	Condition vérifiée
11	0,047469	0,17089	0,01385	3,24	0,0243	Condition vérifiée
10	0,043622	0,15704	0,01641	3,24	0,0243	Condition vérifiée
9	0,039063	0,14063	0,01699	3,24	0,0243	Condition vérifiée
8	0,034343	0,12363	0,01742	3,24	0,0243	Condition vérifiée
7	0,029505	0,10622	0,01758	3,24	0,0243	Condition vérifiée
6	0,024621	0,08864	0,01741	3,24	0,0243	Condition vérifiée
5	0,019786	0,07123	0,01671	3,24	0,0243	Condition vérifiée
4	0,015143	0,05451	0,01568	3,24	0,0243	Condition vérifiée
3	0,010788	0,03884	0,01400	3,24	0,0243	Condition vérifiée
2	0,006898	0,02483	0,01153	3,24	0,0243	Condition vérifiée
1	0,003696	0,01331	0,00897	3,24	0,0243	Condition vérifiée
RDC	0,001204	0,00433	0,00433	3,24	0,0243	Condition vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

→ Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans ce modèle

Remarque :

On remarque qu'il y a une diminution importante des déplacements latéraux inter-étages après l'ajout des voiles. Cependant, à cause du phénomène de l'effort tranchant et l'effort normal réduit, on ne peut pas diminuer le nombre des voiles.

IV.6. Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but de prévenir les ruptures fragiles au niveau des poteaux, notamment sous sollicitations combinées lors d'un séisme, le RPA 2024 impose une limitation de l'effort normal de compression dans les éléments verticaux.

Selon l'article 7.4.3, équation (7.5), la valeur de calcul de l'effort normal de compression dans un poteau doit satisfaire à la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,35 \quad [1]$$

Avec :

v : effort normal réduit ;

N_d : effort normal de compression dans le poteau, résultant de la combinaison sismique ;

B : aire de la section droite du poteau (en mm² ou m² selon l'unité utilisée) ;

f_{c28} : résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ pour C30/37)

Tableau IV.10. Vérification de l'effort normal pour les poteaux.

Niveaux	La section adoptée (cm ²)			N (KN)	v	Observation
	b (cm)	h (cm)	Aire(cm ²)			
RDC	55	55	3025	3268,69	0,350	Condition vérifiée
Etage 1	55	55	3025	2960,00	0,326	Condition vérifiée
Etage 2	50	50	2500	2555,67	0,341	Condition vérifiée
Etage 3	50	50	2750	2135,61	0,259	Condition vérifiée
Etage 4	45	45	2025	1724,99	0,284	Condition vérifiée
Etage 5	45	45	2025	1366,09	0,225	Condition vérifiée
Etage 6	40	40	1600	1057,97	0,220	Condition vérifiée
Etage 7	40	40	1600	822,00	0,171	Condition vérifiée
Etage 8	40	40	1600	629,54	0,072	Condition vérifiée
Etage 9	40	40	1600	469,01	0,053	Condition vérifiée
Etage 10	40	40	1600	329,11	0,041	Condition vérifiée
Etage 11	40	40	1600	190,56	0,024	Condition vérifiée
Etage 12	40	40	1600	157,80	0,022	Condition vérifiée

IV.7. Vérification de l'effet P-Delta (P - Δ) :

L'effet P-Delta représente un effet du second ordre, dû au produit de l'effort normal vertical dans un poteau par le déplacement latéral du niveau auquel il est appliqué. Cet effet peut amplifier les sollicitations dans la structure, notamment en cas de déplacement important.

Selon l'article 5.9 du RPA 2024, les effets du second ordre peuvent être négligés si, à chaque niveau de la structure, la condition suivante est vérifiée :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0,1 \quad [1]$$

Avec :

θ_k : paramètre de sensibilité aux effets du second ordre (sans unité),

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation au-dessus du niveau k ,

Δ_k : déplacement relatif horizontal du niveau k par rapport au niveau $k - 1$,

V_k : effort tranchant sismique au niveau k ,

h_k : hauteur entre les niveaux k et $k - 1$.

Tableau IV.11. Vérification de l'effort P-Δ dans le sens x-x.

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Dans le sens X-X			Observation
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	
Etage 12	3.24	2 346,059	0,01796	742,2323	0,01752	Condition vérifiée
Etage 11	3.24	10 588,970	0,01886	2 777,1575	0,02219	Condition vérifiée
Etage 10	3.24	21 259,886	0,01966	4 609,8575	0,02798	Condition vérifiée
Etage 9	3.24	32 589,817	0,02034	5 965,9918	0,03429	Condition vérifiée
Etage 8	3.24	43 790,971	0,02071	6 956,7171	0,04024	Condition vérifiée
Etage 7	3.24	54 951,569	0,02062	7 803,8039	0,04482	Condition vérifiée
Etage 6	3.24	65 983,390	0,01989	8 597,3930	0,04712	Condition vérifiée
Etage 5	3.24	77 333,494	0,01861	9 399,6494	0,04726	Condition vérifiée
Etage 4	3.24	88 554,821	0,01651	10 239,0733	0,04407	Condition vérifiée
Etage 3	3.24	100 118,731	0,01360	11 112,2747	0,03782	Condition vérifiée
Etage 2	3.24	111 553,864	0,00958	11 880,3355	0,02775	Condition vérifiée
Etage 1	3.24	123 360,065	0,00413	12 393,3706	0,01267	Condition vérifiée
RDC	3.24	135 148,016	0,00000	12 583,5006	0,00000	Condition vérifiée

Tableau IV.12. Vérification de l'effort P- Δ dans le sens y-y.

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Dans le sens Y-Y			Observation
			Δ_k (m)	V_k (KN)	θ_k	
Etage 12	3.24	2 346,059	0,01385	833,0716	0,01204	Condition vérifiée
Etage 11	3.24	10 588,970	0,01641	2851,5669	0,01881	Condition vérifiée
Etage 10	3.24	21 259,886	0,01699	4676,3086	0,02384	Condition vérifiée
Etage 9	3.24	32 589,817	0,01742	6276,9365	0,02791	Condition vérifiée
Etage 8	3.24	43 790,971	0,01758	7554,8429	0,03146	Condition vérifiée
Etage 7	3.24	54 951,569	0,01741	8608,7069	0,03429	Condition vérifiée
Etage 6	3.24	65 983,390	0,01671	9529,0184	0,03572	Condition vérifiée
Etage 5	3.24	77 333,494	0,01568	10419,6699	0,03591	Condition vérifiée
Etage 4	3.24	88 554,821	0,01400	11301,1219	0,03387	Condition vérifiée
Etage 3	3.24	100 118,731	0,01153	12151,0799	0,02931	Condition vérifiée
Etage 2	3.24	111 553,864	0,00897	12856,7877	0,02402	Condition vérifiée
Etage 1	3.24	123 360,065	0,00433	13324,7808	0,01239	Condition vérifiée
RDC	3.24	135 148,016	0,00000	13510,9411	0,00000	Condition vérifiée

VI.8. Conclusion :

Pour conclure, les vérifications réalisées pour valider le modèle final se résument comme suit :

- La comparaison entre l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique équivalente et celui obtenu par la méthode modale spectrale, qui doit respecter la condition imposée.
- La vérification des déplacements inter-étages, de l'effet P- Δ , et de l'effort normal réduit a permis de s'assurer de la stabilité et de la bonne performance sismique de la structure.

V.1. Introduction :

Conformément à l'article B 5.1 du CBA 93, pour les ouvrages situés dans les wilayas côtières et dont les dimensions en plan dépassent 30 mètres, il est nécessaire de tenir compte des effets thermiques sur les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation.

Dans notre cas, la structure étudiée présente des longueurs de $L_x = 50,27$; $L_y = 27,69$ mètres, ce qui dépasse ce seuil réglementaire. Il est donc nécessaire de procéder à une étude thermique afin d'évaluer l'impact des variations de température sur les éléments exposés. Ces effets thermiques, s'ajoutant aux sollicitations dues aux charges verticales et horizontales, peuvent influencer de manière significative le comportement global de la structure et doivent être pris en compte dans la conception du bâtiment.

V.2. Hypothèses et méthodes de calculs :

V.2.1. Définition de la charge thermique :

La température est une action indirecte qui provoque des déformations dans la structure, engendrant des efforts normaux de traction et de compression dans les éléments soumis à ces variations. Lorsque la température augmente, les matériaux se dilatent, ce qui entraîne des forces de compression dans la structure. À l'inverse, une baisse de température provoque une contraction des matériaux, générant ainsi des forces de traction.

Les variations de longueur des poutres en raison des changements de température entraînent la génération d'un moment de flexion et d'un effort tranchant supplémentaires dans les poteaux.

V.2.2. Le coefficient de dilatation :

a. Béton :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$; il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C.
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

b. Acier :

Ce coefficient est proche de celui de l'acier, qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette compatibilité a favorisé le développement du béton armé. Pour les ouvrages hyperstatiques exposés à d'importantes variations de température, il est judicieux d'utiliser un béton présentant un coefficient de dilatation thermique aussi faible que possible, ce qui peut être obtenu grâce à l'emploi d'adjuvants spécifiques.

V.2.3. Le coefficient thermique :

L'effet de la température se manifeste généralement de manière plus marquée sur les poutres d'extrémité, induisant des contraintes de traction ou de compression. Ces éléments, habituellement soumis à une flexion simple sous l'action des autres charges, subissent une flexion composée lorsqu'on tient compte de l'effet thermique.

V.2.4. Calcul à la température :

Notre structure se situe à la wilaya d'Alger, qui est une wilaya côtière, la valeur de la variation de la température saisonnière est entre 35 C° et -15 C° selon l'article **A.3.1.3.3. CBA93**.

La variation uniforme de la température ΔT pour une structure ou un élément structurel est calculée comme la différence entre la température moyenne T due aux conditions climatiques (hiver ou été) et la température initiale T_0 au moment de la réalisation de l'ouvrage.

$$\Delta T_{u1} = T_{\max} - T_0.$$

$$\Delta T_{u2} = T_{\min} - T_0.$$

T_0 est entre $+10^\circ$ et $+25^\circ$.

Tableau V.1. Détermination de température de calcul.

	ΔT_{u1}	ΔT_{u2}	Température de calcul
$T_0 = +10^\circ$	$+35 - (+10) = +25$	$-15 - (+10) = -25$	$\Delta T_{u1} = +25^\circ$
$T_0 = +25^\circ$	$+35 - (+25) = +10$	$-15 - (+25) = -40$	$\Delta T_{u2} = -40^\circ$

V.2.5. Convention de signe :

La contrainte thermique induite par une variation de température se manifeste par une contrainte de traction ou de compression, selon qu'il s'agisse d'une augmentation ou d'une diminution de la température :

$\Delta T > 0 \rightarrow$ Allongement, traction.

$\Delta T < 0 \rightarrow$ Rétrécissement, compression.

V.2.6. Les combinaisons de charges :

On Introduit dans le logiciel de calcul ETABS les combinaisons de calcul suivant :

$$\text{ELU} : 1,35G + Q + 1,5T$$

$$1,35G + 1,5Q + 0,8T$$

$$\text{ELS} : G + T$$

V.3. Résultat de calcul :

Cette étude a pour objectif d'évaluer les charges appliquées à la structure, en particulier les moments fléchissants et les efforts tranchants qui en résultent. Les efforts maximaux agissant sur les différents éléments ont été déterminés à l'aide du logiciel ETABS et sont présentés dans les tableaux ci-dessous. Une comparaison a été effectuée entre les résultats obtenus dans le cadre de l'analyse dynamique et ceux issus de l'analyse des effets liés à la température.

Tableau V.2. Ferrailage des poutres.

Élément	Section (cm ²)	Position	N ^{max} (KN)	M ^{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min RPA} (cm ²)
Poutres porteuses	50×30	Travée	-294,28	193,03	13,5	0	7,5
		Appuis	-294,28	-308,45	0	20,4	7,5
Poutres non porteuses	35×30	Travée	-596,3	99,77	14,7	0	5,25
		Appuis	-596,3	-127,69	0	16,8	5,25

Tableau V.3. Choix de ferrailage des poutres.

Élément	Section (cm ²)	Position	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)	A _s ^{min RPA} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Poutres porteuses	50×30	Travée	13,5	0	7,5	3T20+3T16	15,46
		Appuis	0	20,4	7,5	6T20+2T14	21,93
Poutres non porteuses	35×30	Travée	14,7	0	5,25	3T20+3T16	15,46
		Appuis	0	16,8	5,25	5T20+1T16	17,72

V.4. Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons étudié les effets des variations de température sur les poutres périphériques et les poutres de la terrasse et déterminé le ferrailage nécessaire pour résister aux efforts induits par ces sollicitations. Il est important de noter que l'ajout de joint de dilatation constitue une alternative efficace, permettant dans certains cas d'éviter la réalisation d'une étude thermique, car il permet de limiter les effets dus à la dilatation thermique.

Dans le chapitre suivant, nous allons calculer le ferrailage des éléments structuraux, puis comparer le ferrailage des poutres soumises aux effets de la température à celui des poutres soumises à la flexion simple. Le ferrailage le plus important sera retenu.

VI.1. Introduction :

La structure étudiée est un système tridimensionnel composé de poteaux, poutres et voiles rigides, interconnectés de manière à assurer la reprise de l'ensemble des efforts verticaux et horizontaux. Pour la détermination du ferrailage, on considère le cas le plus défavorable. L'analyse a été réalisée par le logiciel ETABS18.1, qui permet de déterminer les efforts internes de chaque section des éléments structuraux, en tenant compte des différentes combinaisons de charges.

Le ferrailage des éléments structuraux doit être conforme aux exigences et aux réglementations définies par le **RPA 2024** et le **CBA99**.

VI.2. Ferrailage des poteaux :

VI.2.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux en béton armé qui jouent un rôle fondamental dans la stabilité de la structure. Ils assurent la transmission des charges de la superstructure vers les fondations, en servant de points d'appui aux poutres. Sollicités principalement en flexion composée, ils subissent à la fois un effort normal (**N**) dû aux charges verticales et des moments de flexion (**M**) engendrés par les actions horizontales et verticales, dans les deux directions longitudinales et transversales, qui cause une flexion composée.

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

Les armatures sont calculées à l'état limite ultime (ELU), en considérant les sollicitations les plus défavorables, dans les situations suivantes ;

Tableau VI.1. Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	30	17	1,15	500	435
Accidentelle	1,2	30	21,25	1	500	500

VI.2.2. Les combinaisons de charges :

Le calcul du ferrailage des éléments porteurs de la structure se fera en considérant deux catégories distinctes de combinaisons de charges :

- Selon le CBA 93 : [2]

Situation durable :

ELU : 1,35G+1,5Q.

ELS : G+Q.

- **Selon le RPA 2024 : [1]**

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \Psi.Q + E_1 \\ G + \Psi.Q + E_2 \end{array} \right.$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{array} \right.$$

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- L'effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- L'effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

VI.2.3. Ferrailage longitudinal :

- **Recommandations selon le B.A.E.L.91 modifiées 99 : [3]**

La section A_L des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%.$$

- **Recommandations selon le RPA 2024 : [1]**

D'après le RPA 2024, pour une zone sismique VI, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- $1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\%$ Zone courante.
- $1\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 8\%$ Zone de recouvrement.
- $A_s^{\min} = 1\% B$.

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section de béton comprimé.

- Le diamètre minimal est de : 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_L , est de : $60 \phi_L$ en zone VI.
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser : 15 cm en zone VI.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales.

On utilise Le logiciel EXPERT BA 2010 pour le ferrailage des sections.

VI.2.3.1. Situation durable :

- Combinaison : **1,35G+1,5Q.**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.2. Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	3911,41	133,41	SEC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	3047,5	70,13	SEC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	2286,26	26,07	SEC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	1687,11	31,94	SEC	3,2	3,2	16

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.3. Ferrailages des poteaux en situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	-150,57	3625,17	SEC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	-102,25	2813,23	SEC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	-75,29	2049,55	SEC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	71,3	114,2	SPC	3,3	3,3	16

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.4. Ferrailages des poteaux en situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	1598,42	17,34	SEC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	1209,97	17,77	SEC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	866,93	17,27	SEC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	74,66	30,51	SPC	3,2	3,3	16

VI.2.3.2. Situation accidentelle :

- Combinaison : $G + 0,3Q \pm E_x \pm 0,3E_y$.

