



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد ابن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering département



N° d'ordre : M/GC/2026

Mémoire

Présenté pour l'obtention du diplôme de **MASTER** En :

Génie civil

Spécialité : Structures

Thème

**Etude d'une tour R+12+SS à usage mixte
(commercial / bureaux/ habitation) en béton armé.**

Présenté par

✓ Messadi Racha

✓ Nedjar Fatiha

Soutenue le 18/06/2026 devant le jury composé de:

✓ **Examineur** : Mr.Mekaidech Khalfallah

✓ **Président** : Mr. Bensoula Mohamed

✓ **Encadrant** : Mr. Moussaoui Salah Eddine

Année Universitaire : 2025/2026



Remerciements

Ce travail a été réalisé dans le cadre de la préparation de notre mémoire de Master en Génie Civil, option Structures, en vue de l'obtention du diplôme de Master.

La réalisation de ce mémoire n'aurait pas été possible sans le soutien et l'aide précieuse de nombreuses personnes auxquelles nous tenons à exprimer notre profonde gratitude.

Nous remercions avant tout Dieu Tout-Puissant de nous avoir accordé la santé, la force et la persévérance nécessaires pour mener à bien ce travail.

Nous adressons nos plus sincères remerciements à nos chers parents pour leur soutien indéfectible, leurs encouragements constants et leur patience tout au long de notre parcours universitaire.

Nous exprimons notre profonde reconnaissance à notre encadreur,

Mr. Moussaoui Salah Eddine, pour sa disponibilité, ses précieux conseils, son accompagnement et son suivi rigoureux durant l'élaboration de ce mémoire.

Nous remercions également les membres du jury qui ont accepté d'évaluer ce travail et de lui consacrer leur temps et leur attention.

Nos remerciements s'adressent aussi à l'ensemble de nos enseignants qui ont contribué à notre formation et à l'acquisition de nos connaissances tout au long de nos études.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes qui nous ont aidés, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

À tous, nous adressons nos plus sincères remerciements.



وَكَانَ فَضْلُ اللَّهِ عَلَيْكَ عَظِيمًا

Dédicace

Avant toute chose, je remercie Dieu Tout-Puissant pour la force, la santé, la détermination et le courage qu'Il m'a accordés pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce modeste ouvrage à mes parents bien-aimés.

À ma mère, qui a toujours été à mes côtés, pour son amour inconditionnel, son soutien indéfectible et ses précieux encouragements tout au long de ma vie.

À mon père, dont les sacrifices, les efforts et le dévouement ont été le secret de ma réussite. Les mots me manquent pour exprimer ma profonde gratitude et ma reconnaissance envers lui.

À mes chères sœurs, pour leur amour, leur soutien et leur présence constante.

À mon neveu et ma nièce adorés, qui remplissent ma vie de joie et de bonheur.

À toute ma famille, et plus particulièrement à mes familles Messadi et kadi pour leur soutien et leurs encouragements.

À tous mes professeurs, qui ont contribué à mon éducation et à mon parcours universitaire.

À tous ceux qui m'ont aidé et soutenu durant mes études.

À tous mes amis et à tous les étudiants du programme de maîtrise en génie civil de 2026.

À la personne avec qui j'ai eu l'honneur de collaborer à cette lettre.

Enfin, à tous mes chers amis que je n'ai pas nommés, je dédie cet ouvrage avec ma plus profonde gratitude et mon affection.

MESSADI RACHA





وَكَانَ فَضْلُ اللَّهِ عَلَيْكَ عَظِيمًا

Dédicace

Avant toute chose, je remercie Dieu Tout-Puissant pour la force, la santé, la détermination et le courage qu'Il m'a accordés pour mener à bien ce travail.

Je dédie ce modeste ouvrage à la mémoire de mon père bien-aimé. Que Dieu lui fasse miséricorde et lui accorde le paradis. Son souvenir restera à jamais gravé dans mon cœur. Son amour, ses sacrifices et les valeurs qu'il m'a transmises continueront de m'inspirer tout au long de ma vie.

À ma mère bien-aimée, pour son amour indéfectible, sa patience, ses sacrifices et son soutien constant. Je prie pour qu'elle trouve ici l'expression de ma profonde gratitude et de mon amour infini.

À tous les membres de ma famille, et plus particulièrement aux familles Nedjar et Benaimeur pour leur soutien, leurs encouragements et leur confiance.

À ma grand-mère, mes frères, mes sœurs et leurs enfants, pour leur amour et leur présence à mes côtés.

À tous mes professeurs qui ont contribué à mon éducation et à mon développement académique.

À mes amis et à tous ceux qui m'ont soutenu et encouragé durant mes études universitaires.

Enfin, je dédie cet ouvrage à tous ceux qui me sont chers, avec toute ma gratitude et mon amour.

NEDJAR FATIHA



Résumé

Le présent mémoire porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment en béton armé à usage mixte (commercial et habitation), implanté dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone de forte sismicité (Zone V) selon les dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024.

L'ouvrage étudié est constitué d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée et de douze étages (R+12). Le système de contreventement adopté est un système mixte assurant la stabilité de la structure sous l'effet des actions verticales et horizontales, notamment les sollicitations sismiques. Les voiles en béton armé jouent un rôle essentiel dans la reprise des efforts horizontaux et dans l'amélioration de la rigidité globale du bâtiment.

Dans un premier temps, un pré dimensionnement des différents éléments structuraux a été effectué conformément aux règlements en vigueur. Par la suite, une modélisation tridimensionnelle ainsi qu'une analyse dynamique de la structure ont été réalisées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2024 afin d'évaluer le comportement de l'ouvrage sous l'effet des charges permanentes, des charges d'exploitation et des actions sismiques.

Les résultats obtenus ont permis de procéder à la vérification et au ferrailage des différents éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles, dalles et fondations) ainsi que des éléments non structuraux, conformément aux exigences du RPA 2024, du CBA93 et du BAEL91.

Mots-clés : Béton armé, bâtiment à usage mixte, contreventement, voiles, analyse dynamique, Robot Structural Analysis, RPA 2024, CBA93, BAEL91, dimensionnement, ferrailage, étude sismique.

Abstract

This thesis focuses on the study and design of a mixed-use (commercial and residential) reinforced concrete building located in the province of Mostaganem, classified as a high seismic zone (zone 5) according to the Algerian Seismic Monitoring System RPA 2024.

The structure under study comprises a basement, a ground floor, and twelve upper floors (basement + ground floor + 12). The bracing system implemented is a mixed system ensuring the stability of the structure under the effect of vertical and horizontal movements, particularly seismic stresses. The reinforced concrete walls play a crucial role in absorbing horizontal forces and reinforcing the overall rigidity of the building.

Initially, the preliminary design of the various structural elements was carried out in accordance with applicable regulations. Next, 3D modeling and dynamic analysis of the structure were performed using Robot Structural Analysis Professional 2024 software to evaluate its behavior under permanent loads, live loads, and seismic actions. The results obtained enabled the verification and reinforcement of various structural elements (beams, columns, walls, slabs, and foundations) as well as non-structural elements, in accordance with the requirements of RPA 2024, CBA93, and BAEL91 standards.

Keywords: Reinforced concrete, mixed-use buildings, bracing, slabs, dynamic analysis, automated structural analysis, RPA 2024, CBA93, BAEL91, dimensioning, reinforcement, seismic analysis.

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة وتصميم بناية من الخرسانة المسلحة ذات استعمال مختلط (تجاري وسكني)، تقع بولاية مستغانم المصنفة ضمن منطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع (المنطقة 5) وفقاً لأحكام النظام الجزائري المضاد للزلازل

يتكون المبنى المدروس من طابق تحت أرضي، وطابق أرضي، واثنى عشر طابقاً علوياً وقد تم اعتماد نظام مختلط لمقاومة القوى الأفقية، يضمن استقرار المنشأ تحت تأثير الأحمال العمودية والأفقية، خاصة الأحمال الزلزالية. وتلعب الجدران القصية المصنوعة من الخرسانة المسلحة دوراً أساسياً في مقاومة القوى الأفقية وتحسين الصلابة العامة للمبنى

في المرحلة الأولى، تم إجراء التقدير الأولي لأبعاد مختلف العناصر الإنشائية وفقاً للوائح والمعايير المعمول بها. بعد ذلك، أنجزت نمذجة ثلاثية الأبعاد وتحليل ديناميكي للهيكل باستعمال برنامج Robot structural Analysis Professional 2024 بهدف تقييم سلوك المنشأ تحت تأثير الأحمال الدائمة، وأحمال الاستغلال، والأحمال الزلزالية.

وقد مكنت النتائج المتحصل عليها من التحقق من مختلف العناصر الإنشائية وتسليحها، بما في ذلك الكمرات والأعمدة والجدران القصية والبلاطات والأساسات، بالإضافة إلى العناصر غير الإنشائية، وذلك وفقاً لمتطلبات **BAEL91CBA93** و **RPA2024**

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، مبنى ذو استعمال مختلط، نظام مقاومة القوى الأفقية، الجدران القصية، التحليل الديناميكي، Robot Structural Analysis، RPA 2024، BAEL91، CBA93، التصميم الإنشائي، التسليح الدراسة الزلزالية

Sommaire

Symboles et notations

Liste des Figures

Liste des Tableaux

INTROUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU PROJET ET CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

1. Introduction.....	26
2. Présentation du projet.....	26
3. Nature de l'ouvrage	26
4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	27
5. Composition de la structure.....	29
6. Caractéristiques des matériaux.....	30
6.1. Béton.....	30
7. Sollicitations de calcul et combinaison d'actions.....	35
7.1 Les actions	35
7.2. Sollicitations.....	36
8. Logiciels utilisés.....	37
9. Règlements utilisés.....	37
10. Conclusion.....	37

CHAPITRE 2 : PREDIMENSIONNEMENT

1. Introduction.....	39
2. Planchers.....	39
2.1 Plancher en dalle pleine.....	39
2.2. Planchers corps creux.....	40
3. Les voiles.....	41
4. Les poutres.....	42
4.1. Poutre principale.....	44
4.2. Poutres secondaires	43
5. Les poteaux.....	44
5.1. Dimensionnement des poteaux les plus sollicités	44
6. L'escalier.....	49

6.1. Les éléments d'un escalier.....	49
7. Descente de charge.....	51
8. Conclusion.....	55

CHAPITRE 4: CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

1. Introduction.....	57
2. Etude des planchers.....	57
2.1 Des poutrelles.....	57
2.2 Type des poutrelles.....	58
2.2 Sollicitations revenantes aux poutrelles	58
2.3 Exemples de calcul poutrelle.....	59
2.4 Ferrailage des poutrelles.....	60
3. Étude du balcon.....	65
3.1. Calcul des sollicitations.....	65
4. Etude de l'acrotère.....	70
4.1. Evaluation des charges et surcharges	71
4.2. Sollicitations.....	72
4.3. Ferrailage de l'acrotère.....	73
5. Etude des escaliers.....	76
5.1. Terminologie	76
5.3 Vérification de la flèche	83
5.4 Vérification L'effort tranchant	83
6. Concluions.....	84

CHAPITRE 5 : ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction.....	86
2. Modélisation de la structure.....	86
3. Classification de la structure.....	87
4. Facteur de qualité Q.....	88
5. Choix de la méthode de calcul.....	89
5.1 La méthode statique équivalente	89
5.1. Méthode d'analyse modale spectrale.....	90
6. Méthode Analyse modale.....	90
6.1. Calcul spectre de réponse	90
6.2. Période fondamentale de la structure	90
6.3. Vérification de la période	91

6.4. La force sismique totale V.....	95
6.5. Poids total W de la structure.....	92
6.6. Vérifications du taux de participation modale.....	93
6.7. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul	94
7. Evaluation des excentricités.....	95
8. Vérification de la Structure.....	96
8.1. Combinaisons d'actions.....	96
8.2. Justification vis-à-vis de la résistance	96
8.3. Justification vis-à-vis de la ductilité	96
8.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble.....	96
9. Vérification des déplacements inter-étages.....	98
10. Vérification effet P-delta.....	100
11. Conclusion.....	102

CHAPITRE 5 : ÉTUDE DES ÉLÉMENTS STRUCTURAX

1. Introduction.....	104
2. Etude des poutres.....	104
2.1 Recommandation pour les poutres selon le RPA2024	105
2.2 Ferrailage des poutres.....	105
2.3 Exemple de Calcul d'une section de poutre en flexion simple	107
2.4 Vérification Justifications vis-vis de sollicitations tangentes BAEL91Article A.5 ...	111
2.5 Vérification de la flèche	112
3. Etude des poteaux.....	112
3.1. Vérifications spécifiques	113
3.2. Calcul du ferrailage des poteaux	115
3.3. Ferrailage transversale.....	126
4.1. Procédure de ferrailage.....	130
4.2. Recommandation pour les voiles selon le RPA 2024	132
4.3. Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles.....	133
4.4 Recommandations.....	134
5. Etude les Plancher.....	152
6. Conclusion.....	153

CHAPITRE 6 : ÉTUDE L'IFRASTRUCTURE

1. Introduction.....	155
2. Combinaisons de calcul.....	155

3. Reconnaissance du sol.....	155
4. Choix type de fondations.....	155
5. Etude du radier.....	156
5.1. Pré dimensionnement du radier	156
5.2. Vérification du radier	158
5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement	161
5.4. Ferrailage de radier.....	168
6. Voile périphérique.....	170
6.1. Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf)	171
6.2. Sollicitations des voiles	171
6.3. Ferrailage.....	172
6.4. Calcul des armatures transversales de l'âme	172
7. Conclusion.....	173

Bibliographie

Annexes

Symboles et notations

ELU : Etat limite ultime de résistance

ELS : Etat limite de service

G : Charge permanente

Q, P : Charge d'exploitation

E : Charge sismique

q_u : Chargement ultime

q_s : Chargement de service

M_f : Moment fléchissant

M_t : Moment de flexion en travée

M_a : Moment de flexion en appui

M_d : Moment en appui droite

M_g : Moment en appui gauche

N : Effort normal

T_d : Effort tranchant à droite du point considéré

T_g : Effort tranchant à gauche du point considéré

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

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

E_{ij} : Module de déformation longitudinale instantané

E_{vj} : Module de déformation longitudinale différé

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton

h : Hauteur des éléments (poteaux, poutres)

b : Largeur des éléments

h_0 : Hauteur de la table de compression

σ_b : Contrainte de calcul dans le béton

$\bar{\sigma}_b$: Contrainte admissible limite dans le béton

σ_s : Contrainte de calcul dans l'acier

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible limite dans l'acier

τ_u : Contrainte tangentielle de calcul

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite

$\emptyset_t$: Diamètre des armatures

S : Espacement entre armatures transversales

A_u : Armatures calculées à l'ELUR

A_s : Armatures calculées à ELS

A_a : Armatures en appuis

A_t : Armatures en travées

I_{xx} : Inertie par rapport à l'axe des abscisses

I_{yy} : Inertie par rapport à l'axe des ordonnées

M_{zz} : Inertie massique

L_f : Longueur de flambement

B_r : Section réduite

L_x : La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine

L_y : La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine

I_0 : Moment d'inertie de la section homogène

I_f : Moment d'inertie fictif

f : Flèche due à une charge considérée (g, j, p)

Δ_{ft} : Flèche totale

ζ : Rapport entre deux dimensions (L_x/L_y)

λ : Elancement

W : Poids total de la structure.