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.5. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	4799,95	-111,26	SEC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	3751,08	-86,62	SEC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	2653,66	-84,76	SEC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	1731,04	-65,46	SEC	3,2	3,2	16

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.6. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	190,21	288,15	SPC	4,7	4,7	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	178,72	-121,73	SPC	9,1	9,1	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	180,93	13,37	SPC	8,9	8,9	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	-155,87	1070,23	SPC	3,2	3,2	16

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.7. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	-624,89	12,68	SEC	6,8	6,8	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	-465,37	76,92	SPC	8,1	8,1	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	-170,79	88,96	SPC	6,1	6,1	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	1,68	84,25	SPC	4,7	4,7	16

- Combinaison : $G + 0,3Q \pm 0,3E_x \pm E_y$.

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau VI.8. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\max} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	4170,11	-49,73	SEC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	3366,64	-65,81	SEC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	2516,17	-75,28	SEC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	1729,64	-70,46	SEC	3,2	3,2	16

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau VI.9. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M^{\max} (KN.m)	N^{corr} (KN)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	205,72	917,99	SPC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	254,22	831,76	SPC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	257,31	625,72	SPC	7,2	7,2	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	214,17	427,49	SPC	6,7	6,7	16

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau VI.10. Ferrailages des poteaux en situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N^{\min} (KN)	M^{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{\min} RPA
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	190,31	48,35	SPC	4,4	4,4	30,25
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	24,91	84,14	SPC	4	4	25
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	17,54	76,12	SPC	3,6	3,6	20,25
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	17,7	51,17	SPC	3,2	3,2	16

VI.2.4. Choix des armatures :

Tableau VI.11. Choix des armatures des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A_s^{Cal} / face (cm ²)	A_s^{\min} (cm ²)	Choix des armatures	A_s^{adp} (cm ²)	A_s^{\max} Z.C (cm ²)	A_s^{\max} Z.R (cm ²)
RDC et 1 ^{er} étage	55×55	6,8	30,25	4T20+12T16	36,69	121	242
2 ^{ème} ; 3 ^{ème} étage	50×50	9,1	25	4T20+8T16	28,65	100	200
4 ^{ème} ; 5 ^{ème} étage	45×45	8,9	20,25	4T20+4T16	20,61	81	162
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	6,7	16	8T16	16,08	64	128

VI.2.5. Les vérifications :

VI.2.5.1. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous l'effet du M_{ser} et N_{ser} (annexe organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ Mpa.}$$

- Acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot \eta}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

- Fissuration peu nuisible \rightarrow Pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e, \max (1/2 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$.
- Fissuration très préjudiciable $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/3 f_e ; 110 \eta)$.

Avec : $\eta = 1,6$ pour les aciers H.A.

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250$ Mpa.

- Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous :

- (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}) :

Tableau VI.12. Vérification des poteaux à l'ELS (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	Section (cm ²)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
RDC ; 1 ^{er}	55×55	2848,94	96,76	36,69	128,6	250	8,8	18	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	2219,51	50,52	28,65	116,9	250	8	18	Vérifiée
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	1665,18	19	20,61	104,1	250	7	18	Vérifiée
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	1228,84	23,26	16,08	105,3	250	7,2	18	Vérifiée

- (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}) :

Tableau VI.13. Vérification des poteaux à l'ELS (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	M_{ser}^{max} (KN.m)	N_{ser}^{corr} (KN)	Section (cm ²)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
RDC ; 1 ^{er}	55×55	-190,3	2641,03	36,69	145,2	250	10,1	18	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	-74,18	2049,65	28,65	117,6	250	8,1	18	Vérifiée
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	-54,6	1492,99	20,61	112,4	250	7,8	18	Vérifiée
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	52,08	83,6	16,08	47,8	250	3,9	18	Vérifiée

- (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr}) :

Tableau VI.14. Vérification des poteaux à l'ELS (N_{ser}^{min} , M_{ser}^{corr}).

Niveau	Section (cm ²)	N_{ser}^{min} (KN)	M_{ser}^{corr} (KN.m)	Section (cm ²)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
RDC ; 1 ^{er}	55×55	1167	12,51	36,69	45,7	250	3,1	18	Vérifiée
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	883,51	12,84	28,65	43,9	250	3	18	Vérifiée
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	633,07	12,48	20,61	42,3	250	2,9	18	Vérifiée
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème}	40×40	54,03	22,2	16,08	19,9	250	1,5	18	Vérifiée

VI.2.5.2. Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est calculée au niveau de l'axe neutre et s'exprime en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime, selon la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le CBA93 : (Fissuration préjudiciable) : [2]

$$\bar{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}).$$

- Selon RPA 2024 : [1]

$$\bar{\tau}_{bu} = \bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \text{ si l'élanement géométrique du poteau } \lambda \geq 5$$

$$\rho_d = 0,04 \text{ si l'élanement géométrique du poteau } \lambda \leq 5$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.15. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	T _u (KN)	λ	ρ_d	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}_u^{\text{CBA93}}$ (Mpa)	$\bar{\tau}_u^{\text{RPA}}$ (Mpa)	Observation
RDC ;1 ^{er}	55×55	186,02	4,12	0,04	0,683	3	1,2	Vérifiée
2 ^{ème} ;3 ^{ème}	50×50	133,96	4,54	0,04	0,595	3	1,2	Vérifiée
4 ^{ème} ;5 ^{ème}	45×45	98,5	5,04	0,075	0,54	3	2,25	Vérifiée
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	67,62	5,67	0,075	0,469	3	2,25	Vérifiée

Remarque :

La contrainte de cisaillement calculée τ_u est très faible par rapport à la contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}_u$. Toutefois, en raison de l'influence de l'effort normal réduit et l'effort tranchant, il n'est pas possible de réduire la section du béton.

VI.2.6. Ferrailage transversal :

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **CBA93** et **RPA99 version 2024** :

- Selon le **CBA93** : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \varphi_l \right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

φ_t : Diamètre des armatures transversales.

φ_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon **RPA 2024** : [1]

$$\frac{A_t}{t} = \frac{(\rho_a V_u)}{(h_c f_e)}$$

Avec :

A_t : Section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.

V_u : Effort tranchant de calcul.

h_c : Hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5, et égale à 3,75 dans le cas contraire.

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h_c} \text{ ou } \frac{L_f}{b_c} \quad [1]$$

L_f : Longueur du flambement du poteau.

- t : Espacement des armatures transversales. La valeur maximale est fixée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} t \leq \text{Min} (b_0/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\phi_L) \text{ en zone nodale.} \\ t' \leq \text{Min} (b_0/2 ; h_0/2 ; 10\phi_L) \text{ en zone courante.} \end{array} \right.$$

- b_0 : Dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement).

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{s_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$0,3\%$ si : $\lambda_g \geq 5$
 $0,8\%$ si : $\lambda_g \leq 3$
 Interpoler entre les deux valeurs limites précédentes si : $3 \leq \lambda_g \leq 5$.

Pour les armatures transversales $f_e = 500$ Mpa.

- Le tableau suivant regroupe les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau VI.16. Espacements maximums des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Armatures	ϕ_l (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC ; 1 ^{er}	55×55	4T20+12T16	20	10	20
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	4T20+8T16	20	10	20
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	4T20+4T16	20	10	20
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	8T16	16	10	16

Tableau VI.17. Choix des armatures transversales des poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	T_u^{\max} (KN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	A_{\min}^{RPA} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC ; 1 ^{er}	55×55	2,268	4,12	3,75	186,02	N	10	0,43	2,86	6T8	3,02
						C	20	0,86	5,72	6T12	6,79
2 ^{ème} ; 3 ^{ème}	50×50	2,268	4,54	3,75	133,96	N	10	0,31	2,075	4T10	3,14
						C	20	0,62	4,15	4T12	4,52
4 ^{ème} ; 5 ^{ème}	45×45	2,268	5,04	2,5	98,5	N	10	0,15	1,35	4T8	2,01
						C	20	0,3	2,7	4T10	3,14
De 6 ^{ème} au 12 ^{ème} étage	40×40	2,268	5,67	2,5	67,62	N	10	0,1	1,2	4T8	2,01
						C	16	0,17	1,92	4T8	2,01

VI.2.7. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de :

$$L_r = 60 \phi_l \text{ en zone VI [1]}$$

Pour :

- $\phi_l = 16$ mm $\rightarrow L_r = 96$ cm.
- $\phi_l = 20$ mm $\rightarrow L_r = 120$ cm.

VI.2.8 Ferrailage des poteaux des sous-sols :

Les poteaux des sous-sols sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec :

- B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm^2 .
- α : Coefficient dépendant de l'élanement.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ \frac{0,6.(50)^2}{\lambda} & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right) = \frac{a}{\sqrt{12}}$.
- I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.
- B : Section du poteau.
- $L_f = 0,7l_0$.

VI.2.8.1. L'effort normal pondéré :

On prend l'effort normal maximal appliqué sur le deuxième sous-sol :

$$N_G = 2411,12 \text{ KN} ; N_Q = 359,62 \text{ KN}.$$

$$\rightarrow N_u = 1,35G + 1,5Q = 3794,44 \text{ KN}.$$

VI.2.8.2. Calcul de ferrailage :

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}.$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 2,8 \times 10^2}{17,32} = 11,32 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{11,32}{35}\right)^2} = 0,833$$

$$B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2.$$

D'où :

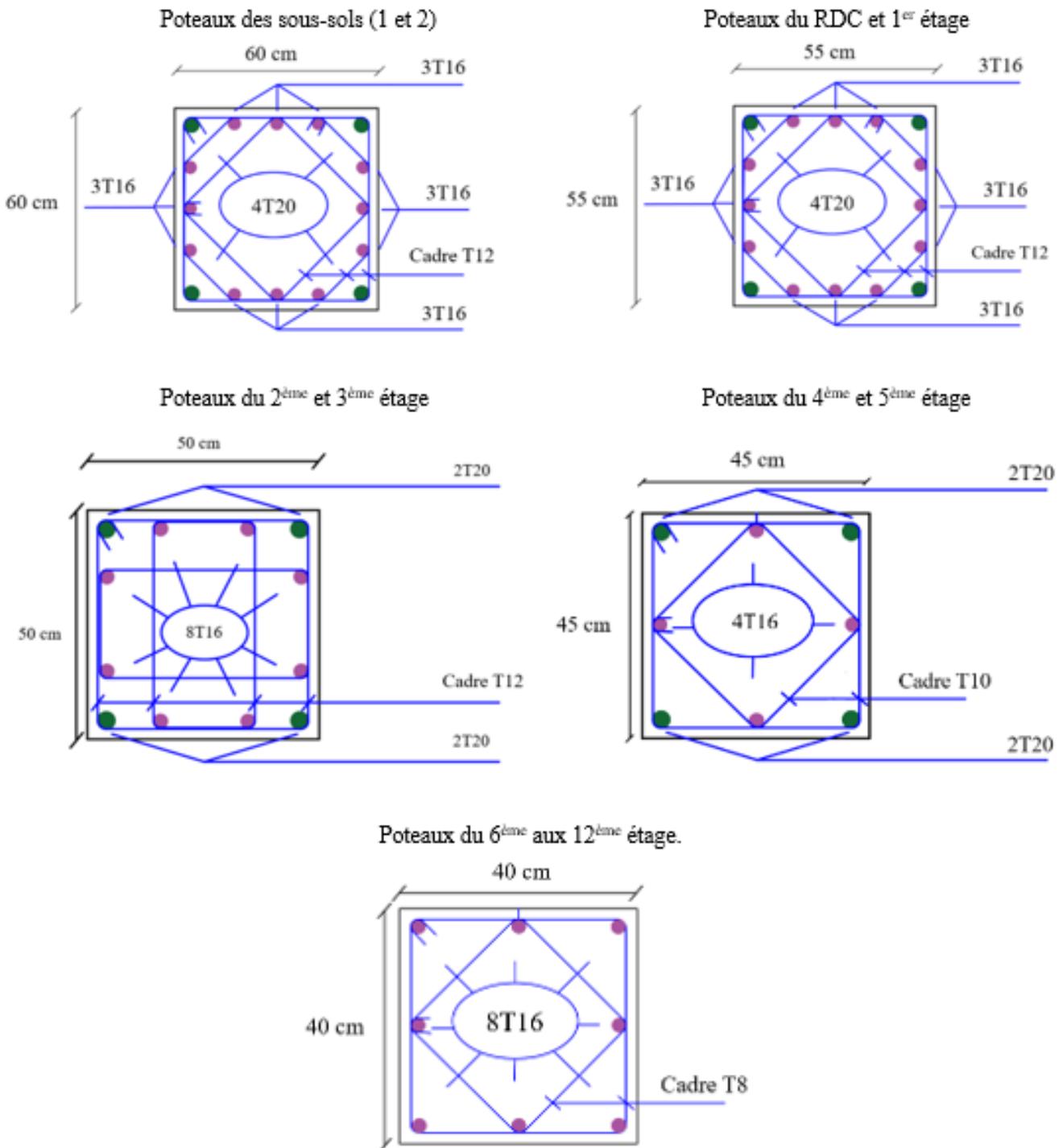
$$A_s \geq \left(\frac{3794,44 \times 10^3}{0,833} - \frac{3364 \times 10^2 \cdot 30}{0,9 \cdot 1,5} \right) \frac{1,15}{500} = -67,17 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s < 0$$

$$A_s^{\min} = 1\% B \rightarrow A_s = A_s^{\min} = 36 \text{ cm}^2.$$

Tableau VI.18. Ferraillage des poteaux des sous-sols.

Niveau	Section (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Sous-sol 1	60×60	4T20+12T16	36.69
Sous-sol 2	60×60	4T20+12T16	36.69

IV.2.9. Les schémas de ferraillage des poteaux :



VI.3. Ferrailage des poutres :

VI.3.1. Introduction :

Le dimensionnement des armatures dans les poutres représente une étape essentielle lors de la conception et de la réalisation d'une structure. En tant qu'éléments horizontaux, les poutres sont principalement sollicitées par des moments fléchissants et des efforts tranchants.

Le but du ferrailage est de conférer à ces éléments une capacité suffisante pour résister aux sollicitations mécaniques induites par les charges. Cela se fait par l'intégration d'armatures en acier dans le béton, disposées de manière judicieuse selon la répartition des efforts le long de la poutre, tant en hauteur qu'en longueur.

Le choix et le dimensionnement du ferrailage tiennent compte de plusieurs paramètres : les charges appliquées, les contraintes admissibles, la portée de la poutre, les limitations de déformation, les conditions aux appuis, ainsi que les règles et normes en vigueur, telles que le CBA 93 et le RPA 99 version 2024.

VI.3.2. Les combinaisons de charges :

- Selon le CBA93 : [2]

Situation durable :

ELU : $1,35G+1,5Q$.

ELS : $G+Q$.

- Selon le RPA 2024 : [1]

Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + \Psi.Q + E_1 \\ G + \Psi.Q + E_2 \end{array} \right.$$

Tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_1 = \pm E_x \pm 0,3E_y \\ E_2 = \pm 0,3E_x \pm E_y \end{array} \right.$$

VI.3.3. Ferrailage longitudinal :

• Recommandations selon RPA 2024 : [1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement

- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_L , est de : $60 \phi_L$ en zone VI.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90.

Les armatures longitudinales sont déterminées en tenant compte des deux situations suivantes :

- **Situation durable :**

Béton : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30$ Mpa ; $\sigma_{bc} = 17$ Mpa

Acier : $\gamma_s = 1,15$; $f_{c28} = 30$ Mpa ; $\sigma_{bc} = 435$ Mpa

- **Situation accidentelle :**

Béton : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 30$ Mpa ; $\sigma_{bc} = 21,25$ Mpa

Acier : $\gamma_s = 1$; $f_{c28} = 30$ Mpa ; $\sigma_{bc} = 500$ Mpa

Pour le calcul des armatures requises dans les poutres, nous avons pris en compte les portiques dans les deux directions :

- Sens porteur : PP (50×30)
- Sens non porteur : PNP (35×30)

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections d'armatures calculées par le logiciel (**ROBOOT EXPERT**) pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

VI.3.3.1. Sens porteur : PP (50×30) :

Tableau VI.19. Ferrailage des poutres porteuses.

Situation	Section	Position	M_{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	c
Situation durable : 1,35G+1,5Q	50×30	Travée	101,38	5,2	0	7,5
		Appuis	-194,51	0	10,5	7,5
Situation accidentelle : G + 0,3Q ± E _x ± 0,3E _y	50×30	Travée	138,03	6,2	0	7,5
		Appuis	-193,13	0	8,8	7,5
Situation accidentelle : G + 0,3Q ± 0,3E _x ± E _y	50×30	Travée	183,2	8,4	0	7,5
		Appuis	-285,02	0	13,6	7,5

VI.3.3.2. Sens non porteur : PNP (35×30) :

Tableau VI.20. Ferrailage des poutres non porteuses.

Situation	Section	Position	M_{max} (KN.m)	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)
Situation durable : 1,35G+1,5Q	35×30	Travée	66,59	5,1	0	5,25
		Appuis	-92	0	7,3	5,25
Situation accidentelle : G + 0,3Q ± E _x ± 0,3E _y	35×30	Travée	199,83	15,2	0	5,25
		Appuis	-202,99	0	15,5	5,25
Situation accidentelle : G + 0,3Q ± 0,3E _x ± E _y	35×30	Travée	151,73	10,9	0	5,25
		Appuis	-172,57	0	12,7	5,25

Remarque :

Après avoir effectué le ferrailage des poutres soumises à la flexion simple, on constate que certaines poutres, présentent un ferrailage plus faible que celui obtenu sous l'effet des charges thermiques. Ces effets thermiques concernent uniquement les poutres périphériques. Ainsi, on retiendra le ferrailage le plus grand entre les deux cas.

VI.3.4. Choix des armatures :

Le ferrailage choisit est regroupé dans le dans les tableaux suivants :

- Les poutres périphériques et les poutres de la terrasse :

Tableau VI.21. Choix des armatures des poutres périphériques et les poutres de la terrasse.

Elément	Section (cm ²)	A _s ^{max} (cm ²) Z.C	A _s ^{max} (cm ²) Z.R	Position	A _s ^{cal} (ΔT) (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Poutre porteuse	50×30	60	90	Travée	13,5	8,4	7,5	3T20+3T16	15,46
				Appuis	20,4	13,6	7,5	6T20+2T14	21,93
Poutre non porteuse	35×30	60	90	Travée	14,7	15,2	7,5	3T20+3T16	15,46
				Appuis	16,8	12,7	7,5	5T20+1T16	17,72

- Les poutres intermédiaires :

Tableau VI.22. Choix des armatures des poutres intermédiaires.

Elément	Section (cm ²)	A _s ^{max} (cm ²) Z.C	A _s ^{max} (cm ²) Z.R	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
Poutre porteuse	50×30	60	90	Travée	8,4	7,5	3T20	9,42
				Appuis	13,6	7,5	3T20+3T14	14,04
Poutre non porteuse	35×30	60	90	Travée	15,2	7,5	3T20+3T16	15,46
				Appuis	12,7	7,5	3T20+2T16	13,44

VI.3.5. Les vérifications :**VI.3.5.1. Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa} ; f_e = 500 \text{ Mpa.}$$

Tableau VI.23. Vérification de la condition de non fragilité.

Elément	Section (cm ²)	A _s ^{adp} _{min} (cm ²)	A _s ^{CNF} (cm ²)	Observation
Poutre porteuse	50×30	9,42	1,49	Vérifiée
Poutre non porteuse	35×30	13,44	1,04	Vérifiée

VI.3.5.2. Vérification vis à vis de l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous l'effet de (M_{ser}, N_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa.}$$

- Acier :

$$\sigma_s = \frac{M_{ser} \cdot \eta}{I} (d-y) \leq \bar{\sigma}_s$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e, \max (1/2 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}))$ donc $\bar{\sigma}_s = 250 \text{ Mpa.}$

- Position de l'axe neutre :

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

- Moment d'inertie :

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

Tableau VI.24. Vérification des poutres intermédiaires à l'ELS.

Elément	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ _s (Mpa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _{bc} (Mpa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	Observation
Poutre porteuse	50×30	Travée	58,97	50,2	250	4,2	18	Vérifiée
		Appuis	-107,76	75	250	6,2	18	Vérifiée
Poutre non porteuse	35×30	Travée	48,55	52,5	250	5,8	18	Vérifiée
		Appuis	-66,9	76,8	250	8,7	18	Vérifiée

VI.3.5.3. Vérification thermique :

D'après le règlement CBA93, une étude thermique s'impose pour toute structure présentant des dimensions en plan supérieures à 30 mètres, afin d'évaluer ses performances thermiques.

En présence de variation de température, l'allongement ou le rétrécissement de la poutre est évalué à l'aide de la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta l = \alpha l_0 \Delta T \dots\dots (1) \\ \varepsilon = \frac{\Delta T}{l_0} \dots\dots\dots (2) \end{array} \right.$$

En remplaçant l'équation (2) dans l'équation (1), on obtient : $\varepsilon = \alpha \Delta T \dots\dots (3).$

La contrainte est évaluée par la loi de Hooke qui est valable que dans le domaine élastique :

$$\sigma = E \times \varepsilon \times \Delta T \dots\dots (4)$$

En substituant l'équation (3) dans l'équation (4) , on trouve : $\sigma = E \alpha \Delta T$.

Avec :

Δl : Variation de la longueur de la poutre.

α : Coefficient de dilatation thermique. $\alpha = 10^{-5}$.

l_0 : La longueur de la poutre.

ΔT : Variation de la température. On prend $\Delta T = 20 \text{ C}^\circ$.

ε : La déformation thermique.

E : module de Young. $E = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$.

σ : La contrainte thermique.

$$\sigma = 2 \times 10^5 \times 10^{-5} \times 20$$

$$\sigma = 40 \text{ Mpa.}$$

Tableau VI.25. Vérification des poutres périphériques et les poutres de la toiture à l'ELS.

Elément	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KN.m)	σ_s (Mpa)	σ (Mpa)	$\sigma_s + \sigma$ (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Observation
Poutre porteuse	50×30	Travée	128,12	62,6	40	102,61	250	5,6	18	Vérifiée
		Appuis	-206,77	94,1	40	134,1	250	7,9	18	Vérifiée
Poutre non porteuse	35×30	Travée	65,83	8,1	40	48,1	250	2,5	18	Vérifiée
		Appuis	-84,37	30,4	40	70,4	250	4,1	18	Vérifiée

VI.3.5.4. Vérification de l'effort tranchant :

Vérification de la contrainte de cisaillement :

La contrainte de cisaillement est calculée au niveau de l'axe neutre et s'exprime en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime, selon la relation suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

T_u : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée.

b : La largeur de la section étudiée.

d : La hauteur utile.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

- Selon le CBA93 : (Fissuration préjudiciable) : [2]

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}).$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.26. Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poutres.

Elément	Section (cm ²)	T _u (KN)	τ _u (Mpa)	$\bar{\tau}_u^{\text{CBA93}}$ (Mpa)	Observation
Poutre porteuse	50×30	160,02	1,19	3	Vérifiée
Poutre non porteuse	35×30	87,52	0,93	3	Vérifiée

VI.3.5.5 Vérification de la flèche :

La flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f_{\text{adm}}$.

$$\text{Avec : } f_{\text{adm}} = \begin{cases} f_{\text{adm}} = 0,5 + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m.} \\ f_{\text{adm}} = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m.} \end{cases}$$

- Poutre porteuse (50×30) : $f_{\text{adm}} = 0,5 + \frac{675}{1000} = 1,17 \text{ cm.}$
- Poutre non porteuse (35×30) : $f_{\text{adm}} = \frac{445}{500} = 0,89 \text{ cm.}$

f_i : la flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

❖ Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :

$$f_i = \frac{M_{\text{ser}} \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}}$$

❖ Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_{\text{ser}} \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}}$$

❖ Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \\ I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \end{array} \right. ; \left\{ \begin{array}{l} \delta = \frac{A_s}{b_0 d} \\ \mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} \\ \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s d} \end{array} \right.$$

- **Calcul de la flèche par la méthode analytique :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.27. Vérification de la flèche pour les poutres périphériques et les poutres de la toiture.

Elément	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	50×30	128,12	15,46	0,011	62,6	2,18	0,87	0,185	405260
Poutre non porteuse	35×30	65,83	15,46	0,016	8,1	1,5	0,6	0,439	152639,9

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf _T (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
317669,78	349076,19	5,38	14,68	9,3	11,7	Vérifiée
101238,4	120816,76	3,77	9,47	5,7	8,9	Vérifiée

Tableau VI.28. Vérification de la flèche pour les poutres intermédiaires.

Elément	Section (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	δ	σ _s (Mpa)	λ _i	λ _v	μ	I ₀ (cm ⁴)
Poutre porteuse	50×30	58,97	9,42	0,007	50,2	3,43	1,37	0,104	369020
Poutre non porteuse	35×30	48,55	15,46	0,016	52,5	1,5	0,6	0,27	152639,9

I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	f _i (mm)	f _v (mm)	Δf _T (mm)	f _{adm} (mm)	Observation
299193,64	322999,09	2,63	7,3	4,67	11,7	Vérifiée
119504,55	131359,64	2,35	6,42	4,07	8,9	Vérifiée

IV.3.6. Ferraillage transversal :

Le ferraillage transversal des poutres est réalisé avec des aciers à haute adhérence de type FeE500, conformément aux normes en vigueur, notamment le CBA93 et le RPA99 version 2024.

- **Selon le CBA93 : [2]**

$$\left\{ \begin{array}{l} S_i \leq \text{Min} (0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{b S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28} K}{0,8 f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa} \right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales.

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

• **Selon le RPA 2024 : [1]**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = (0,003).s.b \\ S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5 \text{ cm}; 6\phi_l \right) \text{ Zone critique (zone nodale).} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Hors de la zone critique (zone courante).} \\ S_t = \min (h/4 ; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l)$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.29. Calcul des armatures transversales.

Elément	Section	τ_u (Mpa)	S_t^{CBA93} (cm)	S_t^{RPA} (cm)		S_t^{adp} (cm)		A_t (cm ²)	Choix	A_t^{adp} (cm ²)
				Z.C	Z.N	Z.C	Z.N			
Poutre porteuse	50×30	1,19	40	8,4	25	10	15	1,35	4T8	2,01
Poutre non porteuse	35×30	0,93	28,35	8,75	17,5	10	15	1,35	4T8	2,01

VI.3.7. Longueur de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕ_l , est de :

$$L_r = 60 \phi_l \text{ en zone VI [1]}$$

Pour :

- $\phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 84 \text{ cm.}$
- $\phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 96 \text{ cm.}$
- $\phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 120 \text{ cm.}$

VI.3.8. Arrêt des barres :

- Pour les armatures inférieures : $h \leq L/10$.
- Pour les armatures supérieures : $\left\{ \begin{array}{l} L^{\max}/4 \dots\dots \text{Pour l'appuis en travée de rive.} \\ L^{\max}/5 \dots\dots \text{Pour l'appuis en travée intermédiaire.} \end{array} \right.$

Avec : $L = \text{Max} (L \text{ gauche ; } L \text{ droite})$.

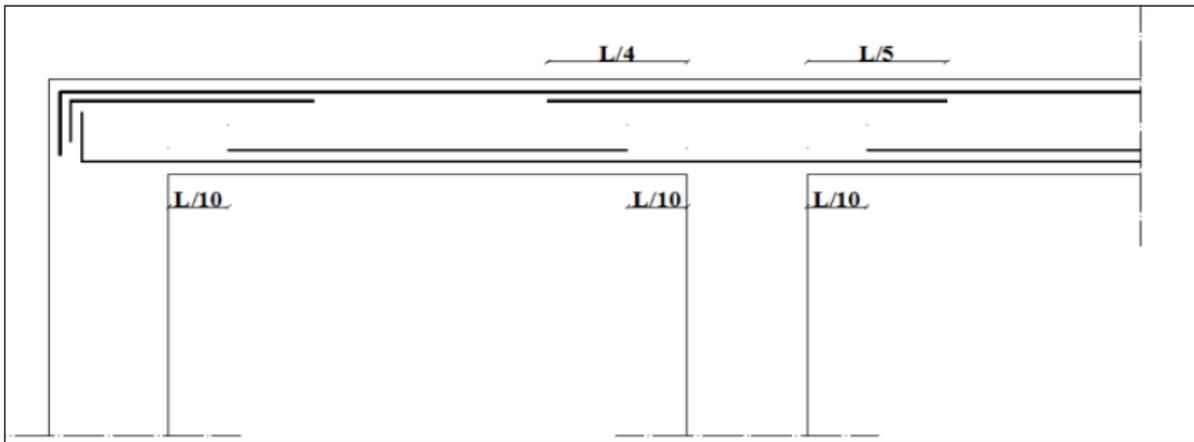
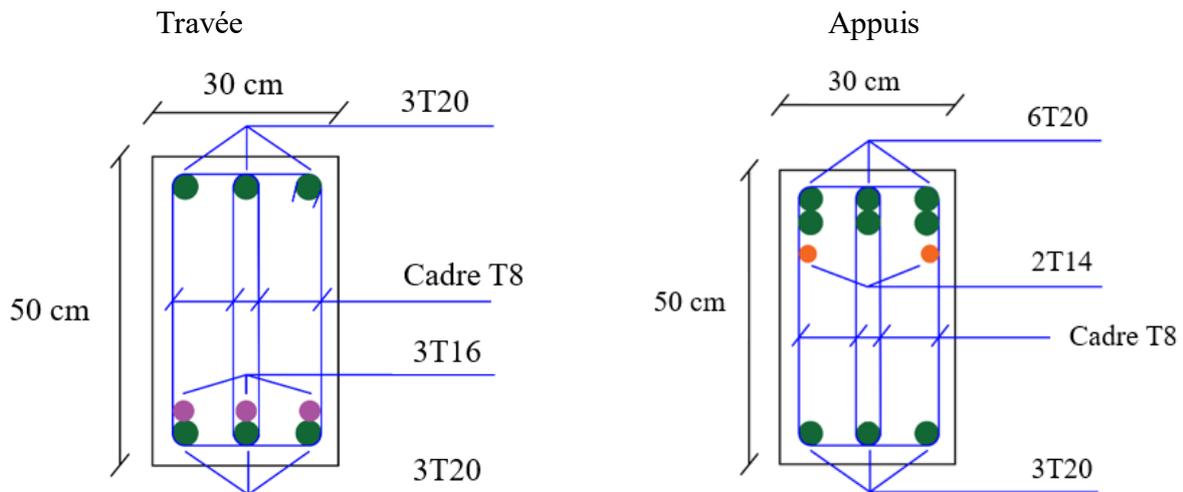


Figure VI.1. Arrêt des barres.