β : Coefficient de pondération.

Liste des Figures

Figure 1. Implantation du bâtiment (Source : Google Earth).....	26
Figure 2. vue en plan RDC	26
Figure 3. vu en plan étage courant	27
Figure 4. schéma de composition de la structure d'un bâtiment.....	28
Figure 5. diagramme des déformations limitent de la section (règle des trois pivots).....	31
Figure 6. diagramme parabole- rectangle (béton)	31
Figure 7. : dosage volumique indicatif pou 1 m ³ de béton courant.....	33
Figure 8. diagramme contraires-déformations (Acier).....	34
Figure 9. coupe transversale d'un plancher à corps creux	40
Figure 10. nervure du plancher à corps creux	41
Figure 11. coupe en élévation d'un voile	42
Figure 12. Section transversale de la poutre principale	43
Figure 13. Section transversale de la poutre secondaire	44
Figure 14. Section afférente du poteau le plus sollicité	44
Figure 15. Section réduite du poteau.....	45
Figure 16. les éléments constitutifs d'un escalier	49
Figure 17. différents types de poutrelles.....	58
Figure 18. Section transversale de la poutrelle étudiée	60
Figure 19. Section de ferrailage.....	61
Figure 20. ferrailage de la poutrelle.....	64
Figure 21. ferrailage de la dalle de compression	65
Figure 22. Calcul du moment fléchissant Balcon (ELU) par RDM6.....	66
Figure 23. Calcul de l'effort tranchant Balcon (ELU) par RDM6.....	66
Figure 24. Calcul du moment fléchissant Balcon (ELS) par RDM6.....	67
Figure 25. Calcul de l'effort tranchant Balcon (ELS) par RDM6.....	67
Figure 26. section de calcul du balcon.....	68
Figure 27. ferrailage du balcon	69
Figure 28. coupe transversale de l'acrotère.....	71
Figure 29. modèle de calcul d'acrotère	72
Figure 30. ferrailage de l'acrotère.....	74
Figure 31. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 01).....	77

Figure 32. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 01).....	78
Figure 33. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS(Volé 01).....	78
Figure 34. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 02).....	79
Figure 35. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 02).....	79
Figure 36. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé 02).....	80
Figure 37. ferrailage d'escalier.....	84
Figure 38. Modèle 3D de la structure.....	86
Figure 39. coupe en plan de la structure	87
Figure 40. limite des décrochements en élévation.....	88
Figure 41 : dimension à respecter pour les poutres	106
Figure 42: diagramme des moments fléchissant de la poutre principale à L'ELU.....	106
Figure 43: diagramme des moments fléchissant de la poutre principale à L'ELS.....	107
Figure 44 : digramme des moments fléchissant de la poutre principale à ELA	110
Figure45 : ferrailage de la poutre principale 30×40.....	111
Figure 46 : ferrailages de la poutre secondaire 30×35.....	113
Figure 47: coffrage des poteaux.....	116
Figure 48 : Coupe du poteau 65 x 65 cm ²	120
Figure 49: résultats du calcul de ferrailage de potaux (60.60) en flexion déviée composé..	121
Figure 50 : résultats du calcul de ferrailage de potaux (55.55) en flexion déviée composé.	122
Figure51 : résultats du calcul de ferrailage de potaux (50.50) en flexion déviée composé.	123
Figure 52: résultats du calcul de ferrailage de potaux (45.45) en flexion déviée composée	124
Figure53: résultats du calcul de ferrailage de potaux (40.40) en flexion déviée composée.	125
Figure 54: ferrailage les poteaux.....	130
Figure 55: cas de constitutions de poteaux court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage.....	131
Figure 56: schéma d'un voile	133
Figure 57 : classification des voiles selon les éléments.....	136
Figure 58: zone critique a la base du voile.....	136
Figure 59: section du ferrailage du voile	138
Figure 60: schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du RDC -2 ^{ème} étage.....	139
Figure 61 : schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du 2 ^{ème} -5 ^{ème} étage.....	140

Figure 62: schéma de majoration du voile $0,3 \times 1,2$ du 5 ^{ème} -9 ^{ème} étage.....	141
Figure 63 : schéma de majoration du voile $0,3 \times 1,2$ du 9 ^{ème} -12 ^{ème} étage.....	142
Figure 64: schéma de majoration du voile $0,3 \times 3,8$ du RDC -2 ^{ème} étage.....	143
Figure 65 : schéma de majoration du voile $0,3 \times 3,8$ du 2 ^{ème} -5 ^{ème} étage.....	144
Figure 66 : schéma de majoration du voile $0,3 \times 3,8$ du 5 ^{ème} -9 ^{ème} étage.....	145
Figure 67: schéma de majoration du voile $0,3 \times 3,8$ du 9 ^{ème} -12 ^{ème} étage.....	146
Figure 68 : schéma de majoration du voile $0,3 \times 2$ du RDC -2 ^{ème} étage.....	147
Figure 69: schéma de majoration du voile $0,3 \times 2$ du 2 ^{ème} -5 ^{ème} étage.....	148
Figure 70 : schéma de majoration du voile $0,3 \times 2$ du 5 ^{ème} -9 ^{ème} étage.....	150
Figure 71: schéma de majoration du voile $0,3 \times 2$ du 9 ^{ème} -12 ^{ème} étage.....	152
Figure 72: ferrailages des voiles.....	152
Figure 73 : résultats de cartographie (ELU).....	157
Figure 74: résultats de cartographie (ELS).....	157
Figure 75. semelle flexible sur sol homogène	157
Figure 76. semelle rigide sur sol homogène.....	158
Figure 77. grande surface de panneau.....	159
Figure 78. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU.....	160
Figure 79. Cartographie de contrainte du radier sur le sol al'ELS.....	162
Figure 80. Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELA.....	162
Figure 81. distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}	163
Figure 82. distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}	163
Figure 83. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} ' ELU').....	164
Figure 84. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} ' ELU').....	164
Figure 85. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} ' ELS').....	164
Figure 86. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} ' ELS').....	165
Figure 87. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} ' ELA'	166
Figure 88. Différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} ' ELA').....	167
Figure 89. Section de ferrailage du radier en travée (sens x-x).....	168
Figure 90. sections de ferrailage du radier en appui (sens x-x).....	168
Figure 91. section de ferrailage du radier en travée (sens y-y).....	169
Figure 92. section de ferrailage du radier en appui (sens y-y).....	170

Figure 93 .ferraillge du radier.....	171
Figure 94.vérification des contraintes x-x.....	172
Figure 95. vérification des contraintes y-y.....	173
Figure 96 .Chargement de terreur les voiles périphériques.....	179
Figure 97 .Ferrailage robot expert.....	179

Liste des Tableaux

Tableau 1. récapitulatif des valeurs des limites élasticité des aciers f_e	34
Tableau 2. combinaisons d'actions RPA 2024.....	36
Tableau 3. pré dimensionnement des voiles.....	42
Tableau 4. dégression verticale des surcharges d'exploitation	47
Tableau 5. feuille d'Excel de calcul du pré dimensionnement des poteaux	48
Tableau 6. choix des sections des poteaux.....	48
Tableau 7. descente de charge du plancher terrasse.....	51
Tableau 8. descente de charge des étages courant	53
Tableau 9. descente Plancher étage courante dalle pleine.....	53
Tableau 10. descente de charge des balcons	53
Tableau 11. descente de charge du mur extérieur	53
Tableau 12. descente des charges du mur intérieur.....	53
Tableau 13 descente des charges de la dalle pleine du palier	54
Tableau 14 les charges de la dalle pleine du paillasse	54
Tableau 15. sollicitations poutrelles.....	59
Tableau 16. : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.....	59
Tableau 17. Les valeurs des efforts maximums	60
Tableau 18. Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles.....	64
Tableau 19. Eléments de réduction (M, T) du balcon).....	67
Tableau 20. ferrailage du balcon.....	69
Tableau 21. charges d'acrotère.....	71
Tableau 22. combinaison d'actions de l'acrotère.....	73
Tableau 23. Les efforts agissent sur le Volée (1et 2 et 3) à L'ELU	80
Tableau 24. : Les efforts agissent sur le Volée (1et 2 et 3) à L'ELS.....	80
Tableau 25. récapitulatif du ferrailage d'escaliers.....	84
Tableau 26. Classification des zones sismiques.....	87
Tableau 27. caractéristique sismique du bâtiment	87
Tableau 28. les conditions du facteur de qualité	89
Tableau 29. comparaison entre la période et la période empirique.....	91

Tableau 30. valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base	91
Tableau 31. les paramètres sismiques utilisés dans le calcul.....	91
Tableau 32. les valeurs du coefficient d'accompagnement.....	93
Tableau 33. taux de participation modale	94
Tableau 34. résultante des forces sismique 2024.....	95
Tableau 35. Evaluation des excentricités 2024	95
Tableau 36. Vérification au renversement direction x	97
Tableau 37. Vérification au renversement direction y.....	98
Tableau 38. Valeurs limites des déplacements inter-étages.....	98
Tableau 39. Valeurs limites des déplacements inter-étages x-x	99
Tableau 40. Valeurs limites des déplacements inter-étages y-y.....	100
Tableau 41. Vérification effets du second ordre sens x-x.....	101
Tableau 42. Vérification effets du second ordre sens.....	102
Tableaux 43. Récapitulatif des moments maximaux des poutres	107
Tableau 44 : récapitulatif du ferrailage des poutres.....	110
Tableau 45 : vérification les sollicitations des contrainte.....	111
Tableau 46: Vérification de l'effort normal réduit poteaux 65×65	114
Tableau 47 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 60×60	114
Tableau 48: Vérification de l'effort normal réduit poteaux 55×55	114
Tableau 49 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 50×50	114
Tableau 50 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 45×45	114
Tableau 51 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 40×40	115
Tableau 52 : Sollicitations de calcul du poteau 65×65	115
Tableau 53 : Sollicitations de calcul du poteau 60×60	119
Tableau 54: Sollicitations de calcul du poteau 55×55	120
Tableau 55 : Sollicitations de calcul du poteau 50×50	121
Tableau 56: Sollicitations de calcul du poteau 45×45	122
Tableau 57 : Sollicitations de calcul du poteau 40×40	123

Tableau 58 : choix des armatures des poteaux	124
Tableau 59: ferrailage transversale des poteaux.....	129
Tableau 60: vérification des l'effort normal réduit des voiles	133
Tableau 61: la longueur de l'élément de rive.....	135
Tableau 62: sollicitation maximale dans le voile 1,2m	137
Tableau 63: sollicitation maximale dans le voile 1 ,2 m	138
Tableau 64 : sollicitation maximale dans le voile 1 ,2m	139
Tableau 65: sollicitation maximale dans le voile 1,2m	140
Tableau 66 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m	141
Tableau 67 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m	142
Tableau 68 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m	143
Tableau69 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m	144
Tableau70: sollicitation maximale dans le voile 2 m	145
Tableau71: sollicitation maximale dans le voile 2 m	146
Tableau72: sollicitation maximale dans le voile 2 m	147
Tableau73: sollicitation maximale dans le voile 2 m	148
Tableau74: ferrailages les voiles.....	149
Tableau 75 : les contraintes de compression.....	151
Tableau 76 : les contraintes de cisaillement.....	151
Tableau77 : les moments max du plancher.....	153
Tableaux78: choix des armatures.....	153
Tableau79: impact du voile sur la dalle du radier ELU.....	161
Tableau 80: récapitulatif des moments M_{xx} (KN.m).....	165
Tableau81 : récapitulatif des moments M_{yy} (KN..m).....	165
Tableau 82: ferrailage du radier.....	169
Tableau83: vérifications a L'ELS.....	171

Tableau 84: Sollicitations des voiles.....	172
--	-----

INTROUCTION GÉNÉRALE

Le génie civil est une branche fondamentale de l'ingénierie englobant toutes les techniques nécessaires à la conception, à l'étude et à la construction des structures et des bâtiments. Face à l'expansion urbaine et aux exigences croissantes en matière de sécurité, l'étude des immeubles de grande hauteur requiert une analyse approfondie afin de garantir leur stabilité, leur résistance et leur durabilité face à diverses contraintes notamment les séismes.