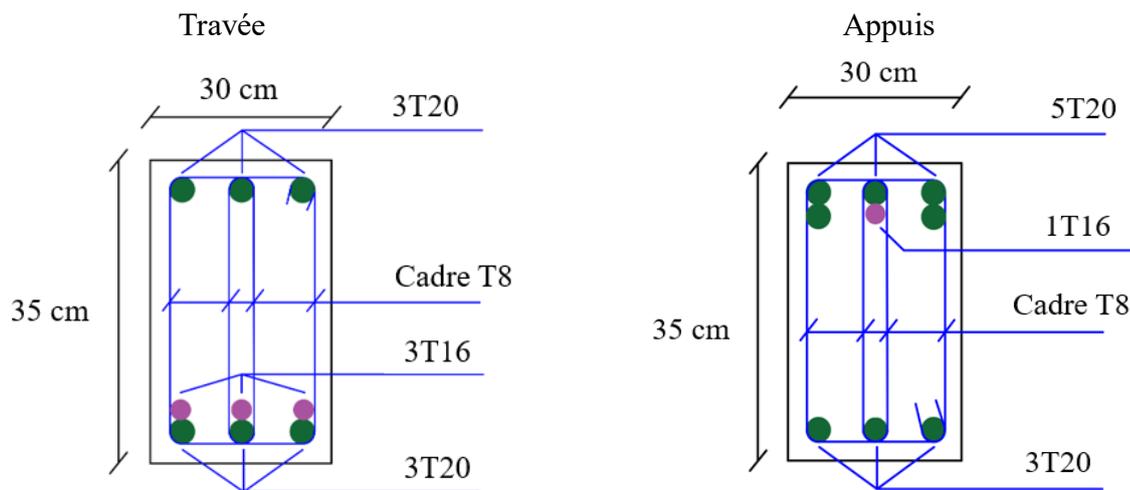
VI.3.9. Les schémas de ferraillage :

Ferraillage des poutres périphériques :

Poutres porteuses

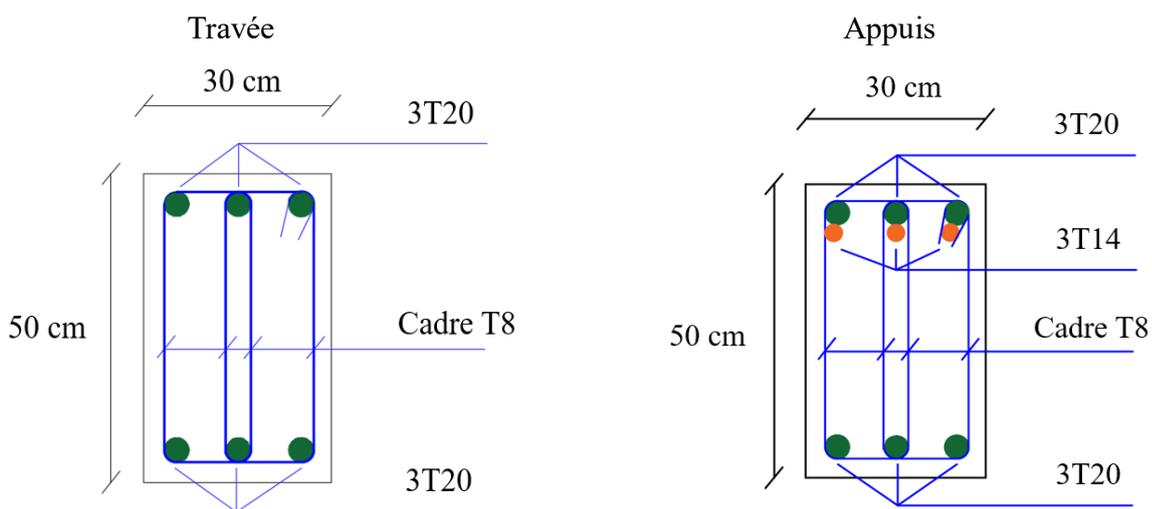


Poutres non porteuses

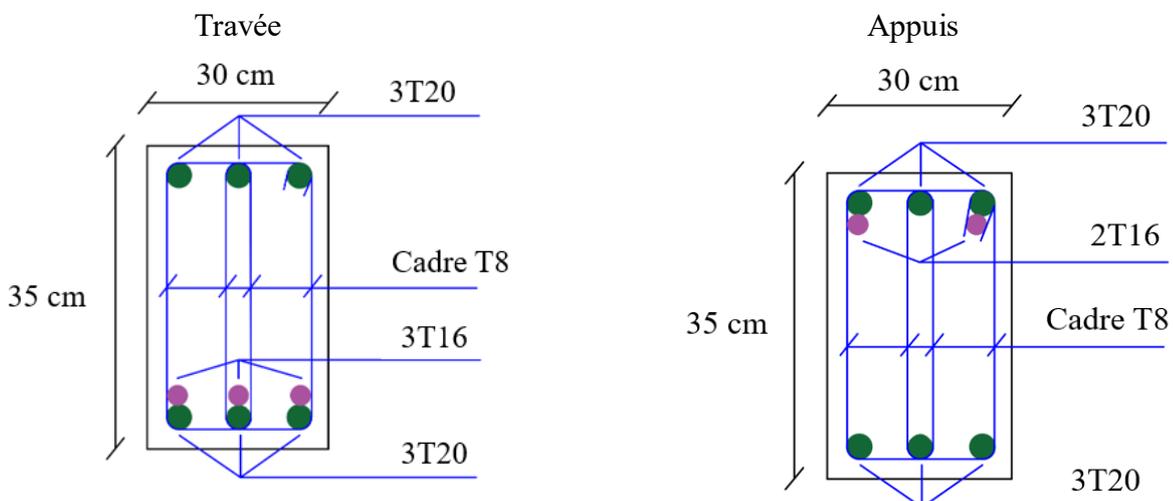


Ferraillage des poutres intermédiaires :

Poutres porteuses



Poutres non porteuses



VI.4. Ferrailage des voiles :

VI.4.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments structuraux verticaux conçus pour reprendre à la fois les charges verticales (comme le poids propre ou les charges d'exploitation) et les charges horizontales (telles que les actions sismiques ou du vent). Ils présentent généralement une section rectangulaire avec une épaisseur faible par rapport à leur longueur, ce qui leur confère une grande rigidité dans la direction perpendiculaire à leur plan.

Cette particularité impose une disposition des voiles dans les deux directions principales du bâtiment afin d'assurer une stabilité et une résistance adéquates dans les deux plans horizontaux.

On distingue deux types de voiles :

- Les voiles pleins (sans ouverture) ;
- Les voiles avec ouvertures, constitués de linteaux (au-dessus des baies) et de trumeaux (entre les baies).

Le ferrailage des voiles dépend de leur configuration :

- Les voiles pleins et les trumeaux sont ferrillés comme des éléments soumis à la flexion composée ;
- Les linteaux, quant à eux, sont généralement dimensionnés à la flexion simple avec prise en compte de l'effort tranchant.

Les combinaisons d'actions utilisées pour le dimensionnement sont généralement les suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$ (combinaisons gravitaires de type ELU) ;
- $G + Q \pm 1,3E$ (combinaisons sismiques).

VI.4.2. Le calcul du ferrailage :

Le dimensionnement des voiles vise à déterminer les armatures nécessaires pour assurer la résistance, la ductilité et la durabilité de l'élément, en accord avec le Règlement Parasismique Algérien 2024. Il s'appuie sur les efforts internes (effort normal, moment fléchissant, effort tranchant) issus du modèle global de la structure.

Le RPA 2024 impose les vérifications suivantes :

- La flexion simple ou composée (effort normal + moment), pour le calcul des armatures longitudinales ;
- L'effort tranchant, pour le dimensionnement des armatures transversales ;
- Le confinement des zones de rive, essentielles à la ductilité locale ;
- Le respect des conditions de ductilité globale, selon la zone sismique et la catégorie de la structure.

Ces exigences visent à garantir un comportement sismique sûr et à éviter les ruptures fragiles.

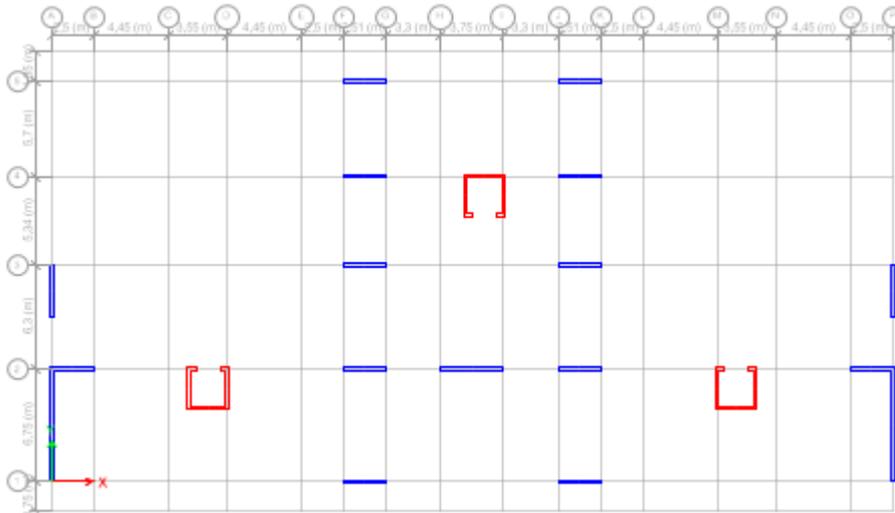


Figure V.2. Plan de repérage des voiles.

VI.4.3. Vérification de la condition de l’effort normal réduit :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,4 \text{ [1]}$$

Avec

- v_d : L’effort normal réduit.
- N_d : Effort normal de calcul s’exerçant sur une section, en (N)
- B_c : Section du poteau en (mm²)
- F_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} = \frac{3947.95}{3355 \times 30} = 0.039 < 0.4$$

VI.4.4. Évaluation des diagrammes des moments de calcul (ferraillage) :

Les voiles sont considérés comme élancés lorsque le rapport est vérifié. Dans ce cas, le diagramme du moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est défini par une enveloppe linéaire issue du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de la structure. Ce diagramme est ensuite translaté verticalement (translation correspondant à la traction) d’une distance égale à la hauteur critique de la zone considérée du voile. Cette méthode permet de prendre en compte les effets de second ordre liés à l’élancement des voiles

VI.4.4.1. Vérification de la condition d’élancement : [1]

$$\frac{h_w}{l_w} > 2$$

Avec :

- h_w : La hauteur totale du voile.

l_w : La longueur du voile.

On a : $h_w = 38.88 \text{ m}$; $l_w = 3.75 \text{ m}$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{38.88}{3.75} = 10,36 > 2 \rightarrow \text{Voiles élancés}$$

VI.4.5. Calcul de la hauteur de la zone critique de voile H_{cr} :

La hauteur de la zone critique, située immédiatement au-dessus de la base du voile, représente une zone soumise à des sollicitations sismiques importantes. Selon le RPA 2024, elle est déterminée par la relation suivante :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right) \quad [1]$$

Et

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux} \\ 2 \cdot h_e : \text{pour } n \geq 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

Avec :

- h_e : la hauteur libre, de chaque niveau
- h_w : la hauteur totale de voile

On a : $h_w = 38,88 \text{ m}$; $l_w = 3,75 \text{ m}$; $h_e = 3,24 \text{ m}$

$$h_{cr} = \max \left(3.75 ; \frac{38.88}{6} = 6.48 \right) \Rightarrow h_{cr} = 6.48 \text{ m}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 7.5 \\ 6.48 : \text{pour } n \geq 6 \text{ niveaux} \end{cases}$$

$$h_{cr} = 6.48 \leq 6.48 \Rightarrow h_{cr} = 6.48 \text{ m}$$

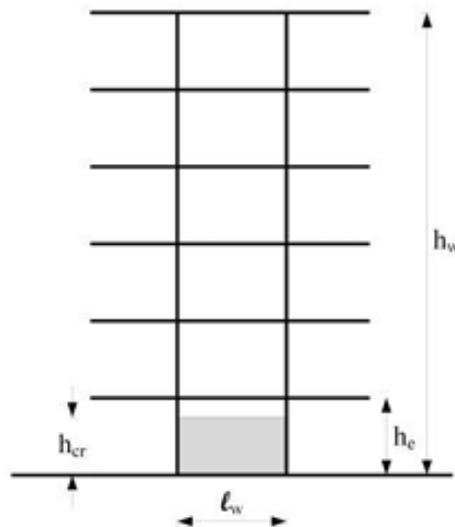


Figure VI.3. Zone critique a la base du voile.

VI.4.6. Enveloppe du diagramme des moments fléchissant :

L'enveloppe du diagramme des moments fléchissant illustre la variation maximale des moments le long de la hauteur du voile. Elle se compose du diagramme obtenu par l'analyse, d'une enveloppe linéaire simplifiée, puis d'une enveloppe de calcul décalée d'une hauteur pour tenir compte des effets sismiques et des voiles élancés

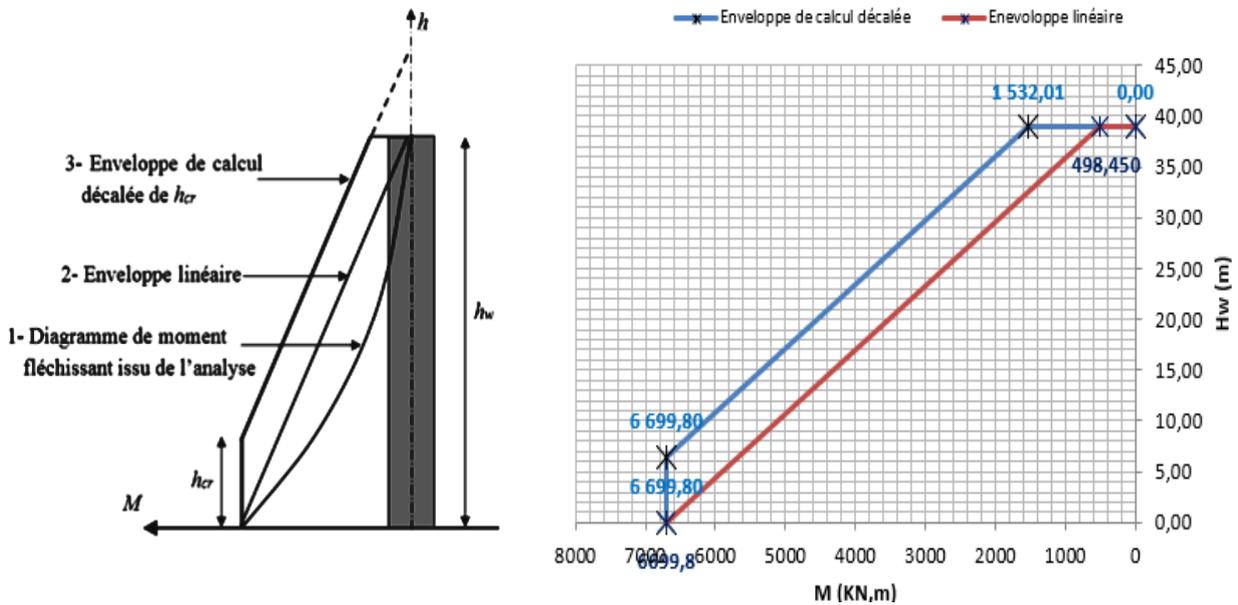


Figure VI.4. Enveloppe de calcul des moments fléchissant du voile.

VI.4.7. Dimensionnement des éléments de rive :

Le dimensionnement des éléments de rive des voiles consiste à confiner le béton aux extrémités sur une longueur l_c . Cette longueur est mesurée depuis le bord du voile jusqu'au point où la déformation atteint la déformation critique du béton. $\epsilon_{cu} = 0.35 \%$ Ce confinement permet d'assurer la résistance et la ductilité des voiles sous sollicitations sismiques, garantissant un bon comportement en zone plastifiée.

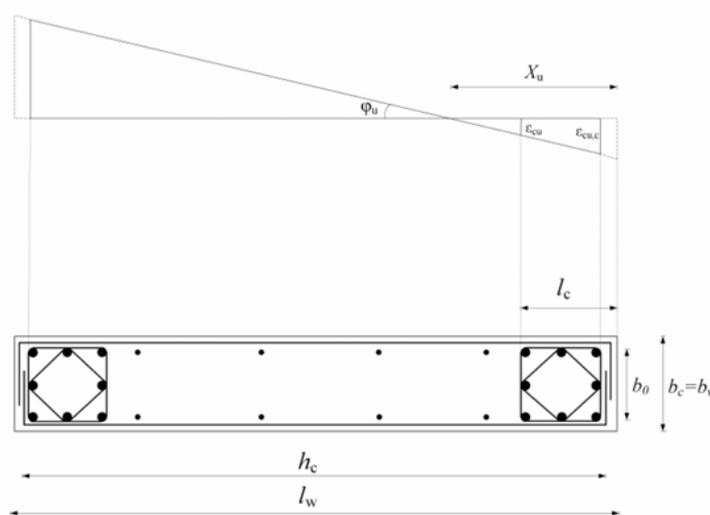


Figure VI.5. Élément de rives pour les voiles.

- **Longueur confinée (l_c) : [1]**

$$l_c \geq \max (0.15 l_w ; 1.5b_w)$$

Avec :

- b_w : la largeur de l'âme du voile
- l_w ; la longueur de voile

On a ; $b_w = 20 \text{ cm}$; $l_w = 6.75 \text{ m}$

$$l_c \geq \max (0.15 \times 6.75 = 1.0125 ; 1.5 \times 0.2 = 0.3) \Rightarrow l_c \geq 101.25 \text{ cm}$$

On opte ; $l_c = 101.25 \text{ cm}$

- **Épaisseur confinée (b_c) :**

$$\text{Si } l_c \leq \min(2b_w ; 0.2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15}$$

$$\text{Si } l_c \geq \max(2b_w ; 0.2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10}$$

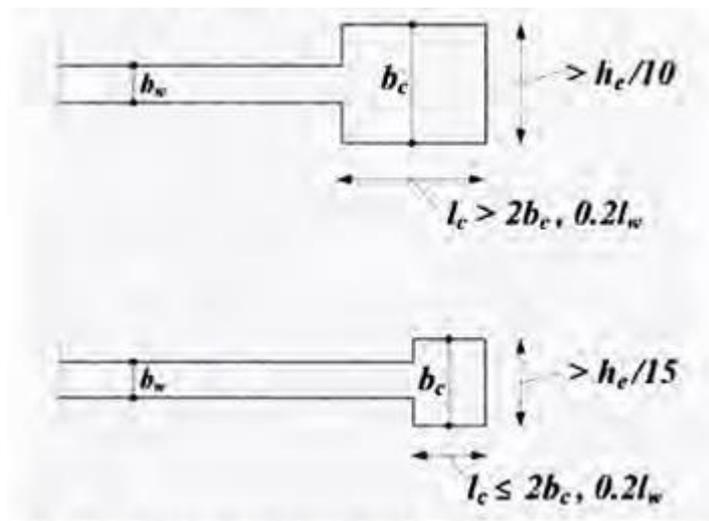


Figure VI.6. Épaisseur minimale des éléments de rive.

On a : $b_w = 20 \text{ cm}$; $l_w = 6.75 \text{ m}$; $l_c = 101.25 \text{ cm}$

$$b_c \geq \frac{h_e}{15} \rightarrow b_c \geq 21.6 \text{ cm.}$$

On opte ; $b_c = 55 \text{ cm.}$

- **Calcul des armatures longitudinales dans les éléments de rive :**

Le calcul des armatures longitudinales des éléments de rive se fait en considérant la section du voile soumise à une flexion composée. Cette flexion résulte de l'action simultanée d'un effort normal axial et d'un moment fléchissant, ce qui permet de dimensionner correctement les aciers longitudinaux afin de garantir la sécurité et la ductilité de l'élément.

Les efforts appliqués sont :

- Effort normal : $N_u = 3947,95 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 6699,80 \text{ KN.m}$

$$A_s = 12.30 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix proposés des armatures : } 4T20+12T16 = 36.69\text{cm}^2$$

• **Vérification du pourcentage des armatures longitudinales dans les éléments de rive :**

Il est essentiel de vérifier que le pourcentage des armatures longitudinales disposées dans les éléments de rive respecte les exigences réglementaires. Selon les recommandations, ce pourcentage ne doit pas être inférieur à 0,5 % de la surface de la zone confinée, afin de garantir une bonne capacité de ductilité et d'assurer un comportement adéquat en situation sismique. Cette vérification permet de s'assurer que la section est suffisamment armée pour résister aux sollicitations critiques et éviter des modes de rupture prématurés

$$A_s > 0,5 \% (l_c \times b_c)$$

$$\text{On a : } l_c = 56 \text{ cm ; } b_c = 55$$

$$A_s = 33.57 > 0.5\% l_c b_c = \frac{0.5}{100} \cdot 56 \times 55 = 15.4$$

• **Armatures transversales dans les éléments de rive :**

Les barres verticales des éléments de rive devraient être confinées avec des cadres et/ou des épingles horizontales dont l'espacement vertical ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

$$s_t < \min \left(\frac{b_c}{3} ; 12.5 \text{ cm} ; 6\phi_l \right) \quad [1]$$

$$s_t < \min \left(\frac{55}{3} = 18.33 \text{ cm} ; 12.5 \text{ cm} ; 6 \times 1.6 = 9.6 \text{ cm} \right) = 10 \text{ cm}$$

Les armatures de confinement dans les éléments de rive, mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, qui doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} doivent satisfaire :

$$A_t \geq 0.09 s_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \quad [1]$$

$$A_t \geq 0.3 s_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \quad [1]$$

Avec :

- b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'éléments de rive
- (A_g/A_c) représenté le rapport de la surface totale de l'éléments de rive sur sa surface confinée

$$A_t \geq 0.09 \times 10 \times 55 \cdot \frac{30}{500} = 2.97 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 0.3 \times 10 \times 55 \cdot \left(\frac{3355}{2800} - 1 \right) \frac{30}{500} = 1.96 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 6T10= 4.71 cm²

VI.4.8. Ferrailage de l'âme :

Le ferrailage de l'âme comprend des armatures verticales et horizontales.

- Aciers verticaux :

Elles doivent être formées de deux nappes reliées par des étriers espacés d'environ 500mm. Le diamètre des barres doit vérifier la condition suivante :

$$8 \text{ mm} \leq \varphi_{max} \leq \frac{b_w}{8} \quad [1]$$

On a : $b_w = 20 \text{ cm}$

$$8 \text{ mm} \leq \varphi_{max} \leq \frac{b_w}{8} = 25 \text{ mm}$$

L'espacement maximal des barres est de 250 mm ou 25 fois le diamètre des armatures, selon la plus petite valeur.

$$s_v \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

- Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent être équipées de crochets ou ancrées correctement aux extrémités. Le ferrailage horizontal doit être vérifié par la formule suivante :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \quad [1]$$

Tel que :

$$\bar{V} = 1.4 V_u : \text{effort tranchant de calcul}$$

L'espacement des barres horizontales doit satisfaire la condition suivante :

$$S_h \leq \min(1,5b_w, 25\text{cm}) = 25$$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans l'âme du voile est de 0,2%.

$$A_h, \min = 0.2\% \times s_h b_w$$

Tableau VI.30. Choix des barres pour le ferrailage horizontal.

sh (cm)	A _{h,min} (cm ²)	Choix des barres
20	0,8	4T10

VI.4.9. Vérification de la condition de ductilité locale : [1]

Conformément aux prescriptions de l'article 7.7.5 du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024), la vérification de la ductilité locale dans les voiles en béton armé de section rectangulaire impose le contrôle du rapport mécanique volumique des armatures de confinement dans les zones de rive.

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (V_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 20$$

Avec :

- μ_{ϕ} : valeur requise de coefficient de ductilité en courbure

Valeur de déformation à la limite élastique de l'acier, donnée comme suit : [1]

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s}$$

- E_s : module d'élasticité de l'acier
- V_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire

$$\varepsilon_{sy} = 0.0025$$

Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes : [1]

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot bw} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section du voile ($hc \cdot bw$)
- f_{yd} : Valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier
- f_{cd} : Valeur de calcul de la résistance du béton à la compression

Donc :

$$\omega_v = 0.11$$

Coefficient d'efficacité de confinement : [1]

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \left(\frac{b_i^2}{6b_0 h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{t}{2b_0} \right) \left(1 - \frac{t}{2h_0} \right) \end{cases}$$

- n : nombre totale de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles ;
- b_i : Distance entre des barres maintenues consécutives
- b_0, h_0, t : Grandeurs géométriques

Donc :

$$\begin{cases} \alpha_n = 0.93 \\ \alpha_s = 0.84 \end{cases}$$

Le coefficient de ductilité en courbure : [1]

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & ; si T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & ; si T_0 < T_2 \end{cases}$$

- M_{ED} : le moment fléchissant issu de l'analyse a la base du mur
- M_{RD} : la résistance a la flexion de calcul.

Donc :

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} \quad ; si T_0 < T_2$$

$$\mu_\phi = 5.34$$

La position de l'axe neutre :

$$\chi_u = (V_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0} \quad [1]$$

$$\chi_u = 103.13 \text{ cm}$$

La longueur comprimée des parties de rive :

$$l_{c,calcul} = \chi_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu,c}} \right)$$

Avec :

$$- \varepsilon_{cu} = 0.0035$$

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.0035 + 0.1 \omega_{wd} = 0.018$$

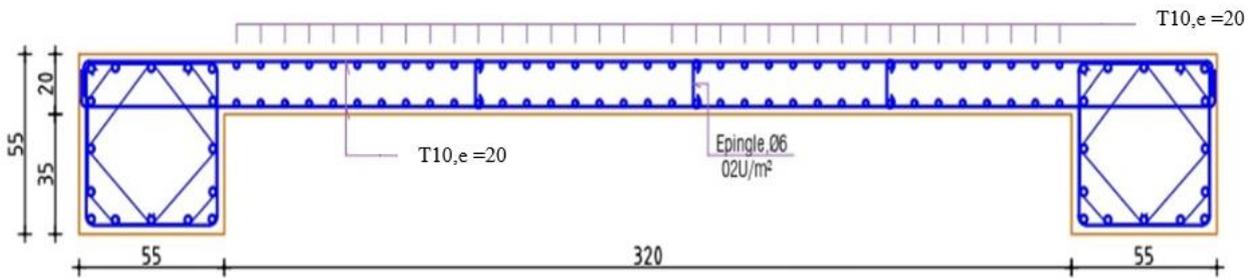
La condition est vérifiée car :

- $l_{c,calcul} \geq \max(0.15 l_w; 1.5 b_w)$
- $1 \geq \max(0.15 \times 3.75; 1.5 \times 20)$
- $79.44 \geq 56.25 \text{ cm} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée

Tableau VI.31. le ferraillage au-dessus de la zone critique

Niveau	Z(m)	N (KN)	M(KN.m)	$A_s(\text{cm}^2)$	Choi des barres
0	0	ZONE CRITIQUE		36.27	4T20+12T16
1	3.24			36.27	4T20+12T16
2	6.48			36.27	4T20+12T16
3	9.72	3341.85	3752.98	28.65	4T20+8T16
4	12.96	3246.22	3208.99	20.61	4T20+4T16
5	16.20	2885.15	2481.71	20.61	4T20+4T16
6	19.44	2708.58	2261.13	16.08	8T16
7	22.68	2313.46	1830.30	16.08	8T16
8	25.92	1913.80	1518.51	16.08	8T16
9	29.16	1275.97	1315.60	16.08	8T16
10	32.40	848.67	1225.38	16.08	8T16
11	35.64	612.59	831.17	16.08	8T16
12	38.88	301.23	498.45	16.08	8T16

VI.4.10. Les schémas de ferraillage :



VII.1. Introduction :

Les fondations sont des éléments structurels conçus pour transférer vers le sol l'ensemble des charges issues de la superstructure. Cela inclut les charges permanentes, les surcharges d'exploitation ainsi que les effets liés au climat et aux actions sismiques. On distingue plusieurs types de fondations :

- ❖ Fondations superficielles.
 - Semelles isolées.
 - Semelles filantes.
 - Radier général.
- ❖ Fondations semi-profondes.
- ❖ Fondations profondes.

VII.2. Choix de type de fondations :

Le choix du type de fondation à adopter dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- Le type de structure à réaliser.
- La nature, la composition et l'homogénéité du sol porteur.
- Les considérations économiques.
- Les efforts transmis à la base de l'ouvrage.
- La contrainte admissible du sol
- La classification géotechnique du terrain.
- Les considérations économiques.

Pour notre projet, l'étude géotechnique du site a déterminé une contrainte admissible de 2,5 bars, selon le rapport de sol.

VII.3. Calcul des fondations :

Afin de garantir à la fois la sécurité et l'économie, tout en respectant les caractéristiques de l'ouvrage. L'étude débute par l'évaluation des fondations superficielles (semelles isolées, filantes, radier), chacune étant soumise à des vérifications spécifiques.

On suppose que l'effort normal transmis par la superstructure est appliqué au centre de gravité (C.D.G) de la fondation. La vérification se fait selon la condition suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal à l'ELS appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

VII.3.1. Semelle isolée :

On adopte une semelle homothétique, c'est-à-dire une semelle dont les dimensions respectent la proportion suivante : $\frac{A}{B} = \frac{a}{b}$, où A et B sont les dimensions de la semelle, et a et b celles de la base du poteau.

Pour les poteaux carrés : $a = b$ donc $A = B \rightarrow S = A^2$.

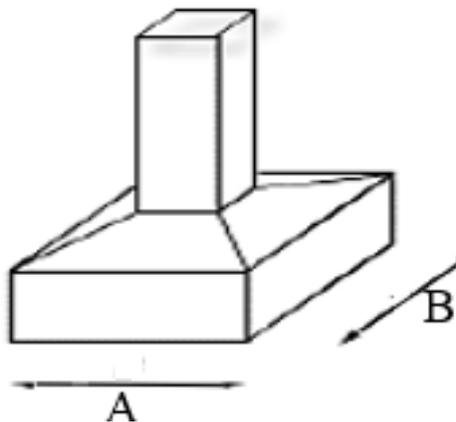


Figure VII.1. Semelle isolée.

Afin de garantir la validité du choix d'une semelle isolée, on sélectionne le poteau le plus sollicité de la structure et l'on vérifie que :

$$\sigma_s = \frac{N_{ser}}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_{semelle} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{4439,678}{2 \times 100} = 22,2 \text{ m}^2.$$

$$A = B = \sqrt{S} = 4,71 \text{ m}.$$

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{\min} \geq 1,5 B.$$

Avec :

L_{\min} : l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $L_{\min} = 2,5 < 1,5 B = 7,07 \dots \dots$ Condition non vérifiée.

Conclusion :

On a trouvé qu'il y'a un chevauchement des semelles, donc on passe à l'étude d'une semelle filante.

VI.3.2. Semelle filante :

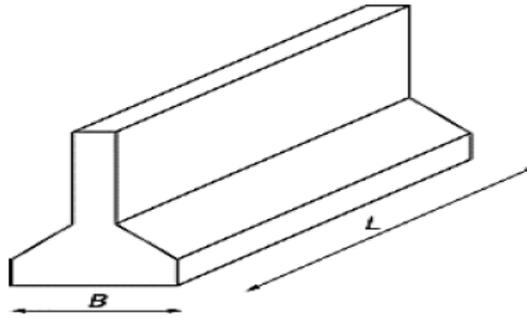


Figure VII.2. Semelle filante.

Les efforts pris en compte pour le dimensionnement de la semelle filante correspondent à la somme des efforts transmis par les poteaux et les voiles au portique le plus sollicité au niveau des fondations.

On doit vérifier que : $\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S}$

Avec :

$$N = \sum N_i$$

$$S = B \times L_{\text{Total}}$$

B : Largeur de la semelle.

L_{Total} : Longueur de la file le plus sollicité.