L'Algérie figure parmi les pays les plus exposés à l'activité sismique en raison de sa situation géographique dans une zone de convergence tectonique. Les séismes enregistrés ces dernières décennies ont causé d'importantes pertes humaines et matérielles, entraînant un renforcement de la réglementation parasismique algérienne. Par conséquent, le choix du système de contreventement dépend de plusieurs facteurs, tels que la hauteur du bâtiment, le type de sol et les contraintes architecturales

Cette thèse porte sur l'étude d'un immeuble résidentiel de 12 étages (R+12) en béton armé, renforcé par un système de murs de refend hybrides, situé dans la province de Mostaganem (AinNouissi), classée en zone sismique V et caractérisée par un sol meuble de type S3 selon le RPA 2024. Cette recherche vise principalement à garantir la conception optimale des différents éléments structuraux afin d'assurer la stabilité et la sécurité du bâtiment sous charges verticales et horizontales

Elle porte sur la conception préliminaire et définitive des éléments porteurs tels que les poutres, les poteaux, les murs de refend, les planchers et les fondations. Elle inclut également l'évaluation des charges permanentes et d'exploitation, ainsi qu'une analyse dynamique du bâtiment réalisée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis Professional, conformément aux exigences de la classification sismique 2024 et à la réglementation applicable

Ce rapport est structuré comme suit

- ✓ **Chapitre 1** : informations générales et description du projet
- ✓ **Chapitre 2** : mesures structurales préliminaires
- ✓ **Chapitre 3** : éléments secondaires
- ✓ **Chapitre 4** : Analyse dynamique de la structure
- ✓ **Chapitre 5** : Armature des éléments structuraux

CHAPITRE I :

PRÉSENTATION DU PROJET

ET CARACTERISTIQUES DES

MATERIAUX

1. Introduction

Cette étude porte sur un immeuble mixte de 12 étages en béton armé, comprenant un rez-de-chaussée commercial et des étages supérieurs destinés aux logements et aux bureaux. Elle vise à présenter la structure du bâtiment ainsi que les propriétés des matériaux utilisés, conformément à la réglementation parasismique algérienne RPA 2024 et aux recommandations de la BAEL 99

La stabilité du bâtiment repose sur la résistance de ses différents éléments structuraux (poteaux, poutres, murs, etc.) aux diverses sollicitations, telles que la compression et la flexion, afin d'assurer une transmission efficace des charges verticales et une bonne résistance aux actions sismiques

2. Présentation du projet

Le projet étudié est implanté à Mostaganem, plus précisément dans le quartier D'AIN NOUISSY, relevant du groupe 2 et classé en zone sismique V

Compte tenu de cette situation, la conception de la structure est réalisée conformément aux dispositions de la RPA 2024, en intégrant les exigences liées à la ductilité, à la régularité en plan et élévation, ainsi qu'au système de contreventement.

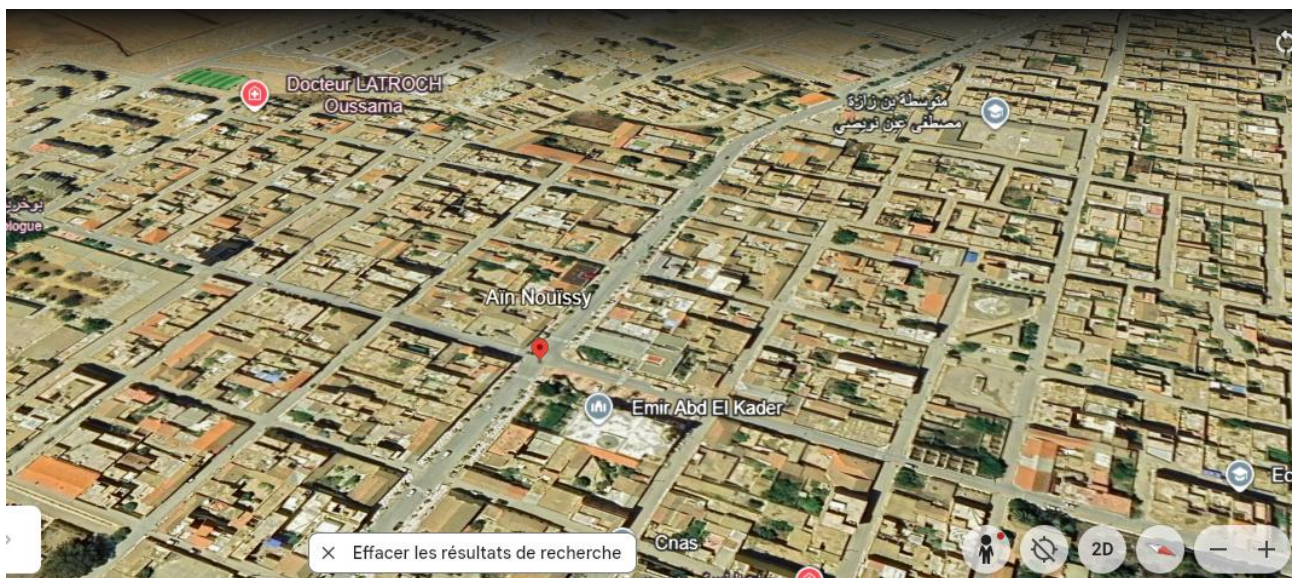


Figure1 : Implantation du bâtiment (Source : Google Earth)

3. Nature de l'ouvrage

La structure est constituée d'un

- Sous-sols qui serviront de parking
- RDC usage commerciale

- 12 étages à usage d'habitation
- Une terrasse inaccessible

4. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

Le projet a une forme rectangulaire et le bâtiment présent les dimensions suivantes :

✓ Dimensions en plan :

Longueur totale en plan 21.60 m

Largeur totale en plan.....26.20 m

✓ Dimensions en élévation :

Hauteur du rez-de-chaussée.....3,06 m

Hauteur des étages courants3,06 m

Hauteur totale du bâtiment.....39.78 m

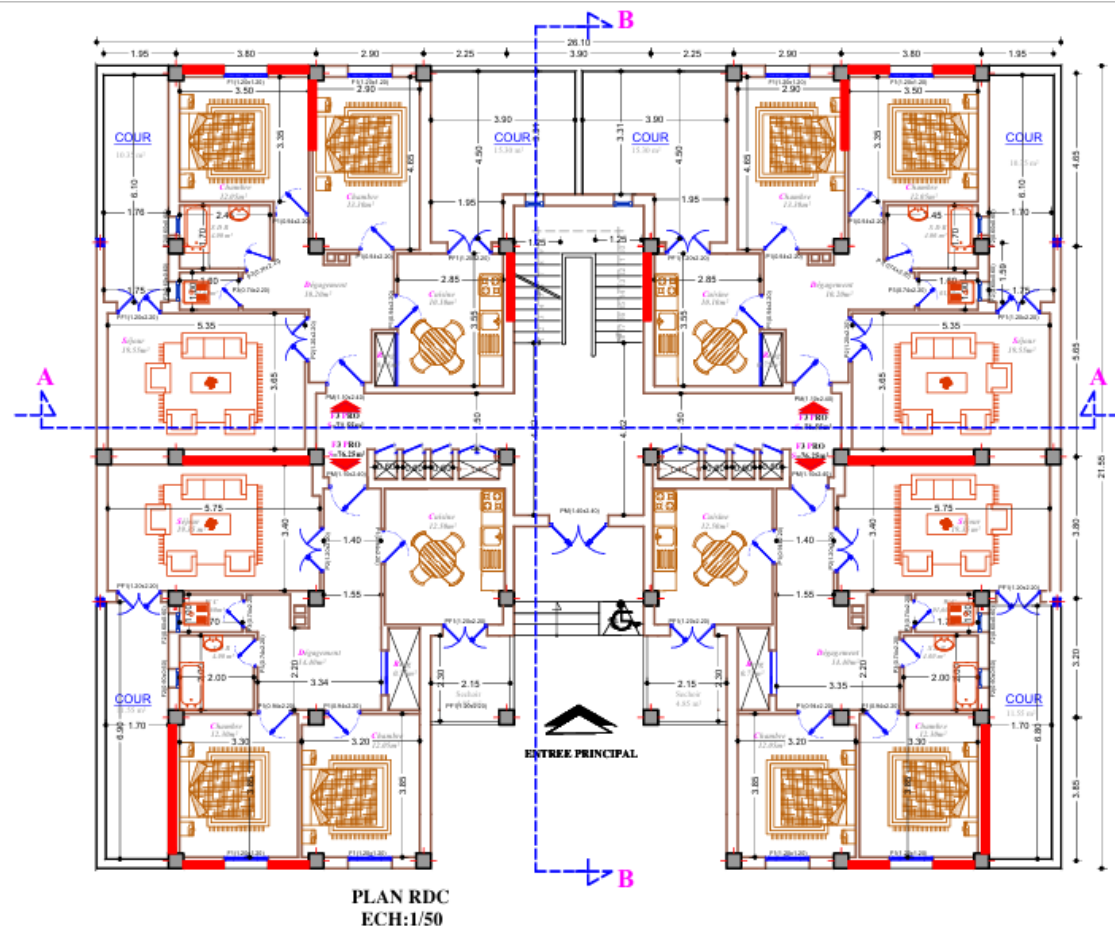


Figure 2 : Vue en plan RDC.

5. Composition de la structure

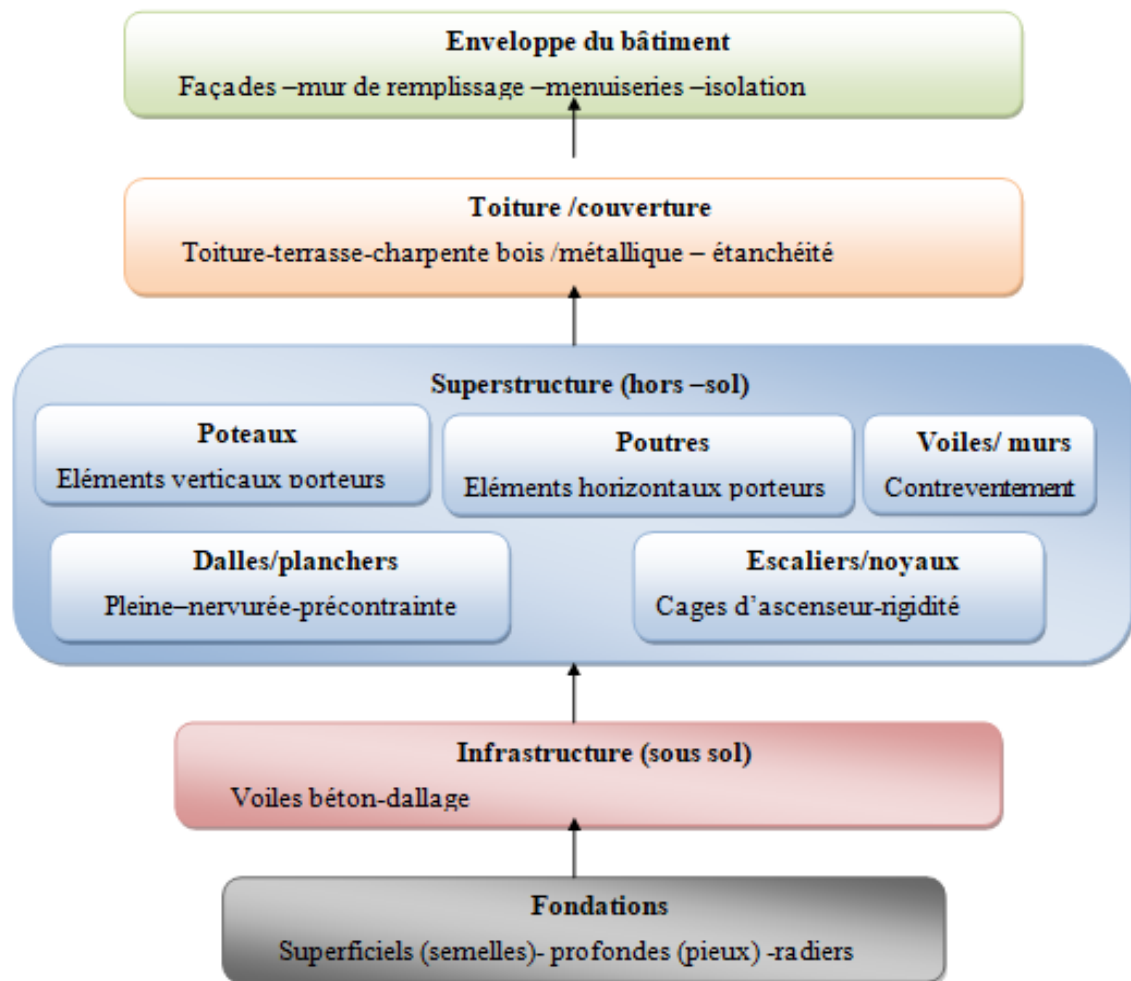


Figure 4 : schéma de composition de la structure d'un bâtiment

Voici les grandes composantes d'une structure de bâtiment, du bas vers le haut

Fondations : transmettent toutes les charges au sol. Elles peuvent être superficielles (semelles isolées, filantes, radier) ou profondes (pieux, microporeux) selon la nature du terrain

Infrastructure : la partie entrée (sous-sol, vide sanitaire). Elle comprend les voiles en béton, le dallage sur terre-plein et le cuvelage si le sous-sol est étanche

Superstructure : c'est le squelette porteur hors-sol, composé de :

Poteaux : disposés selon un alignement régulier, ils assurent la reprise des charges verticales et la stabilité globale des étages. Réalisés en béton armé, ils présentent

Généralement des sections carrées ou rectangulaires, prés dimensionnés en fonction des charges appliquées et de la hauteur du bâtiment

✓ **Poutres** : transmettent les charges horizontalement vers les poteaux

Voile : utilisés comme élément de contentement parasismique, ils reprennent les efforts horizontaux dus au vent et aux séismes, tout en contribuant à la rigidité latérale de la structure.