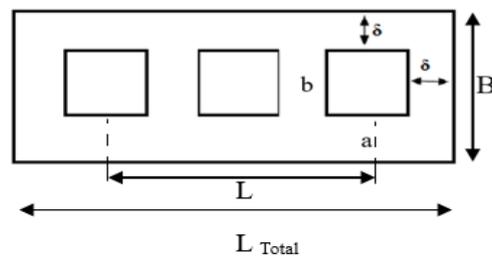


Figure VII.3. Schéma représentatif d'une semelle filante.

$$\rightarrow B \geq \frac{N}{L_{\text{Total}} \sigma_{sol}}$$

$$N = 48509,651 \text{ KN ;}$$

$$L_{\text{Total}} = L_{\text{entre axe}} + a_{\text{poteaux}} + 2\delta$$

On prend : $\delta = 30 \text{ cm}$.

$$L_{\text{Total}} = 50,27 + 0,6 + 2 \times 0,3$$

$$L_{\text{Total}} = 51,47 \text{ m.}$$

$$B \geq \frac{48509,651}{51,47 \times 200} = 4,71 \text{ m.}$$

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :

$$L_{\min} \geq 2 B.$$

L_{\min} : l'entre axe minimum entre deux poteaux.

On a : $L_{\min} = 3,8 < 2 B = 9,42$ Condition non vérifiée.

Conclusion :

Les largeurs des semelles filantes couvrent plus de la moitié de l'assise, ce qui peut provoquer le chevauchement des zones de rupture du sol entre elles. Cela augmente le risque d'instabilité, d'où la nécessité de passer à un radier général.

VII.3.3. Radier général :

Le radier est une dalle en béton armé qui couvre toute la surface de la construction. Il peut être soit plein et épais, soit nervuré, c'est-à-dire renforcé par des nervures croisées permettant de réduire son épaisseur.

L'effort normal que doit supporter le radier correspond à la somme des efforts verticaux transmis par l'ensemble des poteaux.

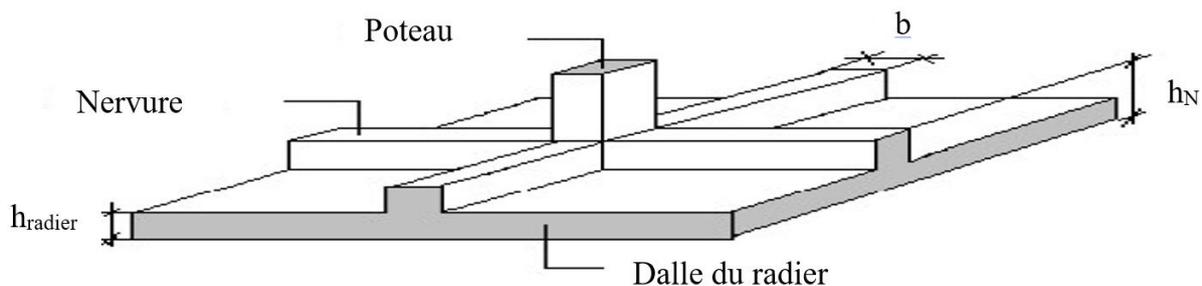


Figure VII.4. Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VII.3.3.1. Surface nécessaire :

La surface du radier est déterminée à partir de la condition suivante : $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{Sol}}$

$$\text{Tel que : } \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{néc}}} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol}} \rightarrow S_{\text{néc}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}}$$

$$N_{\text{ser}} = 214509,3892 \text{ KN.}$$

$$S_{\text{néc}} \geq \frac{214509,3892}{2 \times 100} = 1072,55 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{bat}} = 1846,06 \text{ m}^2.$$

$$\frac{S_{\text{néc}}}{S_{\text{bat}}} \text{ Doit être } \geq 50\%$$

$$\frac{1072,55}{1846,06} = 58\% > 50\% \rightarrow \text{On opte pour un radier général.}$$

Avec un débord de 50 cm de chaque côté.

$$\text{La surface du débord est : } S_{\text{débord}} = 89,78 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 1935,84 \text{ m}^2.$$

VII.3.3.2. L'épaisseur du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire :**

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : la plus grande portée entre axe des poteaux.

$$h_1 \geq \frac{675}{20} = 33,75 \text{ cm.}$$

On prend $h_1 = 35 \text{ cm.}$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa}) = 3 \text{ Mpa.}$

$$T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u \times 1ml}{S_{radier}}$$

Avec :

$$N_u = 293824,39 \text{ KN.}$$

$L = 6,75 \text{ m}$; Pour une bande de 1 m.

$$\tau_u = \frac{q \times L}{2 \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{radier} \times b \times d} = \frac{N_u \times L}{2 \times S_{radier} \times b \times (0,9h)} \leq \bar{\tau}_u$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \times L \times 1ml}{2 \times S_{radier} \times b \times (0,9\bar{\tau}_u)} = \frac{293824,39 \times 10^3 \times 6750 \times 1000}{2 \times 1935,84 \times 10^6 \times 1000 \times (0,9 \times 3)} = 18,97 \text{ cm.}$$

$$h \geq \max(h_1 ; h_2) = 35 \text{ cm.}$$

Donc on prend $h = 35 \text{ cm.}$

- **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Tel que :

N_u : L'effort normal maximal.

μ_c : Périmètre de contour du l'aire du poteau sur le quel agit la charge dans le plan de la feuille moyen.

h : L'épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2 [(a+b) + 2h]$$

$$N_u \leq 0,045 (2a+2b+4h) \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 4652,524 \text{ KN.}$$

$$h \geq 87,57 \text{ cm.}$$

On prend $h_3 = 90 \text{ cm.}$

$$h_3 > (h_1 ; h_2)$$

Donc, soit on adopte une épaisseur de 90 cm pour toute la dalle du radier, soit on opte pour un radier nervuré.

Et pour des raisons économiques, la deuxième option a été retenue.

VII.3.3.3. Les nervures :

❖ La largeur des nervures :

- **Condition de coffrage :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{675}{10} = 67,5 \text{ cm.}$$

On prend $b = 70 \text{ cm}$ pour les deux sens (x-x et y-y).

❖ La hauteur des nervures :

- **Condition de la flèche :**

La hauteur de la nervure est calculée par la formule de la flèche suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq b \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow \frac{675}{15} \leq h_N \leq \frac{675}{10}$$

$$45 \leq h_N \leq 67,5 \text{ cm}$$

On prend $h_N = 55 \text{ cm.}$

- **Condition de poinçonnement :**

$$N_u \leq 0,045 \mu_c \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

Tel que :

N_u : L'effort normal maximal.

μ_c : Périmètre de contour de l'aire du poteau sur lequel agit la charge dans le plan de la feuille moyen.

h : L'épaisseur de la dalle.

$$\mu_c = 2 [(a+b) + 2h]$$

$$N_u \leq 0,045 (2a+2b+4h) \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b$$

$$N_u = 4652,524 \text{ KN.}$$

$$h_N \geq 87,57 \text{ cm.}$$

On prend $h = 90 \text{ cm.}$

- **Condition de rigidité :**

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par la relation suivante : $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Moment d'inertie de la section transversale du radier $I = \frac{bh^3}{12}$.

E : module de Young = 20 000 Mpa.

K : Coefficient de raideur de sol ($0,5 \text{ Kg/m}^3 \leq K \leq 12 \text{ Kg/m}^3$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ Pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12 \text{ Kg/m}^3 \rightarrow$ Pour un très bon sol.

Dans notre cas on a un sol de densité moyennes donc on prend $K = K = 4 \text{ Kg/m}^3 = 40000 \text{ KN/m}^3$.

$$h_N \geq \sqrt[3]{\frac{3K \left(\frac{2L_{\max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

$$h_N \geq 126,95 \text{ cm.}$$

On prend : $h_N = 130 \text{ cm.}$

Résumé :

- L'épaisseur de la dalle de radier $h_{\text{radier}} = 35 \text{ cm.}$
- Les dimensions de la nervure :

$$\begin{cases} b = 70 \text{ cm.} \\ h_N = 130 \text{ cm.} \end{cases}$$

VIII.3.3.4. Caractéristiques géométriques du radier :

Tableau VII.1. Caractéristiques géométriques du radier.

Position de centre de gravité		Moments d'inerties	
X_G (m)	Y_G (m)	I_{xx} (m ⁴)	I_{yy} (m ⁴)
24,64	8,22	44316,35	46224,7

- **Vérification de stabilité du radier :**

Il est essentiel d'assurer que notre ouvrage ne se renverse pas sous l'action des forces horizontale.

Il faut vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} > 1,5$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

$$M_R = \Sigma M_0 + V_0 h$$

M_0 : Moment à la base de la structure.

V_0 : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

M_0 et V_0 sont tirés à partir de **ETABS**.

❖ **Sens x-x :**

$$M_0 = 401746,08 \text{ KN.m.}$$

$$V_0 = 12932,75 \text{ KN.}$$

$$N = N_1 \text{ (structure)} + N_2 \text{ (Poids propre de radier nervuré)}$$

$$N_{\text{ser } 1} = 214509,39 \text{ KN.}$$

$$N_{\text{ser } 2} = S.h.\rho_b = 1935,84 \times 1,3 \times 25 = 62914,8 \text{ KN.}$$

Donc :

$$N = 277424,19 \text{ KN.}$$

Profondeur de l'ouvrage $h = h_{ss} + h_N$

$$h = 5,6 + 1,3$$

$$h = 6,9 \text{ m.}$$

$$M_R = \Sigma M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 401746,08 + (12932,75 \times 6,9)$$

$$M_R = 490982,06 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times X_G$$

$$M_s = 277424,19 \times 24,64$$

$$M_s = 6835732,04 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 13,92 > 1,25 \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ **Sens y-y :**

$$M_0 = 356312,98 \text{ KN.m.}$$

$$V_0 = 13965,71 \text{ KN.}$$

$$N = 277424,19 \text{ KN.}$$

$$M_R = \Sigma M_0 + V_0 h$$

$$M_R = 356312,98 + (13965,71 \times 6,9)$$

$$M_R = 452\,676,38 \text{ KN.m}$$

$$M_s = N \times Y_G$$

$$M_s = 277424,19 \times 8,22$$

$$M_s = 2\,280\,426,84 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_s}{M_R} = 5,034 > 1,25 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens donc le radier est stable aux renversements.

• **Calcul des contraintes :**

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$.

Les contraintes du sol sont données par :

➤ **Sollicitation du premier genre :**

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\frac{214509,39}{1935,84} = 110,81 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Sollicitation du second genre :**

On doit vérifier les contraintes sous le radier ($\sigma_1 ; \sigma_2$) :

Avec :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M_r}{I} V$$

σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

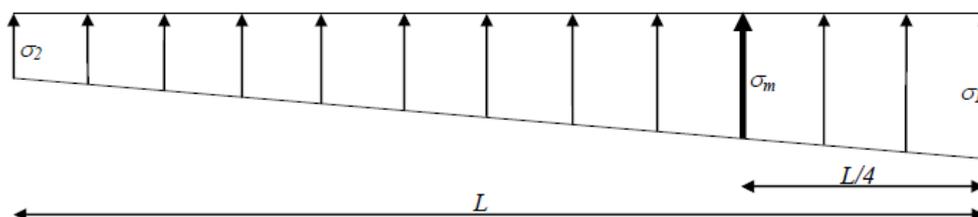


Figure VII.5. Contraintes sous radier.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible, $\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser 1,33 fois la contrainte admissible : $1,33 \times \bar{\sigma}_{sol}$

- **ELU :**

$N_u = N_u (\text{structure}) + 1.35 \times \text{Poids propre de radier nervuré}$

$$N_u = 293824,39 + 1,35 \times 62914,8$$

$$N_u = 378759,37 \text{ KN.}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$M_{R_x} = 490982,06 \text{ KN.m} ; M_{R_y} = 452\,676,38 \text{ KN.m}$$

Tableau VII.2. Contraintes sous radier à l'ELU.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (L/m) (KN/m ²)	Observation
Sens xx	228,23	75,37	190,02	Vérifiée
Sens yy	219,35	84,21	185,56	Vérifiée

- **ELS :**

$$N_s = 214509,39 \text{ KN.}$$

Tableau VII.3. Contraintes sous radier à l'ELS.

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	σ_m (L/m) (KN/m ²)	Observation
Sens xx	187,25	34,36	149,03	Vérifiée
Sens yy	178,38	43,24	144,59	Vérifiée

VII.3.3.5. Ferrailage du radier :

Le radier est assimilé à un plancher inversé, où les appuis sont représentés par les poteaux. Les poutres, quant à elles, sont sollicitées par une pression uniforme résultant du poids propre de la structure ainsi que des surcharges d'exploitation.

- La table du radier est modélisée comme une dalle pleine d'une épaisseur de 35 cm, tandis que les nervures sont assimilées à des poutres d'une hauteur de 130 cm.

- Le calcul de ferrailage du radier sera réalisé en considérant les cas les plus défavorables, à savoir : un panneau de rive et un panneau central.

a. Ferrailage de la table du radier :

- **Détermination des efforts :**

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q_u L_x^2 \dots \dots \dots \text{Sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots \dots \dots \text{Sens de la grande portée.}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires [BAEL91 modifié 99].

- **Calcul des moments :**

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

- ❖ **Panneau de rive :**

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{Tx} = 0,85 M_x \\ M_{Ty} = 0,85 M_y \end{cases}$
- Moment sur appuis : $M_{ax} = M_{ay} = 0,3 M_x$ (appuis de rive)
 $M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x$ (appuis intermédiaire)

- ❖ **Panneau intermédiaire :**

- Moment en travée : $\begin{cases} M_T = 0,75 M_x \\ M_a = 0,5 M_x \end{cases}$

Si $\frac{L_x}{L_y} < 0,4 \rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

- Moment en travée : $M_T = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

$q = \frac{N}{S_{radier}}$

Pour le calcul du ferrailage on prend le panneau le plus sollicité, le calcul se fait pour une bande de 1m.

Donc notre cas, le panneau le plus sollicité est un panneau intermédiaire.

Avec : $L_x = 3,55$ m ; $L_y = 6,75$ m.

$0,4 < \frac{L_x}{L_y} = 0,53 < 1 \rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

- **ELU :**

Tableau VII.4. Les moments dans le panneau le plus sollicité à l'ELU.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (KN/m)	M_x (KNm)	M_{Tx} (KNm)	M_y (KNm)	M_{Ty} (KNm)	$M_{a \text{ inter}}$ (KNm)
3,55	6,75	0,53	0,0922	0,25	151,78	176,36	132,27	44,09	33,07	88,18

- **ELS :**

Tableau VII.5. Les moments dans le panneau le plus sollicité à l'ELS.

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_s (KN/m)	M_x (KNm)	M_{Tx} (KNm)	M_y (KNm)	M_{Ty} (KNm)	$M_{a \text{ inter}}$ (KNm)
3,55	6,75	0,53	0,0922	0,25	110,81	128,76	95,57	32,19	24,15	64,38

- **Calcul et choix de ferrailage :**

Le ferrailage est déterminé à partir des moments maximaux en travée et aux appuis, en appliquant l'organigramme de calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

Les valeurs correspondantes sont regroupées dans le tableau suivant :

$f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ Mpa}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ Mpa}$; $f_e = 500 \text{ Mpa}$; $\sigma_s = 435 \text{ Mpa}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm}$;
 $d = 0,9h = 31,5 \text{ cm}$.

Tableau VII.6. Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{CNF} (cm ²)	Choix	A_s^{adp}	S_t
Travée	x-x	132,27	0,078	0,102	297,352	10,23	3,48	7T14	10,78	15
	y-y	33,07	0,02	0,025	306,9	2,48	3,48	5T12	5,65	20
Appuis	x-x et y-y	88,18	0,052	0,067	301,692	6,72	3,48	5T14	7,7	20

➤ **Espacement :**

- En travée :

Sens x-x : $esp \leq \frac{100}{7} = 14,29 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

Sens y-y : $esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

- Sur appuis :

$esp \leq \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

VII.3.3.6. Les vérifications :

❖ **Conditions de non fragilité :**

$A_s \geq A_s^{CNF} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,48 \text{ cm}^2 < 5,65 \text{ cm}^2 \dots \dots$ Condition vérifiée.

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

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel de calcul **EXPERT BA**.

Tableau VII.7. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
Travée	x-x	95,57	10,78	7,8	18	42,8	250	Vérifiée
	y-y	24,15	5,65	1,1	18	11,8	250	Vérifiée
Appuis	x-x et y-y	64,38	7,7	6,2	18	26,1	250	Vérifiée

Remarque :

La séparation entre les deux nappes d'armatures est assurée par des barres de diamètre T12 en général appelées *Chaises* disposées tous les 1 m² (4 chaises /m²).

VII.3.3.7. Ferrailage des nervures :

- **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire (**BAEL91 modifié 99**) :

$$\text{On a : } M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

- Moment en travée : $M_T = 0,85 M_0$
- Moment sur appuis : $M_a = 0,5 M_0$

- **Calcul des armatures longitudinales :**

$b = 70 \text{ cm}$; $h_N = 130 \text{ cm}$; $d = 117 \text{ cm}$; $A_s^{\min} = 0,5\% b.h = 45,5 \text{ cm}^2$.

- **Sens porteur (y-y) :**

$L = 6,75 \text{ m}$; $q_u = 151,78 \text{ KN/m}$.

Tableau VII.8. Ferrailage des nervures sens (y-y).

	M_0 (KN.m)	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	864,43	734,77	0,045	0,058	1142,86	14,79	45,5	12T20	47,12
Appuis	864,43	432,22	0,027	0,034	1154,09	8,61	45,5	12T20	47,12

- **Sens non porteur (x-x) :**

$L = 3,55 \text{ m}$; $q_u = 151,78 \text{ KN/m}$.

Tableau VII.9. Ferrailage des nervures sens (x-x).

	M_0 (KN.m)	M_u (KN.m)	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	239,1	203,24	0,012	0,015	1169	4	45,5	12T20	47,12
Appuis	239,1	119,55	0,0073	0,0092	1169	2,35	45,5	12T20	47,12

VII.3.3.8. Les vérifications :

- ❖ **Conditions de non fragilité :**

$$A_s \geq A_s^{\text{CNF}} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 9,04 \text{ cm}^2 < 47,12 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- ❖ **Vérification des contraintes à l'ELS :**

Les calculs ont été réalisés à l'aide du logiciel de calcul **EXPERT BA**.

$q_s = 110,81 \text{ KN/m}$.

Tableau VII.10. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M ₀ (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ _s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
Travée	x-x	239,1	203,24	47,12	0,7	18	10,2	250	Vérifiée
	y-y	864,43	734,77	47,12	3,5	18	44	250	Vérifiée
Appuis	x-x	239,1	119,55	47,12	0,4	18	6	250	Vérifiée
	y-y	864,43	432,22	47,12	1,6	18	21,7	250	Vérifiée

Remarque :

Les contraintes calculées à l'ELS sont très faibles par rapport aux contraintes limites premières. Cela s'explique par le choix d'un ferrailage relativement important. Toutefois, ce choix est justifié par le fait que la valeur de A_s^{min} est supérieure à celle des sections d'armatures calculées, et ce sont ces valeurs qui ont été retenues.

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ Mpa})$.

$$T_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{151,78 \times 6,75}{2} = 512,26 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{512,26 \times 10^3}{700 \times 1170} = 0,625 < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.3.9. Armatures transversales :

- Selon le CBA93 : [2]

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28K}}{0,8f_e} \quad K=1 \\ \frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ Mpa}\right) = 0,4 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

- Selon le RPA99 V 2024 : [1]

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t = (0,003).s.b \\ S_t = \min\left(\frac{h}{4} ; 24\phi_t ; 17,5 \text{ cm} ; 6\phi_l\right) \text{ Zone critique (zone nodale).} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \text{ Hors de la zone critique (zone courante).} \\ S_t = \min(h/4 ; 12\phi_l) \text{ si les armatures comprimées sont nécessaires.} \end{array} \right.$$

Avec :

$$\phi_t \leq \min(h/35 ; b/10 ; \phi_l) = 2 \text{ cm.}$$

$$b = 70 \text{ cm} ; h = 130 \text{ cm} ; d = 117 \text{ cm.}$$

On trouve ;

$S_t = 15 \text{ cm}$ (Zone nodale).

$S_t = 20 \text{ cm}$ (Zone courante).

$A_t = (0,003).s.b = 3,15 \text{ cm}^2$.

On prend $A_t = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$

VII.3.3.10. Armatures de peau :

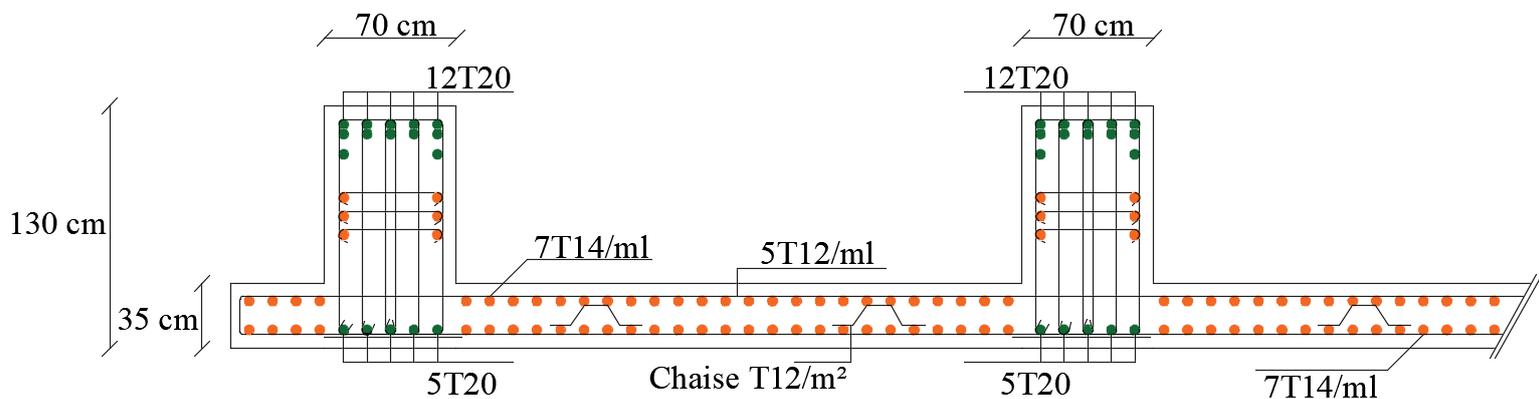
Pour les poutres de grande hauteur, il est nécessaire de prévoir des armatures de peau, dont la section est déterminée en fonction de la sensibilité à la fissuration. En effet, en l'absence de ces armatures, des fissures relativement ouvertes peuvent apparaître en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieure et supérieure.

La section de ces armatures ne doit pas être inférieure à $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ de hauteur de paroi, mesurée perpendiculairement à leur direction ($h=130 \text{ cm}$).

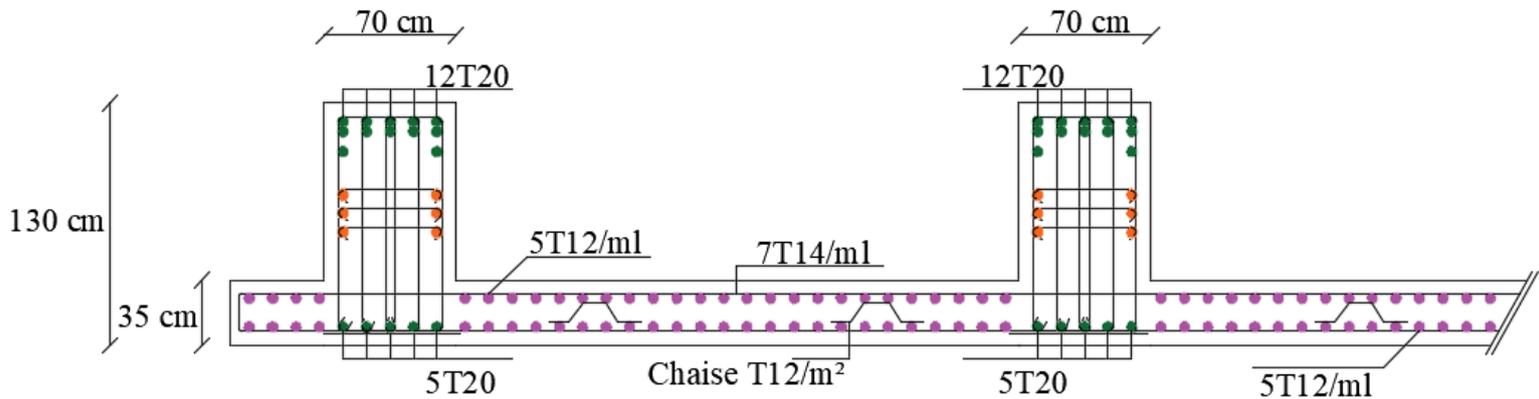
$A_p = 3 \times 1,3 = 3,9 \text{ cm}^2$.

On choisit : $3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$.

VII.3.3.11. Les schémas de ferrailage :



Ferrailage du radier sens xx



Ferrailage du radier sens yy

VII.4. Voile périphérique :

VII.4.1. Introduction :

La structure que nous étudions comporte un voile périphérique s'élevant depuis le niveau des fondations jusqu'au plancher du rez-de-chaussée.

Grâce à sa grande rigidité, ce voile forme un caisson solide et peu déformable avec les planchers du rez-de-chaussée, du sous-sol et les fondations, contribuant ainsi à la stabilité globale de l'ouvrage.

VII.4.2. Pré dimensionnement :

Dans le cadre de la conception parasismique des structures, les ossatures situées en dessous du niveau de base doivent impérativement comporter un voile périphérique continu reliant le niveau de la fondation au niveau de base. Ce voile joue un rôle fondamental dans l'amélioration de la stabilité globale de la structure face aux sollicitations sismiques et permet d'assurer une bonne transmission des efforts horizontaux entre les différents niveaux.

Les principales exigences de ce voile périphérique, selon le RPA 2024, sont les suivantes :

- Épaisseur minimale du voile : $e \geq 15$ cm.
- Le voile doit être armé avec deux nappes d'armatures (une de chaque côté).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales doit être au moins 0,15 % de la section du voile dans les deux directions principales (horizontale et verticale).
- Les ouvertures dans le voile périphérique doivent être strictement limitées afin de préserver la rigidité et la continuité du système.
- La longueur de recouvrement des armatures doit être conforme aux prescriptions du RPA 2024 et ne doit pas être inférieure à 500 fois le diamètre de l'armature utilisée.

VII.4.3. Évaluation des Charges :

Dans cette étude, le voile périphérique est modélisé comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis et soumise aux charges horizontales résultant des poussées des terres. Le tronçon le plus défavorable est analysé.

Les dimensions du voile étudié sont les suivantes :

$$L_x = 2.8 \text{ m} ; L_y = 6.75 ; e = 20 \text{ cm}$$

Les charges et surcharges sont considérées uniformément réparties sur une bande de 1 m située à la base du voile, ce qui constitue le cas le plus défavorable.

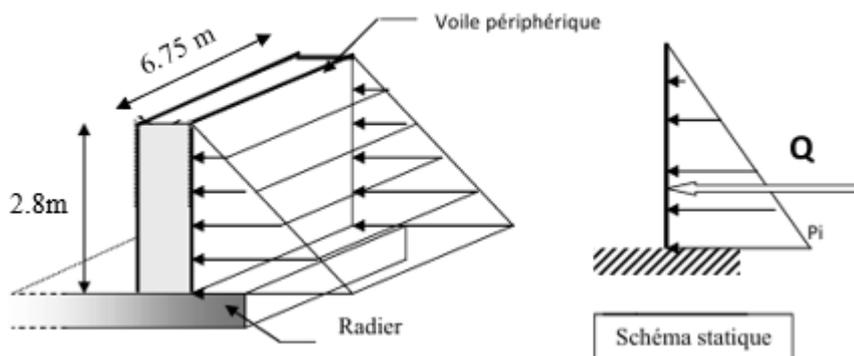


Figure VII.6. Vue illustrant les dimensions du panneau le plus sollicité

Les charges et surcharge prise uniformément répartie sur une bande de 1 m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable)

BAEL91 modifié 99, la charge de poussé, la charge de poussées des terres est donnée par es des terres est données par

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H$$

Avec :

- Q : Contrainte horizontale exercée à la base sur une bande de 1 m.
- A : Coefficient numérique lié à l'angle de frottement interne du sol,
- γ : poids spécifique des terres ($\gamma_h = 22 \text{ KN/m}^3$)
- H : hauteur du voile (H = 2.8m).

Nous avons d'après le rapport définitif de l'étude de sol :

$$\varphi = 12^\circ$$

$$A_f = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.68$$

Donc :

$$Q = A \cdot \gamma \cdot H = 41.88 \text{ KN/ml}$$

$$Q_u = 1.35 Q = 56.09 \text{ KN/ml}$$

VII.4.4. Effort dans la Dalle :

$$0.4 < \frac{L_x}{L_y} < 1 \Rightarrow 0.4 < \frac{2.8}{6.75} < 1 \Rightarrow 0.4 < 0.42 < 1$$

Danc les dalle travaille dans les deux sens

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.1075 & \Rightarrow M_x = 47.27KN.m \\ \mu_y = 0.2500 & \Rightarrow M_y = 11.81KN.m \end{cases}$$

- **Les moments en travée :**

$$M_{tx} = 0.85M_x = 40.179 KN.m$$

$$M_{ty} = 0.85M_y = 10.038KN.m$$

- **Les moments sur appui :**

$$M_{ax} = 0.5M_x = 6.63 KN.m$$

$$M_{ay} = 0.5M_x = 6.63 KN.m$$

VII.4.5 Calcul du ferrailage :

On a : b = 100 cm ; h = 20 cm ; d = 0.9h = 18cm

TableauVII.11. Récapitulation du calcul des sections d'armature

		M _u (KN.m)	μ	α	Z (cm)	A _s (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t
Travée	x-x	40,179	0.072	0,093	17,33	5,33	5T12	5,65	25
	y-y	10,038	0.018	0,022	17,84	1,29	5T10	3,93	25
Appuis	x-x	6,63	0.012	0,015	17,89	0,85	5T10	3,93	25
	y-y	6,63	0.012	0,015	17,89	0,85	5T10	3,93	25

VII.4.6 Vérification a l'ELU :

- Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{smin} \text{ Avec : } A_{smin} = 0.23b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.987 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travées : } A_s = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.987 \\ \text{Appui : } A_s = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{smin} = 1.987 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Condition exigée par le RPA2024 :

Le RPA2024 préconise un pourcentage minimal de 0.1 % de lasection dans les deux sens :

$$\text{Travée : } A_{s_{min}} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 5.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Appui : } A_{s_{min}} = 0.1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2$$

- Effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire :

$$T_x = \frac{p_u \cdot L_x \cdot L_y}{2 \times L_x + L_y} = \frac{56.09 \times 2.8 \times 6.75}{2 \times 2.8 + 6.75} = 85.83 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{p_u \cdot L_y}{3} = \frac{56.09 \times 6.75}{3} = 126.20 \text{ KN}$$

$$T_{u_{Max}} = \max(T_x; T_y) = 126.20 \text{ KN}$$

On doit vérifier si : $\tau_u \leq \bar{\tau}$

$$\tau_u = \frac{T_{u_{Max}}}{b \cdot d} = \frac{126.20 \times 10^3}{180 \times 1000} = 0.7 < \bar{\tau} = 1,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

VII.4.7. Vérification à l'ELS :

- Evaluation des sollicitations à l'ELS

$$Q = 41.88 \text{ KN.m}^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,1098 \\ \mu_y = 0,3000 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u L_x^2 = 36,051 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 10,81 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0.85 M_x = 30,643 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y = 9,188 \text{ KN.m}$$

- Les moments sur appui :

$$M_{ax} = 0.5 M_x = 18,025 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_y = 5,404 \text{ KN.m}$$

- Vérification des contraintes :

D'après le « BAEL91 modifié 99 » on doit vérifier que :

- La contrainte du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot Y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{n \cdot M_{ser} (d - y)}{I} \leq \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max} \left(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \right) = 250 \text{ MPa}.$$

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{by^2}{2} + nA_s'(y - c') - nA_s(d - y) = 0 ; n=15$$

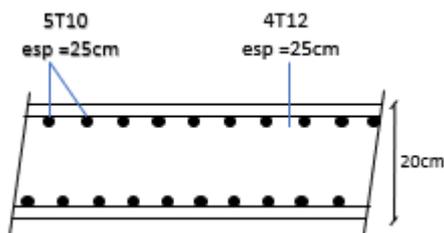
- Le moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA_s'(y - c')^2 + nA_s(d - y)^2$$

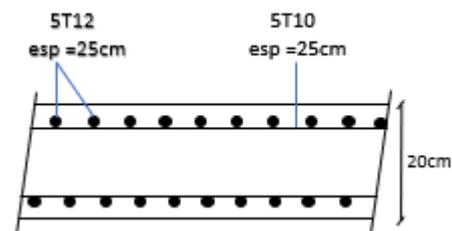
Tableau VII.12. Vérification des contraintes à l'ELS.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (Mpa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ _s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	Observation
Travée	x-x	30,643	5,65	7,871	18	237,65	250	Vérifiée
	y-y	9,188	3,93	2,718	18	140,47	250	Vérifiée
Appuis	x-x	18,025	3,14	5,843	18	194,30	250	Vérifiée
	y-y	18,025	3,14	5,843	18	194,30	250	Vérifiée

VII.4.8. Les schémas de ferrailage :



Sens y-y



Sens x-x

Conclusion générale :

Pour conclure, ce projet de fin d'étude nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises durant notre formation, d'apprendre les méthodes de calcul selon les normes du génie civil, et de maîtriser des logiciels essentiels comme ETABS, EXPERT BA 2010 ou AutoCAD. Il nous a aussi aidés à mieux comprendre les bases à respecter pour concevoir et calculer des structures en béton armé dans les zones sismiques.