✓ **Portiques** : constitués d'assemblages poteau- poutres formant des cadres rigides, ils participent à la reprise des charges verticales et horizontales. Leurs nœuds sont conçus pour résister efficacement aux sollicitations sismiques, conformément aux exigences du RPA 2024

✓ **Planchers** : tous les planchers sont réalisés en corps creux nouveaux et une dalle de compression type (16+4) cm. en utilisant hourdis à base de béton et plastique transformé

La dalle des paliers est un élément porteur en béton armé, son épaisseur dépend des conditions d'utilisation.

✓ **Maçonnerie** : les murs intérieurs sont réalisés en simple cloison en de 10 cm d'épaisseur les murs extérieurs sont réalisés en double parois de (cloison : 10 cm parpaing en béton et déches de plastique transformé : 10 cm)

✓ **Acrotères** : la terrasse étant inaccessible, le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur égale 100 cm.

6. Caractéristiques des matériaux

6.1. Béton

A. Composition du béton

Le béton est un matériau composite formé principalement de ciment, d'eau, de sable et de granulats, formant un mélange homogène qui durcit pour assurer résistance et stabilité

❖ Résistance à la compression f_{cj}

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à 'j' jours est mesurée sur des éprouvettes de $16 \times 32 \text{ cm}^2$. La valeur la plus utilisée est celle à 28 jour, notée f_{c28} , qui sert pour le dimensionnement des structures. Le béton développe sa résistance progressivement : environ 70.-75% de f_{c28} après 7 jours. L'essai en laboratoire permettent de vérifier la conformité et d'assures la solidité et la durabilité des ouvrages Pour notre projet, il a été choisi de travailler avec $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ (béton a usage courant) pour un béton d'âge inférieur à 28 jours, la résistance à la compression peut être obtenue par la formule suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,46+0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A93, A2.1.1.1)}$$

Avec $j \leq 28$ jour

Poids volumique de béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

❖ Coefficient de poissions

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques...), on prendra :

- ✓ $\nu = 0 \rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré)
- ✓ $\nu = 0,2 \rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré)

Avec

- ✓ **Pivot A** : traction simple ou composée, flexion avec état limite atteint dans l'acier.
- ✓ **Pivot B** : flexion avec état limite ultime atteint dans béton.
- ✓ **Pivot C** : compression simple ou composée.

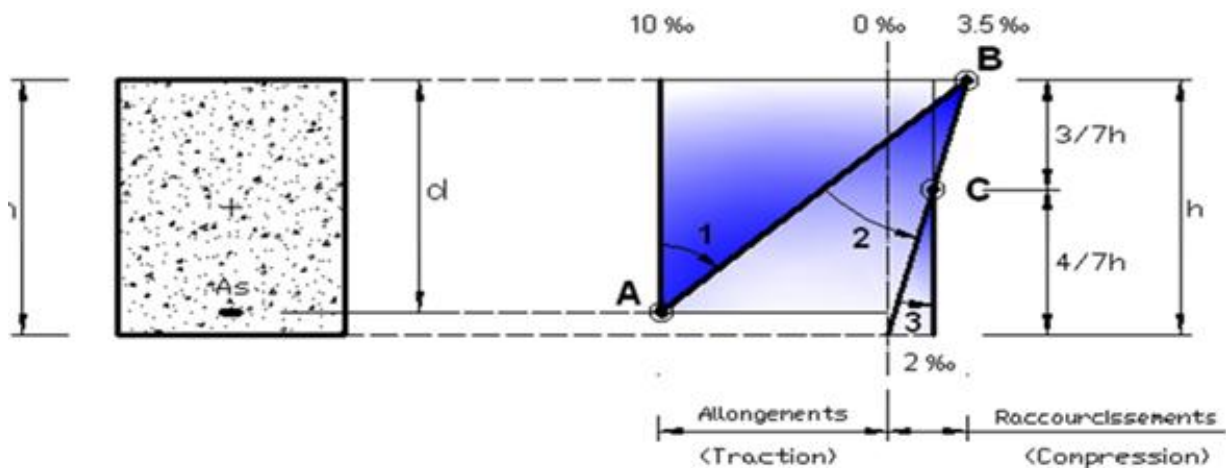


Figure 5 : diagramme des déformations limitent de la section (règle des trois pivots)

- ✓ **Résistance à la traction (C.B.A93, A.2.1.1.2)**

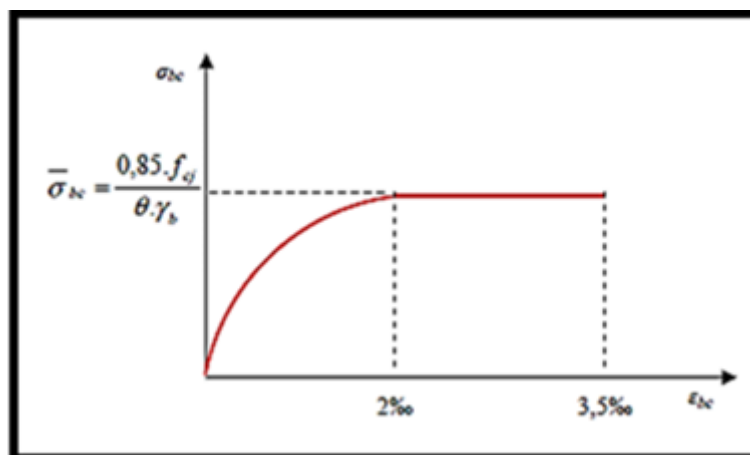


Figure 6 : diagramme parabole- rectangle (béton)

La résistance caractéristique a la traction d'un béton est donnée par formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} \rightarrow f_{t28} = 0,6 + 0,06.25 \rightarrow f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Cette formule étant valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

✓ Contraintes limites de compression

La contrainte limite ultime du béton comprimé est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ (C.B.A 93 A.4.3.4.1)}$$

1 situation normale

0,85 situation accidentelle

Avec γ_b : coefficient de sécurité

$$\text{Avec } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 & \text{pour les cas courants (ELU).} \\ \gamma_b = 1,2 & \text{pour les situations accidentelles.} \end{cases}$$

La contrainte admissible de compression à l'état limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

✓ Contrainte limite de cisaillement

La contrainte limite de cisaillement prend les valeurs suivantes :

Fissuration non préjudiciable (peu nuisible)

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable

$$\bar{\tau}_u \leq \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min [2,5 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}] = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ Le module de déformation longitudinal du béton (C.B.A93.A.2.1.2)

Module instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{i28} = 32164,195 \text{ MPa}$$

Module différé

Tient compte des déformations à long dues au fluage et au retrait sous charges prolongées

$$E_{iv} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \Rightarrow E_{v28} = 10818,90 \text{ MPa}$$

Module de déformation transversale

$$G = \frac{E}{2(1 + 2\nu)}$$

E : module D'YOUNG

ν : coefficient de POISSON

B. Constituants de base

Ciment : liant hydraulique (CEM I portland put ou CEM II composé), représentant environ 10 à 15% du volume du béton.

Eau : nécessaire à l'hydrations du ciment et à l'obtention de la maniabilité du béton. Le rapport eau /ciment influence fortement la résistance mécanique.

Sable : granulats fins assurant la compacité du mélange et réduisant les vides entre les gros granulats

Granulats : graviers ou **pierres** concassées constituant la majeure partie du squelette du béton (environ 70 à 80% du volume total).

Adjuvants : produits chimique ou additions minérales (cendres volantes, laitier, fumée de silice) ajoutés en faible quantité afin d'améliorer certaines propriétés du béton telles que la résistance, la maniabilité ou le temps de prise

Formule générale

Béton = ciment + eau + granulats (sable + gravillons) + adjuvants

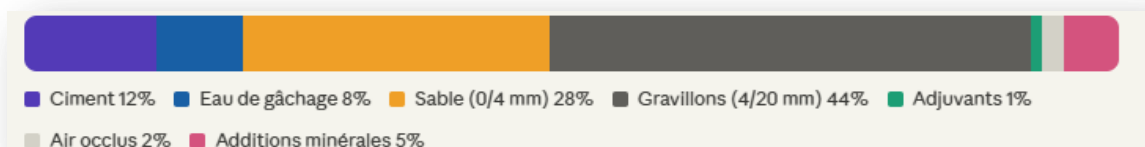


Figure 7 : dosage volumique indicatif pour 1 m³ de béton courant

C. Caractéristiques mécaniques de l'acier

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- ✓ Aciers doux ou mi-durs avec 0.15% à 0.25% de carbone.
- ✓ Aciers durs pour 0.25% à 0.40% de carbone.

Les désignations conventionnelles, les nuances et les limites d'élasticité correspondantes pour chaque type d'acier sont données par le Tableau 1 suivant :

Tableau 1 : récapitulatif des valeurs des limites élasticité des aciers f_e

Type	Désignation	Limite d'élasticité f_e (MPa)
Ronde lisses	F _e E235	235
Barre HA	F _e E500	500
Treillis soudés lisses	TSL	500

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$$E_s = 200000 \text{ MPa. (C.B. A93, A.2.2.1)}$$

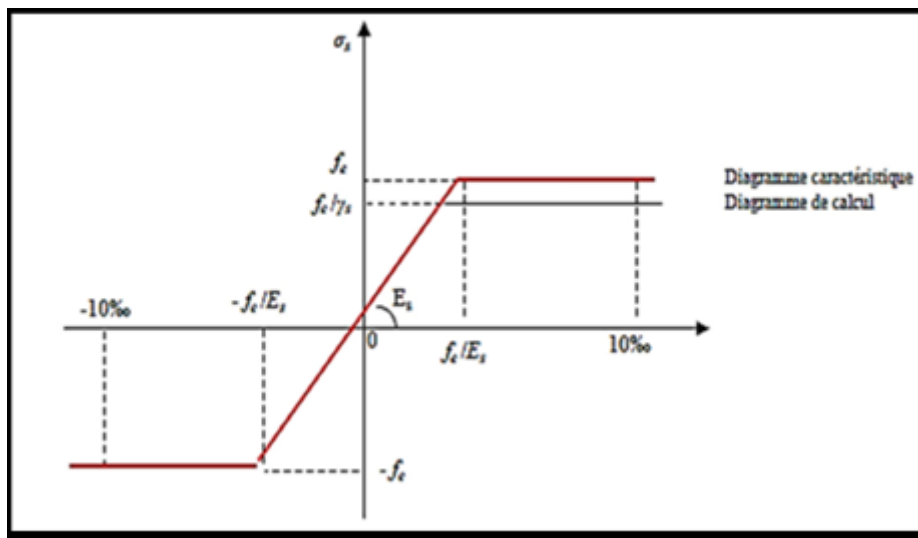


Figure 8 : diagramme contraires-déformations (Acier)

Dans notre cas utilise F_eE500 → (limite d'élasticité $f_e=500$ MPa)

✓ Contrainte limites

Etat limite ultime (ELU)

Si $\epsilon_s < \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par une droite d'équation : $\sigma_s = E_s \cdot \epsilon_s$

Si $\epsilon_s \geq \epsilon_L \Rightarrow$ le diagramme est constitué par l'horizontale d'ordonnée : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10‰.

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier, $E_s = 200000$ MPa

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa (Situation durable et transitoire).}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ MPa (Situations accidentelles).}$$

Etat limite de service (ELS)

On ne limite pas la contrainte de l'acier qua en état limita d'ouverture des fissures

η : Coefficient de fissuration

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{array} \right.$$

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}}\right)$; [MPa]

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H. A)}$

$$\bar{\sigma}_s \leq 156,66 \text{ MPa (R. Lisses) avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(0,5f_e ; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}})$; [MPa]

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H. A)}$

$$\bar{\sigma}_s \leq 117,5 \text{ MPa (R. Lisses) Avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : aucune vérification n'est requise pour les aciers

7. Sollicitations de calcul et combinaison d'actions

7.1 Les actions

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, etc.) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statique ou d'état (retrait, variation de températures, tassement d'appuis... etc.) qui entraînent des déformations dans la structure, on distingue :

✓ Les actions permanentes (G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, elles comprennent

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des poussées des terres
- Le poids des murs, cloisons, revêtements ... etc.

✓ **Les actions variables (Q)**

Ce sont des actions dont l'intensité est variable dans le temps

- Surcharge d'exploitation
- Charges appliquées au cours d'exécution
- Les actions dues à la température

✓ **Les actions accidentelles (E)**

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible

durée d'application : $\left\{ \begin{array}{l} \text{séisme} \\ \text{chocs} \\ \text{explosion} \\ \text{les feux} \end{array} \right.$

7.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts (normaux, tranchants) et des moments (de flexion, de torsion) calculés à partir des actions

Tableaux 2 : combinaisons d'actions RPA 2024

Combinaison d'actiens RPA2024		
Etat limite ultime ELU	Etat limite service ELS	
1,35G+1 ,5 Q	G+Q	
Combinions accidentelle		
Composantes horizontales de l'action sismique	Composantes des fondations	$E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y$ $E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y$
G + ψ.Q+E ₁	G + ψ.Q±1,4E ₁	
G + ψ. Q+E ₂		
G + ψ.Q±1, 3E _y		
G + ψ.Q±1, 3E _x		

Avec

G : charge permanente

Q : charge d'exploitations

E : effort de séisme

Ψ : coefficient d'accompagnement

8. Logiciels utilisés

- ✓ Logiciel Robot Structural Analysis Professional 2024 : pour la modélisation de la structure
- ✓ Autocad 2023 : pour le dessin des plans
- ✓ Expert BA2010 (Robot Expert) : pour les ferraillements
- ✓ RDM6 : pour le calcul des moments, efforts tranchants, flèche
- ✓ Socotec
- ✓ Office Microsoft (Excel)

9. Règlements utilisés

- Règles parasismiques Algériennes RPA 2024 : est une version actualisée des normes parasismique en Algérie. Cette réglementation est essentielle pour la conception et la conception et la construction de bâtiment capables de résister aux tremblements de terre
- Règle de conception et de calcul des structures en béton (C.B.A. 93) : basé sur la théorie des états limites
- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2 : le présent document traite des charges permanentes et charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de cas charges à introduire dans les calculs

10. Conclusion

Ce premier chapitre a été consacré à une présentation de la structure étudiée en précisant son implantation, sa conception, sa typologie et son système constructif. D'autre part, un aperçu a été donné sur les matériaux constitutifs du projet (béton et acier) et les logiciels et les règlements utilisés dans cette étude.

CHAPITRE 2:

PREDIMENSIONEMENT.

1. Introduction

Le pré dimensionnement consiste à estimer les dimensions initiales des éléments structuraux tels que (les poutres, les poteaux, les dalles, les voiles) avant le calcul détaillé, afin d'assurer une conception stable et économique tout en limitant les contraintes et la déformation. Pour cela, une descente de charges est effectuée afin de déterminer les charges supportées par chaque élément porteur à tous les niveaux de la structure jusqu'aux fondations

2. Planchers

Les planchers sont réalisés en deux types :

- ✓ **Type 1** : corps creux et une dalle de compression, pour les étages courants
- ✓ **Type 2** : dalle pleine pour étage commerciale, les balcons et dans cage d'escalier

2.1 Plancher en dalle pleine

Le plancher peut être continu sur 2, 3, voire 4 appuis constitués de poutres, poutrelles ou murs. L'épaisseur doit être choisie selon les conditions :

➤ Condition de résistance à la flexion (CBA93)

- ✓ $\frac{Lx}{35} \leq e \leq \frac{Lx}{30}$ pour une dalle continue sur deux cotés ($\rho < 4$)
- ✓ $\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40}$ Pour une dalle continue sur trois ou quatre cotés ($\rho \geq 0,4$)
- ✓ Dalles isostatiques : $e \geq \frac{Lx}{20}$
- ✓ De condition de flèche : $f \leq \frac{Lx}{500}$

➤ Condition de coupe-feu (CBA93)

$$\begin{cases} e = 7 \text{ cm pour une (01)heure de coupe_feu} \\ e = 11 \text{ cm pour deux (02)heures de coupe_feu} \\ e = 14 \text{ cm pour quatre (04)heures de coupe_feu} \end{cases}$$

Selon les règles techniques (CBA93) en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 19 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. On limite donc notre épaisseur $e = 20$ cm

$Lx = 3,90$ m ; $Ly = 5,65$ m

$$0,4 \leq \rho = \frac{Lx}{Ly} \leq 1$$

$\rho = \frac{3,60}{5,56} = 0,7 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle est considérée comme portante dans les 2 directions.

$\frac{360}{50} \leq ep \leq \frac{360}{40} \rightarrow 7,2 \leq ep \leq 9$ On prend $ep=20$ cm

2.2. Planchers corps creux

Les planchers d'étage courant sont de type corps creux, pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation
- ✓ Réduire le poids du plancher
- ✓ Raison économique

Les poutrelles travaillent comme une section T, elles sont disposées suivant les sens perpendiculaire aux poutres principales, le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction

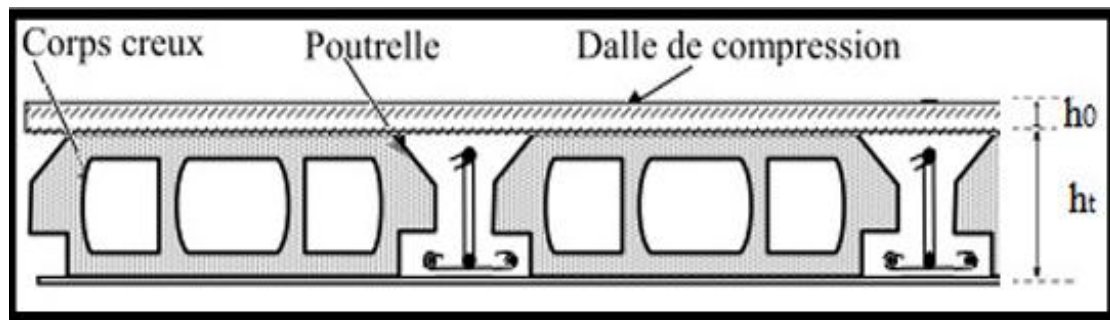


Figure 9 : coupe transversale d'un plancher à corps creux

h_t : épaisseur totale du plancher

h_0 : épaisseur de la dalle de compression

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \dots \dots \text{BAEL 91}$$

L : la plus grande portée entre nus dans la direction de disposition des solives

On a: $L = 560$ m $\rightarrow 15,2\text{cm} \leq h_t \leq 19\text{cm}$

On prend : $h_t = 20$ cm = (16+4) cm

✓ $h_0 = 4$ cm épaisseur de la table de compression

✓ $h_t = 16$ cm épaisseur du corps creux

❖ Dimensionnement poutrelles

Les dimensions des poutrelles en T utilisées pour structure sont les suivantes :

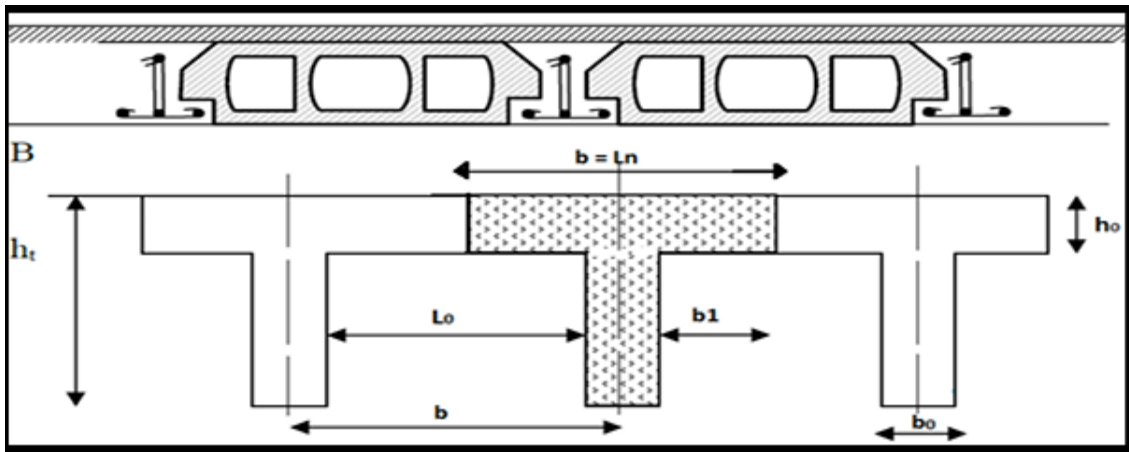


Figure 10: nervure du plancher à corps creux

✓ $L_n(b)$: la distance entre axes de nervures 60 cm

✓ b_0 : épaisseur de la nervure : $\frac{0,3}{0,4} h_t$ et elle est généralement prise a $b_0 = 12$ cm :

$$b_1 = \min \begin{cases} b_1 \geq \frac{(L_n - b_0)}{2} = \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \geq \frac{L}{10} = \frac{390}{10} = 39 \text{ cm} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 = 24 \leq b_1 \leq 32 \end{cases}$$

Donc $b_1 = 24$ cm $\rightarrow b = 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 24 + 12 = 60$ cm

3. Les voiles

Le dimensionnement des voiles en béton armé est justifié par le RPA 2024. Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 50% et 65% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble. D'après le RPA 2024 les voiles (Figure 11) sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition

$l_w \geq \max(\frac{h_e}{3}, 4b_w, 1 \text{ m})$ Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires

Avec :

- ✓ L_w : longueur de voile.
- ✓ b_w : épaisseur du voile.

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

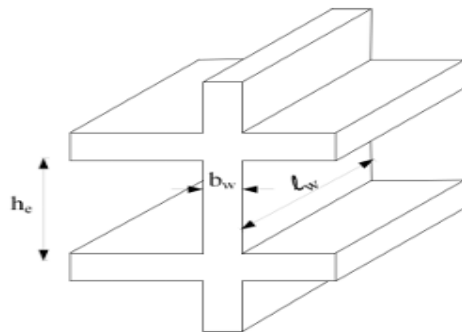


Figure 11 : coupe en élévation d'un voile.

Les voiles dans ce projet sont de type linéaire, en L et par conséquent, la condition exigée par le RPA 2024 pour les voiles linéaire devient le cas le plus défavorable et dont la formule est

$$a \geq \frac{h_e}{20}$$

h_e = hauteur d'étage – l'épaisseur du plancher

$$h_e = 306 - 20 = 276 \text{ cm}$$

Le pré dimensionnement des voiles de contreventement pour les différents niveaux est donné dans le Tableau 3.

Tableau 3 : pré dimensionnement des voiles.

	h (cm)	h_e (cm)	$\frac{h_e}{20}$ (cm)	a (cm)
RDC- étage courant	306	276	13,8	30

4. Les poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages). Elles ont des sections régulières, soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant les conditions suivantes :

✓ Critère de rigidité

$$\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0,4h \leq b \leq 0,8 \square \end{cases}$$

✓ Condition du R.P.A 2024

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4.0 \end{cases}$$

Avec

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée

b : Largeur de la poutre

h : Hauteur de la poutre

4.1. Poutres principales

$$L_{\max} = 565 \text{ cm}$$

$$\frac{565}{15} \leq h \leq \frac{565}{10} \Rightarrow 37,66 \text{ cm} \leq h \leq 56,5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}; h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}; \frac{h}{b} = 1,5 < 4 \text{ Conditions vérifiées}$$

La section adoptée (Figure 13) pour la poutre principale est **(30 x 45) cm²**.

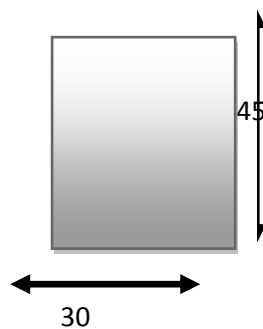


Figure 12 : Section transversale de la poutre principale.

4.2. Poutres secondaires

$$L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h \leq \frac{360}{10} \Rightarrow 24 \text{ cm} \leq h \leq 36 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

Vérification des conditions imposées par le RPA 2024

$b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$; $h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$; $\frac{h}{b} = 1,16 < 4$ Conditions vérifiées

La section adoptée (Figure 14) pour la poutre secondaire est **(30x35)** cm².

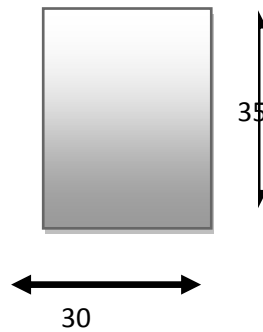


Figure 13 : Section transversale de la poutre secondaire.

5. Les poteaux

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- ✓ Respect des critères de résistance.
- ✓ Respect des conditions du RPA 2024.
- ✓ Satisfaction des conditions de flambement.

Le poteau le plus sollicité a une section afférente dont les dimensions sont représentées sur la Figure 15

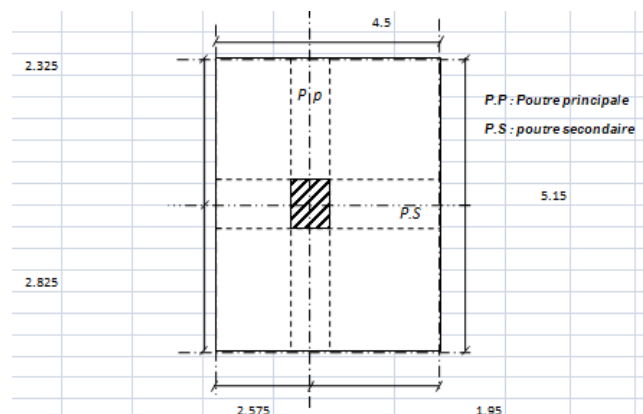


Figure 14 : Section afférente du poteau le plus sollicité.

5.1. Dimensionnement des poteaux les plus sollicités

Les poteaux les plus sollicités de cet ouvrage supportent des charges réparties sur une surface afférente $S_{aff} = 20,34 \text{ m}^2$.

Le dimensionnement est basé sur les trois critères suivants :

➤ **Critère de résistance**

$$Br \geq \left[\frac{\beta \cdot N_u}{\left[\theta \left(\frac{\sigma_{bc}}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{A}{Br} \right) \cdot \sigma_s \right] \cdot 10^3} \right] \cdot 10^4$$

Avec

B_r : Section réduite du béton ; $Br = (a - 0,02)$

θ : Facteur de durée d'application des charges ($\theta = 1$).

σ_{bc} : Résistance de calcul du béton en compression à l'état ultime.

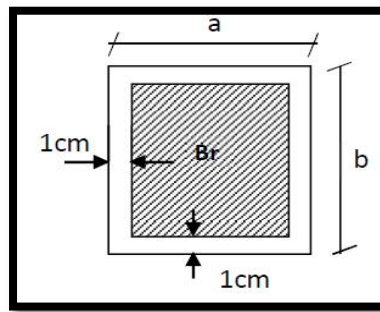


Figure 15 : Section réduite du poteau

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0,85 \cdot 25}{1 \cdot 1,5} = 14,2 \text{ MPa} \text{ et } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\frac{A}{B_r} = 1 \% \text{ (Mostaganem : zone V selon le RPA 2024)}$$

β : Coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\checkmark \quad \beta = 1 + 0,2(\lambda/35)^2 \text{ si } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \quad \beta = 0,85 + 2/1500 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la

compression centrée d'où : $\beta = 1 + 0,2 \cdot \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1,2$

$$\text{Donc } Br \geq \left(\left[\frac{1,2}{\left[1, \left(\frac{14,2}{0,9} \right) + 0,85 \left(\frac{1}{100} \right) \cdot 348 \right] \cdot 10^3} \right] 10^4 \right) \cdot Nu = 0,6404858204 \cdot Nu$$

N_u : Charge verticale à l'ELU et qui se calcule en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations.

1. Vérification des conditions du RPA 2024

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a, b) \geq 30 \text{ cm} \\ \min(a, b) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{N_c}{f_{c28} \times B_c} \leq 0,35$$

2. Vérification des conditions de flambement

Selon les règles du BAEL 91, on a : $\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$ avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$ et $L_f = 0,7 l_0$.

I : Moment d'inertie minimal de la section du poteau.

B : Section du béton.

λ : Elancement du poteau.

l_0 : Hauteur d'étage.

a, b : Dimensions du poteau.

L_f : Longueur du flambement.

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation aient un effet simultané, on applique la loi de la pente pour les déterminer. Cette loi stipule que les charges identiques sur chaque étage sont réduites de 10% jusqu'à 0,50, sauf pour les deux derniers étages.

Tableau 4 : dégression verticale des surcharges d'exploitation.

i =	Niveaux	Charge d'exploitation Q ((KN/m ²))
1	Haut 12 ^{eme} étage	1
2	Haut 11 ^{eme} étage	2,5
3	Haut 10 ^{eme} étage	3,85
4	Haut 9 ^{eme} étage	5,05
5	Haut 8 ^{eme} étage	6,1
6	Haut 7 ^{eme} étage	7
7	Haut 6 ^{eme} étage	7,75
8	Haut 5 ^{eme} étage	8,5
9	Haut 4 ^{eme} étage	9.25
10	Haut 3 ^{eme} étage	10
11	Haut 2 ^{eme} étage	10.75
12	Haut 1 ^{er} étage	11.5
13	RDC	12.25

Tous ces paramètres ont permis d'établir un fichier Excel pour la détermination des sections des poteaux de ce projet (tableau 5).

En résumé le choix des sections des poteaux est récapitulé dans le tableau 5.

Tableau 5 : feuille d'Excel de calcul du pré dimensionnement des poteaux.

H	ETAGE	G [KN]	Q(KN)	N _{sup} [KN]	N _{app} [KN]	N _{atout} [KN]	N _{pot} [KN]	N _{planc} [KN]	N _u [KN]	N _s [KN]	Br [cm ²]	a	choix	verificati on RPA	Verif flambem ent
3.06	haut 12 eme etage	5.100	1	17.769	20.022		0.000	184.763	222.555	162.407	137.392	13.721	40	17.226	54.080
3.06	haut 11 eme etage	10.160	2.5	35.539	40.044		42.423	384.863	502.869	366.375	310.441	19.619	40	22.102	37.822
3.06	haut 10 eme etage	15.220	3.85	53.308	60.067		84.846	580.005	778.226	567.038	480.430	23.919	40	27.496	31.024
3.06	haut 9 eme etage	20.28	5.05	71.078	80.089		127.269	770.189	1048.624	764.395	647.358	27.443	45	31.925	27.039
3.06	haut 8 eme etage	25.34	6.1	88.847	100.111		180.960	955.416	1325.334	966.794	818.181	30.604	45	35.903	24.247
3.06	haut 7 eme etage	30.4	7	106.616	120.133		234.652	1135.684	1597.085	1165.888	985.944	33.400	45	39.427	22.217
3.06	haut 6 eme etage	35.46	7.75	124.386	140.155		288.343	1310.994	1863.879	1361.676	1150.647	35.921	50	42.609	20.658
3.06	haut 5 eme etage	40.52	8.5	142.155	160.178		354.629	1486.305	2143.267	1566.794	1323.124	38.375	50	45.706	19.337
3.06	haut 4 eme etage	45.58	9.25	159.924	180.200		420.915	1661.615	2422.654	1771.912	1495.601	40.673	50	48.606	18.244
3.06	haut 3 eme etage	50.64	10	177.694	200.222		487.201	1836.926	2702.042	1977.029	1668.078	42.842	55	51.342	17.321
3.06	haut 2 eme etage	55.7	10.75	195.463	220.244		567.407	2012.236	2995.350	2192.458	1849.149	45.002	55	54.067	16.489
3.06	haut 1 eme etage	60.76	11.5	213.233	240.266		647.613	2187.547	3288.658	2407.887	2030.220	47.058	60	56.661	15.769
3.06	haut rdc	65.82	12.25	231.002	260.288		743.064	2362.857	3597.212	2634.609	2220.702	49.124	60	59.269	15.106
3	haut avant poteau	65.82	12.250	248.771	280.311	34.813	838.516	2362.857	3765.268	2759.095	2324.450	50.213	60	60.653	14.488
	haut semelle	65.82	12.250	266.541	300.333	34.813	931.773	2362.857	3896.317	2856.169	2405.352	51.044	65	61.711	0.000

Tableau 6 : choix des sections des poteaux

Niveaux	Section choisie (cm ²)
Sous-sol	65× 65
Rez –de –chaussée (commercial) – 1 ^{er} étage	60× 60
2 ^{ème} _ 3 ^{ème} étage	55× 55
4 ^{ème} _6 ^{ème} étage	50× 50
7 ^{ème} _ 9 ^{ème} étage	45× 45
10 ^{ème} _ 12 ^{ème} étage	40× 40

6. L'escalier

Un escalier est un élément structural assurant la circulation verticale entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il est constitué d'une succession de marches permettant le déplacement des usagers ainsi qu'une. L'escalier comprend généralement une dalle inclinée appelée paillasse et des dalles horizontales appelées paliers, assurant la résistance et la stabilité de l'ensemble. Ces éléments sont le plus souvent réalisés en béton armé coulé sur place

6.1. Les éléments d'un escalier

Un escalier est composé de plusieurs éléments principaux

- ✓ **Les marches** : surfaces horizontales permettant l'appui du pied
- ✓ **Les contremarches** : parties verticales séparant deux marches successives
- ✓ **La paillasse** : dalle inclinée en béton armé supportant les marches
- ✓ **Les paliers** ; surfaces horizontales assurant le repos et le changement de direction
- ✓ **La volée** : ensemble de marches compris entre deux paliers
- ✓ **Le garde-corps** : élément de protection placé sur les côtes de l'escalier pour assurer la sécurité des usagers

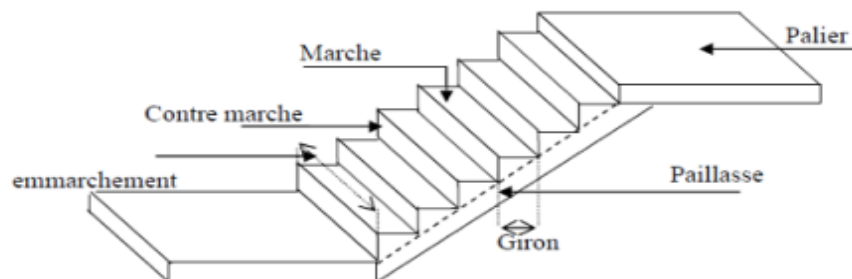


Figure 16: les éléments constitutifs d'un escalier.

✓ **Calcul du giron et la hauteur de marche**

Pour les dimensions des marches « g » et contre marches « h », on utilise généralement la formule de **BLONDEL**

$$0,59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0,66 \text{ m}$$

$g+2h = 0,59 \text{ m}$: correspond à des escaliers courants d'appartement

$g+2h = 0,66\text{m}$: correspond à des locaux publics

Avec

g : giron

h : hauteur d'une marche

H : demi – hauteur d'un étage

n : nombre des contre -marches

$$g + 2h = 0,64 \text{ m} = 64 \text{ cm}$$

Avec

$$g = 30 \text{ cm}$$

$$h = 17 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

✓ **Calcul du nombre des marches et contre-marches**

$$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 ; \text{ On aura 18 contres- marches pour sous-sol et RDC et étage courant}$$

✓ **L'angle d'inclinaison**

$$\tan \alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} \approx 0,56 \rightarrow \alpha = 29,53 < 40 \dots \dots (\text{condition vérifiée})$$

✓ **La longueur de volée**

$$l_v = n \times g = 9 \times 30 = 270 \text{ cm}$$

✓ **L'épaisseur de la paillasse**

$$\frac{L_p}{30} \leq e_p \leq \frac{L_p}{20}$$

$$L_{paillasse} = \sqrt{(Lv^2 + H^2)} = \sqrt{(270^2 + 153^2)} = 310,33$$

$$\frac{310,33}{30} \leq e_p \leq \frac{310,33}{20} \rightarrow 10,34 \text{ cm} \leq e_p \leq 15,51 \text{ cm}$$

On adopte : $e_p = 15 \text{ cm}$

7. Descente de charge

Le DTR n'a pas changé selon les deux règlements alors elle reste la même

✓ Planchers terrasse (inaccessible)

Tableau 7 : descente de charge du plancher terrasse

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (kn /m ²)
Protection gravillon	20	0,04	0,008
Etanchéité multicouche	6	2	0,12
Forme de pente	20	10	2
Isolation thermique	4	4	0,16
Dalle corps creux (16+4)			2,8
Enduit plâtre	10	1	0,1
Charge permanente			5.1 (KN/m²)
Charge d'exploitation			1 (KN/m²)

✓ **Plancher étage courant en corps creux**

Tableau 8 : descente de charge des étages courant

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (kN /m ²)
Dalle de sol	20	2	0,4
Lit de sable	18	2	0,36
Mortier de pose	20	2	0,4
Enduit plâtre (ep 1cm)	10	1	0,1
Dalle corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			5,06 (KN/m²)
Charge d'exploitation			1,5 (KN/m²)

✓ **Plancher étage courante dalle pleine**

Tableau 9 : descente de charge des balcons

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (kn /m ²)
Carrelage	22	0,025	0,55
Lit de sable	18	0,015	0,27
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Enduit plâtre	10	0,02	5
Dalle pleine	18	0,02	0,36
Charge permanente			6,69 (KN/m²)
Charge d'exploitation			3,5 (KN/m²)

✓ **Dalle pleine pour balcon**

Tableau 10 : descente de charge des balcons

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/ m ²)
Revêtement de carrelage	22	0,025	0,55
Mortier de pose	20	0,015	0,3
Lite de sable	18	0,02	0,36
Dalle pleine	20	0,02	5
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			6,57(KN/m²)
Charge d'exploitations			3.5 (KN/m²)

✓ **Mur extérieurs**

La maçonnerie utilisée est en brique (en double cloison)

Tableau 11 : descente de charge du mur extérieur

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/ m ²)
Parois en briques creuses	9	0 ,10	0,9
L'âme d'aire	/	0,05	/
Parois en brique creuses	9	0,10	0,9
Enduite en plâtre	10	0,02	0,2
Enduite ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G= 2,36 (KN/m²)

✓ **Mur intérieurs (simple parois)**

Tableau 12 : descente des charges du mur intérieur

Désignation	Poids volumique ρ (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/ m ²)
Enduit ciment	18	0,02	0,36
Parois en brique creuses	9	0,10	0,9
Enduite ciment	18	0,02	0,36
Charge permanente			G= 1,62 (KN/m²)

✓ **Palier**

Tableau 13 : descente des charges de la dalle pleine du palier.

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement Horizontale	28	0,025	0,7
Mortier de pose	18	0,02	0,36
Poids propre du palier $\rho \times \frac{e_p}{\cos \alpha}$	25	0.15	4.30
Enduit de ciment $\rho \times \frac{e_p}{\cos \alpha}$	18	0,02	0,41
Charge permanente			G = 5,77 (kN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,5 (kN/m²)

✓ **Paillasse**

Tableau 14: les charges de la dalle pleine du paillasse

Désignation	Poids volumique ρ (kN/m ³)	Épaisseur e (m)	Poids G (kN/m ²)
Revêtement horizontale	28	0,025	0,7
Revêtement verticale	28	$0.025 \times \frac{0.17}{0.3}$	0,39
Matière de pose	18	0,02	0,36
Poids propre de la paillasse	25	$\frac{0.15}{\cos 29.53}$	4.30
Garde-corps	/	/	0.1
Poids propre des marches	22	$\frac{0.17}{2}$	1,87
Enduit ciment $\rho \times \frac{e_p}{\cos \alpha}$	18	0,01	0.20
Charge permanente			G = 7.92 (KN/m²)
Charge d'exploitation			Q = 2,50 (KN/m²)

8. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons réalisé le pré dimensionnement des principaux éléments structuraux de l'ouvrage. Les dimensions adoptées pour les poutres, poteaux, voiles et planchers ont été déterminées conformément aux recommandations réglementaires et aux critères de conception. Les résultats obtenus constituent une base cohérente pour la modélisation et les calculs détaillés de la structure dans les chapitres suivants.

CHAPITRE 3 :

CALCUL DES ELEMENTS

SECONDAIRES

1. Introduction

Dans ce chapitre, on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires, qui sont des éléments ne faisant pas partie du système de contreventement, ils n'apportent pas de contribution significative à la résistance aux actions sismique. Les éléments secondaires à étudier sont :

- ✓ Les planchers (plancher à corps creux)
- ✓ Les balcons en dalles pleins
- ✓ Les escaliers
- ✓ Acrotère

2. Etude des planchers

Les planchers sont des aires planes limitant les différents étages en assurant la double fonction

✓ **Celle de la résistance :**

Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux. Ils sont infiniment rigides dans leurs plans.

✓ **Celle d'isolation thermique et acoustique :**

Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

✓ **On a approprié un seul type de plancher**

Plancher à corps creux (16+4) pour tous les étages :

16 cm : corps creux

4cm : dalle de compression

2.1 Des poutrelles

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues à la flexion simple. Deux méthodes sont envisagées pour les déterminations des sollicitations des poutrelles, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

❖ **Méthode forfaitaire :** condition d'application

- 1- Les moments d'inerties est constant

2- Fissuration peu nuisible

3- $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$

4- Le rapport de longueur $0,8 \leq (l_n/l_{n+1} \leq 1,25$

❖ **Méthode de Caquot** : condition d'application

1- Les moments d'inerties est constant

2- Fissuration peu nuisible

3- $Q \leq \max (2G ; 5KN/m^2)$

4- Le rapport de longueur $0,8 \leq (l_n/l_{n+1} \geq 1,25$

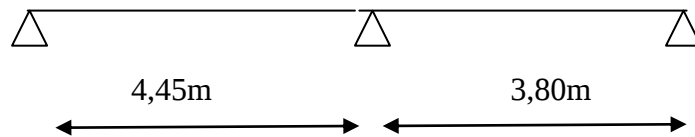
Dans ce projet, il existe 3 types de solives

2.2 Type des poutrelles

Type N1



Type N2



Type N3

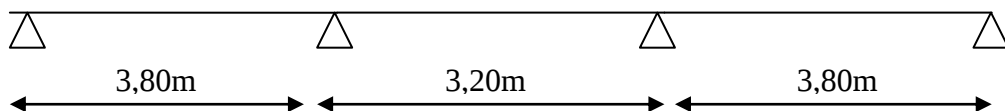


Figure 17 : différents types de poutrelles.

2.2 Sollicitations revenantes aux poutrelles

Tableau 15 : sollicitations poutrelles

Cas		G(KN/ m ²)	Q (KN/m ²)	Combinaison	q (KN/m ²)
Plancher terrasse	ELU	5,1	1	1,35G+1,5Q	5,02
	ELS	5,1	1	G+Q	3,66
Plancher courant	ELU	5,06	1,5	1,35G+1,5Q	5 ,44
	ELS	5,06	1,5	G+Q	3,930

2.3 Exemples de calcul poutrelle

Vérifications des conditions d'application de la méthode de forfaitaire

- ✓ Les moments d'inerties sont constant vérifiée
- ✓ Fissuration peu nuisible vérifiée
- ✓ $5 \text{ KN/m}^2 \leq \min(10, 12; 5)$ Vérifiée
- ✓ $0,8 \leq 3,2/3,8 = 0,8 \leq 1,25$ Vérifiée

Tableau 16 : Moments fléchissant et efforts tranchants maximums de chaque type de poutrelle.

Types de poutrelle		Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse	1	-6,684	-1,381	9,061	6,606	9,538	6,954
Etage courant		-6,284	-1,381	9,747	6,606	10,26	7,467
Terrasse	2	-1,087	-7,930	7,583	5,529	13,61	9,925
Etage courant		-11,78	-8,515	8,217	5,936	14,75	10,65
Terrasse	3	-6,395	-4,662	6,146	4,481	12,22	8,181
Etage courant		-6,879	-5	6,611	4,81	12,07	8,784

Tableau 17: Les valeurs des efforts maximums

Moments en appuis [kN.m]		Moments en travées [kN.m]		Efforts tranchants [kN]	
ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
-11,78	-8,515	9,747	6,606	14,75	10,65

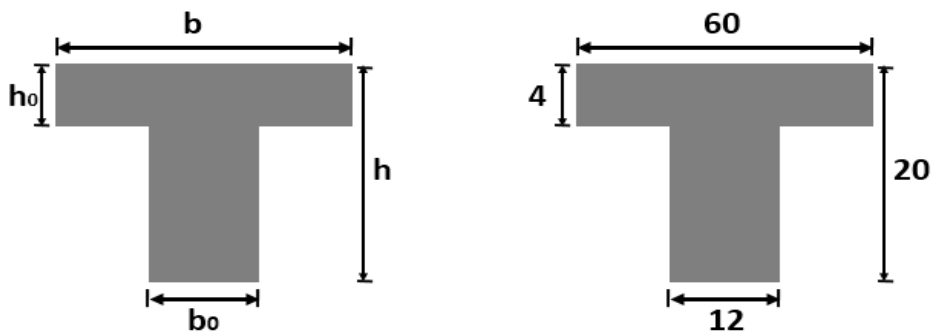


Figure18 : Section transversale de la poutrelle étudiée.

2.4 Ferrailage des poutrelles

❖ En travée

Etat limite ultime (ELU) : $M_{t_{max}}^u = 9,747 \text{ kN.m}$

Vérification de l'étendue de la zone comprimée

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) = 14,2 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) \times 10^{-3} = 54,528 \text{ kN.m}$$

Avec

M_T : Moment fléchissant équilibré par la table de compression.

$M_{t_{max}}^u = 9,747 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$ (Figure 19).

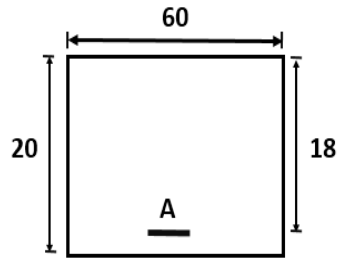


Figure19: Section de ferrailage

Vérification de l'existence des armatures comprimées A'

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9747}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,035 < \mu_l = 0,432 \Rightarrow (\text{acier FeE500}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000 \xi_s > 1000 \xi_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.982$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9747}{435 \times 0,982 \times 18} = 1,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{cal}; A_{min}) = 1,26 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Etat limite de service (ELS) : } M_{t\max}^s = 6,606 \text{ kn/m}^2$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{9,747}{6,606} = 1.47$$

$$\alpha = 0,035 < 0,4 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'E.L.S.

❖ En appui

$M_{a\max}^u = 11,78 \text{ kN.m} < M_T = 54,528 \text{ kN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table et la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\mu = \frac{M_{t\max}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11780}{14,2 \times 60 \times 18^2} = 0,042$$

$$\mu = 0,042 < \mu_1 = 0,432 \Rightarrow (\text{acier FeE500}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\xi_s > 1000\xi_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1,15} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,053$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,788$$

Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_{a\max}^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11780}{435 \times 0,788 \times 18} = 2 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 0,20 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures

$$2\text{HA}12 = 2,27 \text{ cm}^2$$

Etat limite de service (ELS) : $M_{a\max}^s = 8,515 \text{ kn/m}^2$

$$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{11,78}{8,515} = 1,37$$

$$\alpha = 0,035 < 0,435 \text{ condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU conviennent à l'ELS.

❖ Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_{\max}^u = 17,75 \text{ kN}$$

Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

$$T_{\max}^u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20 \text{ cm}$$

$$T_{\max}^u = 12,25 \text{ kN} \leq 0,267 \times 16,20 \times 12 \times 25 = 129,762 \text{ kN}$$

Donc : il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_1 \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left[T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$
$$A_1 = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{500} \left[14750 + \frac{-11,78}{0,9 \times 18} \right] \cdot 10^{-2} = 0,33 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \text{ [BAEL 91].}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}^u}{b_0 \times d} = \frac{14750}{12 \times 18 \times 100} = 0,68 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,68 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc, les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

Diamètre des armatures transversales [BAEL 91]

Section et écartement des armatures transversales A_t

Diamètre des armatures transversales doit vérifier la relation suivante :

$$\phi_t \geq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{L \min} \right) = \min(0,57 ; 1,2 ; 1,2) = 0,57 \text{ cm}$$

On adopte $\phi_t = 6$ mm de nuance d'acier FeE235 $\Rightarrow A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

Espacement des armatures transversales

δ_t : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times K}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \text{ Avec : } \begin{cases} K = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

Donc,

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12 \times \sin 90} = 27,90 \text{ cm [BAEL 91]}$$

$$\delta_t = \min(\delta_{t1} ; \delta_{t2}) = 16,20 \text{ cm}$$

On adopte $\delta_t = 15 \text{ cm}$

Après les calculs et les vérifications, les armatures adoptées sont regroupées dans le Tableau suivant :

Tableau 18: Choix adopté pour le ferrailage des poutrelles

Armatures	Longitudinale	Transversale
En appui	1HA12+1HA12	2 $\phi 6$
En travée	3HA12	$\phi 6$

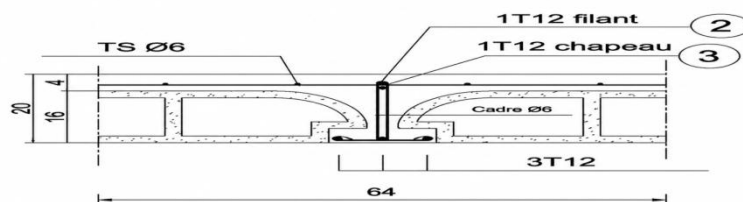


Figure 20 : ferrailage de la poutrelle.

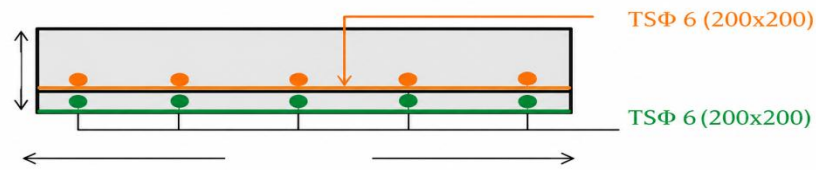


Figure 21 : ferraillage de la dalle de compression.

2.5 Vérification de la flèche

$$f = \frac{Ml^2}{10E_v.L_{fv}} \quad (\text{Art : Annexe D CBA 93}) \text{ et } f < 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{fv} = 0,00008213 \text{ m}^4$$

$$E = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,9 \text{ MPa}$$

$$M_{\text{umax}} = 13.49 \text{ kN.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10E_v.L_{fv}} = \frac{9747 \times 5.65^2}{10 \cdot 10818,9 \cdot 10^{-6} \cdot 0,00008213} = 0,35$$

$$\bar{f} = \frac{565}{500} = 1,13$$

$$f = 0,35 < 1,13 \text{ condition vérifiée}$$

3. Étude du balcon

Le balcon est un élément en saillie sur la façade du bâtiment, réalisé en dalle pleine encastree au niveau du plancher. Il fonctionne comme une console soumise à son poids propre, au poids du garde-corps ainsi qu'aux charges d'exploitation appliquées

3.1. Calcul des sollicitations

3.1.1 Force concentrée (poids de la garde du corps)

$$P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}} = 1,26 \text{ KN/m}$$

$$\text{Charges permanents } G = 6,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Surcharges } Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

❖ ELU

$$Q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 1,35 \times 6,57 + 1,5 \times 3,5 = 14,11 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P = 1,35 \times 1,51 = 2,038 \text{ KN/m}$$

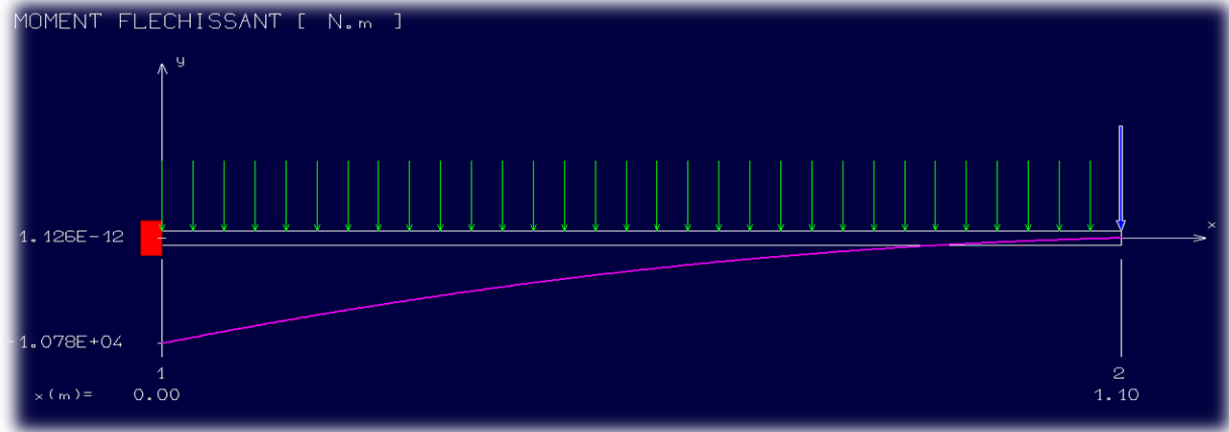


Figure 22: Calcul du moment fléchissant Balcon (ELU) par RDM6.

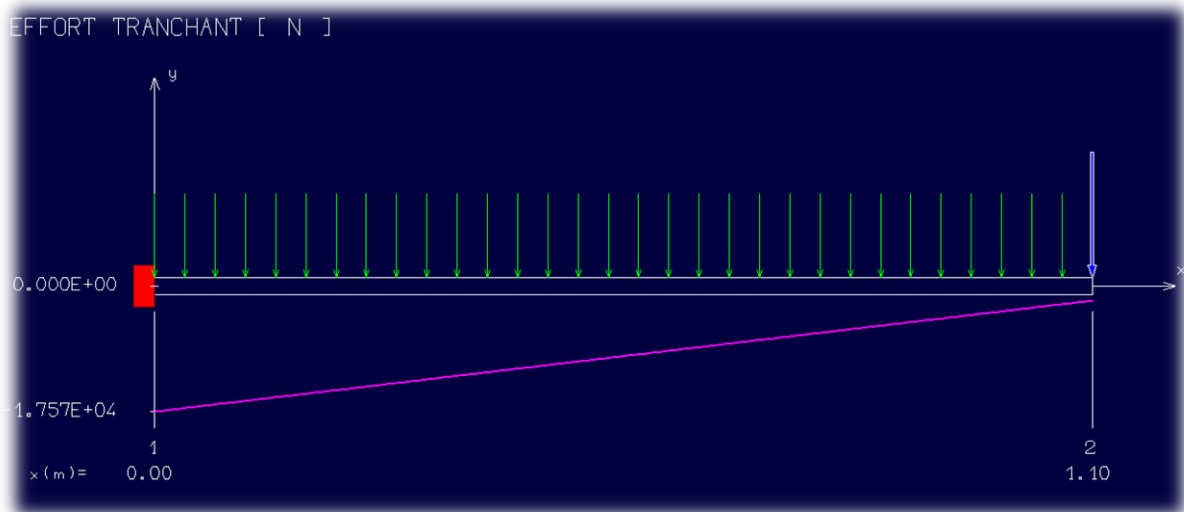


Figure 23: Calcul de l'effort tranchant Balcon (ELU) par RDM6

❖ ELS

$$Q_s = G + Q = 6,57 + 3,5 = 10,07 \text{ KN/m}$$

$$P_s = P = 1,51 \text{ KN/m}$$

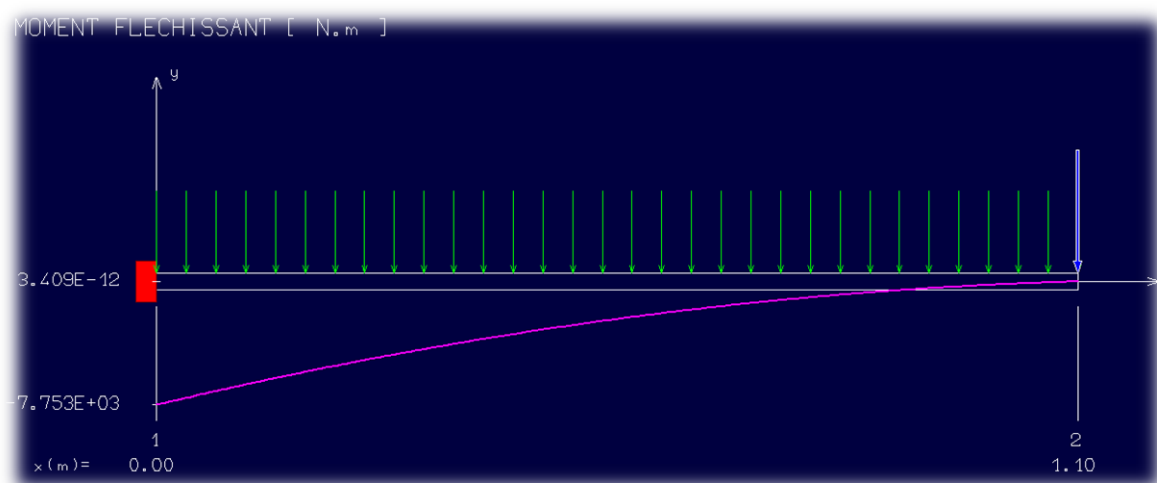


Figure 24: Calcul du moment fléchissant Balcon (ELS) par RDM6.

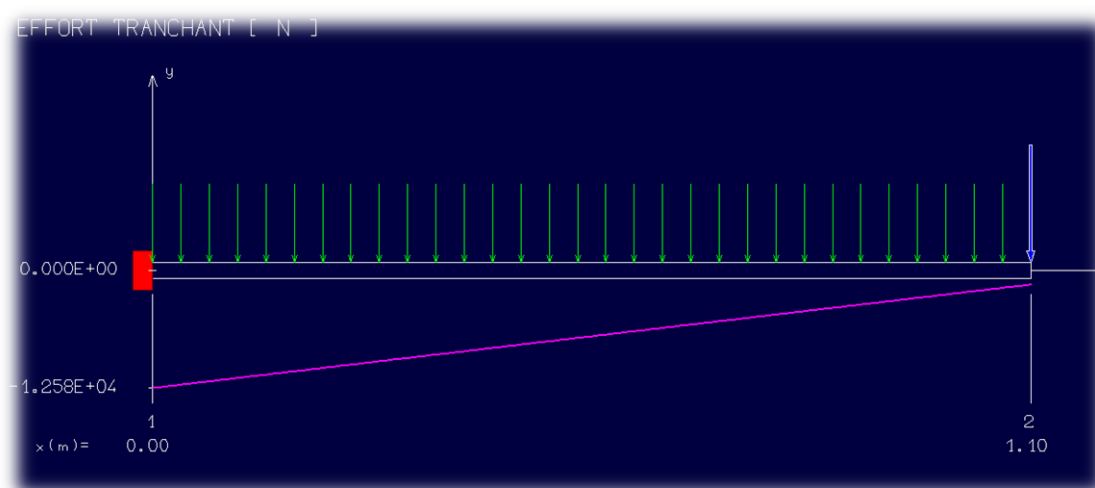


Figure 25: Calcul de l'effort tranchant Balcon (ELS) par RDM6.

Tableau 19 : Eléments de réduction (M, T) du balcon)

	Moments [kN.m]	Effort tranchant [kN]
ELU	-10,78	17,57
ELS	-7.75	12,58

3.1.2 Calcul du ferrailage

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable.

$b = 1 \text{ m}$, $h = 15 \text{ cm}$, $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$

$M_u = 10780 \text{ N.m}$

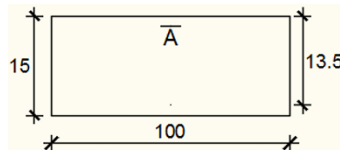


Figure 26: section de calcul du balcon.

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{cu}} = \frac{10780}{100 (13.5)^2 \times 14.2} = 0.041$$

$\mu = 0.041 < \mu_L = 0.432 \Rightarrow$ (acier FeE500) $\Rightarrow$ pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.979$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{10780}{435 \times 0.979 \times 13.5} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{500} = 1.3 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité [BAEL 91]

Acier FeE500

$$A_{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.005 \times 100 \times 15 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{cal} ; A_{min} ; A_{RPA}) = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33] = \min(36; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$$

Choix des armatures :

8T12

$$A = 9.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte

$$5HA8 = 2,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $e = 20 \text{ cm} \leq \min[3h; 33] = \min(36; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{condition vérifiée}$

Tableau 20 : ferrailage du balcon

Choix des armatures.
T12 e = 15 cm filante nappe inf.
T 12 e = 15 cm filant nappe sup.

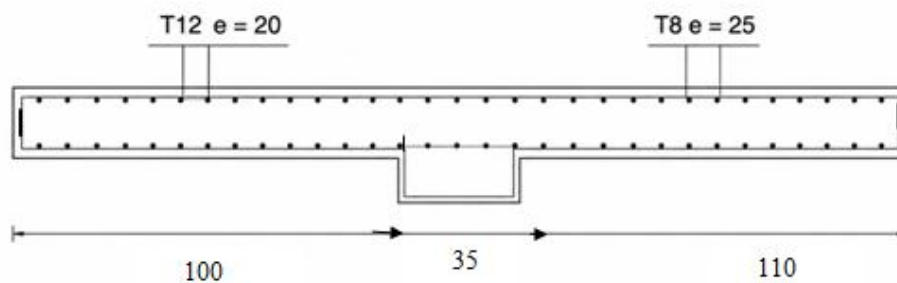


Figure 27 : ferrailage du balcon.

3.1.3 Vérification des contraintes

On doit vérifier

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \sigma_{sadm} \\ \sigma_b \leq \sigma_{badm} \end{cases}$$

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

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \sigma_s = \min\left(\frac{2 \times f_e}{3}; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2 \times 500}{3}; 110 \times \sqrt{1.6 \times 2.1}\right) = \min(333.33; 201.63)$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 7.5}{100} = 1.125 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 13.5 \times 1.125 = 30.37 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,125 + \sqrt{1,125^2 + 30,37} = 6,32 \text{ cm}$$

$$I = \frac{by_1^3}{3} + 15 \times A \times (d-y_1)^2 = \frac{100 \times (6,32)^3}{3} + 15 \times 7,5 \times (13,5 - 6,32)^2 = 14214,17 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7750 \times 10^2}{14214,17} = 54,52 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 54,52 \times 10^{-2} \times 6,32 = 3,44 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 3,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 54,52 \times 10^{-2} \times (13,5 - 6,32) = 58,71 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 58,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... la condition de traction des aciers est vérifiée donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS

3.1.4 Vérification de l'effort tranchant (BAEL, Article A.5.1.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \text{Min} \begin{cases} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage.

3.1.5 Vérification de la flèche

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,57 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa}$$

4. Etude de l'acrotère

L'acrotère est considéré comme un consol encastré à sa base, soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique (F_p) et une surcharge horizontale Q due à la main courante. Le calcul se fera en flexion composée pour une bande de 1 m de longueur pour l'acrotère le plus sollicité, autrement dit celui ayant une hauteur égal 60 cm.

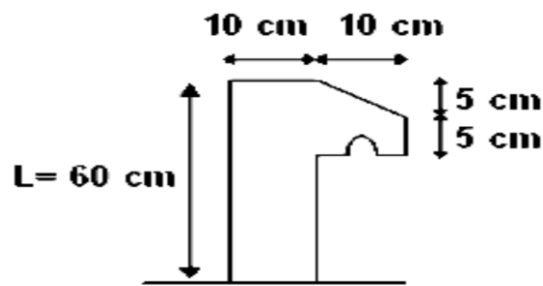


Figure 28 : coupe transversale de l'acrotère.

4.1. Evaluation des charges et surcharges

L'acrotère est sollicité par un effort normal dû à son poids propre et une surcharge d'exploitation dont le détail est sur le tableau

Tableau 21:Charges d'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,068	1,725	0,015.1,47.18= 0,4	2,125	1

Selon le RPA 2024 (art6-2-3) l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale due au séisme calculé comme suit

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.\left(1 + \frac{3.h_z}{H}\right).W_p$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone

I : coefficient d'importance

S : coefficient de site

C_p : facteur de force horizontale variant entre

W_p : poids de l'élément considéré

H : hauteur totale du bâtiment à partir de la base

H_z : hauteur, du niveau ' K ' à, partir de la base

La force horizontale de calcul F_{PK} , s'applique au centre de gravité de l'élément

$A = 0,25$ (zone V)

$I = 1$ (groupe 2)

$S = 1,3$ (site 3)

$C_p = 0,8$ (élément en console)

$W_p = 1,725$ KN

$H = 39,78$

$H_z = 0,6$ m

$F_{pk} = (0,25 \cdot 1,1 \cdot 3) \cdot 0,8 \cdot \left(1 + \frac{3,0,6}{39,78}\right) \cdot 1,725 = 0,41$ kN.

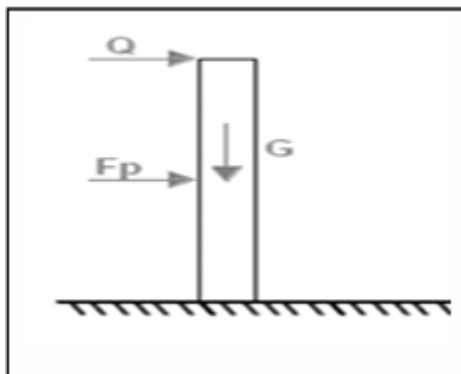


Figure 29: modèle de calcul d'acrotère.

4.2. Sollicitations

G : crée un effort normal : $N_G = G = 2,125$ KN

Crée un moment : $M_G = 0$

Q : crée effort normal : $N_Q = 0$ KN

Crée un moment : $M_Q = Q.H = 1,1 = 1$ KN.m

F_p : crée un effort normal : $N_{fp} = 0$

Crée un moment $M_{fp} = F_p.h = 0,41 \cdot 1 = 0,41$ KN.m

$$Q = \max (F_q ; F_p) = 1 \text{ KN/ ml}$$

❖ Combinaison des sollicitations

➤ ELU

$$L' \text{ effort normal : } N_u = 1,35 \cdot G = 1,35 \cdot 2,125 = 2,86 \text{ KN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_U = 1,5 \cdot Q \cdot h = 1,5 \cdot 1 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN.m}$$

$$L' \text{ effort tranchant : } T_U = 1,5 \cdot 1 = 1,5 \text{ KN}$$

➤ ELS

$$L' \text{ effort normal : } N_s = G = 2,125 \text{ kN}$$

$$\text{Moment d'encastrement : } M_s = 1 \cdot Q \cdot h = 1 \cdot 1 = 1 \text{ KN.m}$$

$$L' \text{ effort tranchant : } T_s = 1 \text{