Les points essentiels retenus de cette étude peuvent être résumés comme suit :

- Le pré-dimensionnement des éléments structuraux a été réalisé selon les normes en vigueur, en tenant compte des différentes actions appliquées, assurant ainsi la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.
- La validation du modèle final a été assurée par la cohérence entre les efforts tranchants obtenus par les deux méthodes de calcul (statique équivalente et modale spectrale), ainsi que par le respect des critères de déplacement, de stabilité (effet P- Δ) et d'effort normal réduit, confirmant ainsi la fiabilité sismique de la structure.
- En raison des grandes dimensions de la structure, une étude thermique a été réalisée afin d'évaluer l'impact des variations de température sur les poutres périphériques et celles de la terrasse. Cette analyse a permis d'adapter le ferrailage, en retenant la sollicitation la plus défavorable (flexion composée ou flexion simple).
- L'ajout des joints de dilatation aurait été une solution efficace pour limiter les sollicitations engendrées par les variations thermiques.
- Le ferrailage des poutres non porteuses a été trouvé plus important que celui des poutres porteuses, ce qui s'explique par deux raisons principales : soit par l'effet sismique ou bien par la faible dimension de leurs sections. Pour qu'elles puissent équilibrer les sollicitations, deux solutions sont possibles : soit augmenter leur section du béton, soit conserver le ferrailage tel qu'il a été obtenu.
- Le nouveau règlement RPA 2024 reste peu explicite concernant le ferrailage des voiles. Il ne traite que de la zone critique, sans apporter de précisions claires sur le reste de la hauteur des voiles.
- En raison de la grande superficie de la structure, le radier nervuré a été retenu pour sa capacité à assurer une bonne répartition des charges sur le sol et à offrir une solution plus stable et efficace pour notre bâtiment.

Références :

- [1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2024", C.G.S.
- [2] D.T. R. - B.C. 2-41, "Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA93".
- [3] DTU Règles BAEL 91 modifié 99 règles de calcul DTU P 18-702. Février 2000.
- [4] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

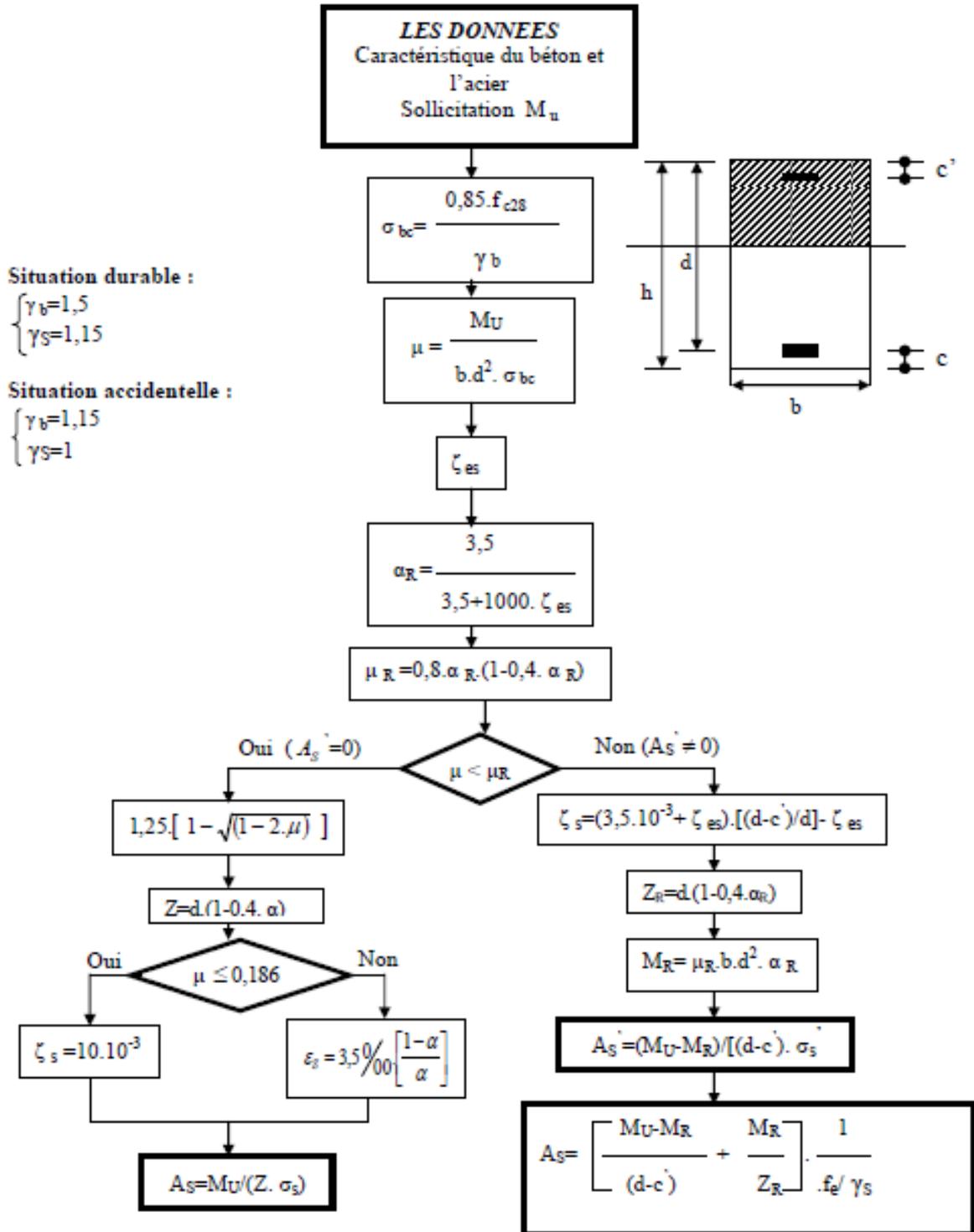
Logiciels :

- ETABS 18.1.1.
- Logiciel de ferrailage EXPERT BA 2010.
- EXCEL 2021.
- WORD 2021.
- AutoCAD 2024.

Les annexes :

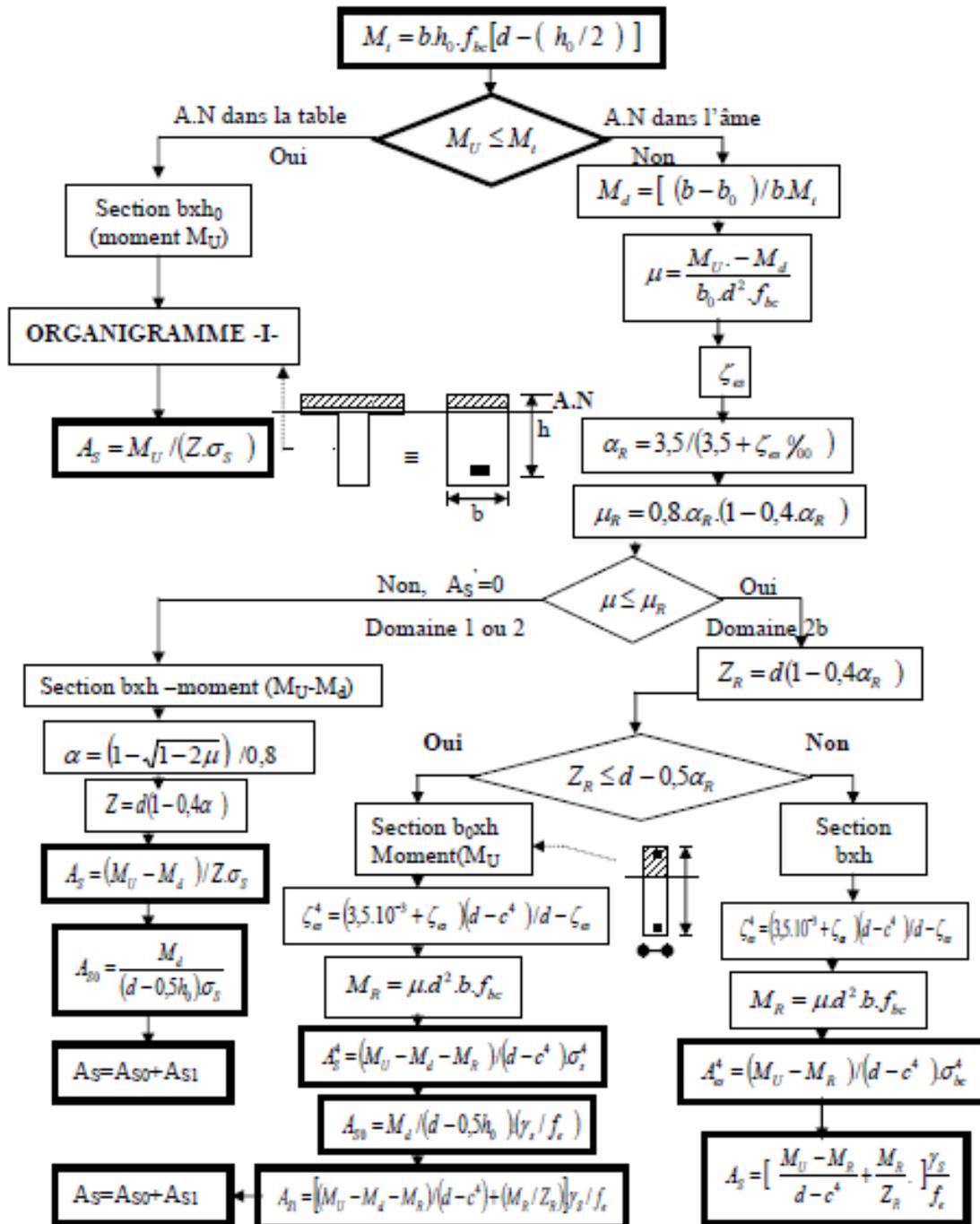
ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



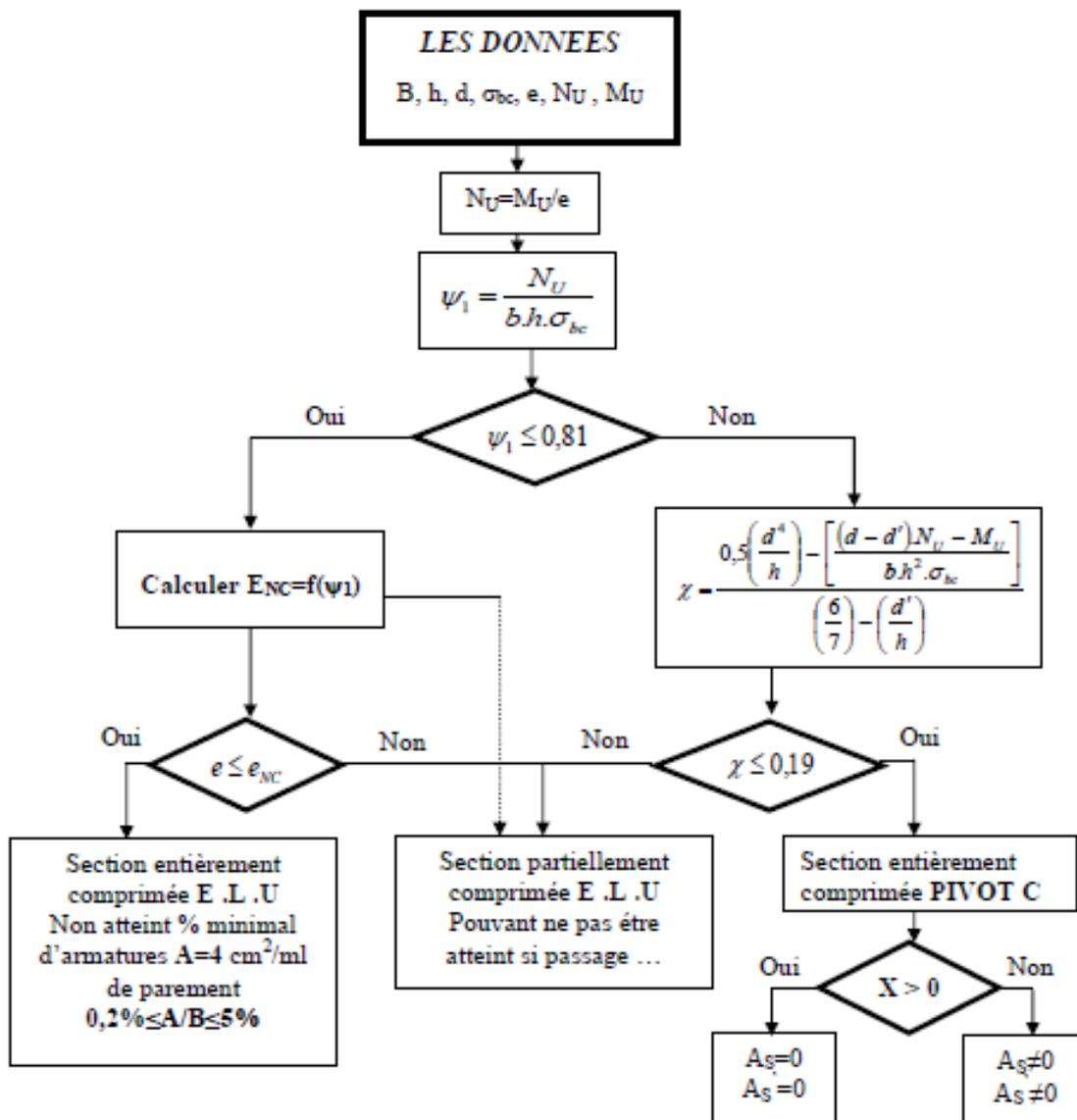
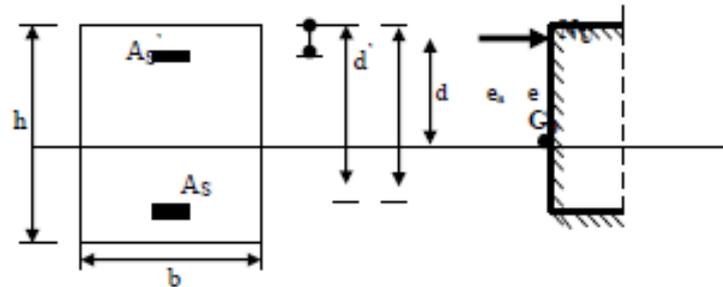
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN T- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

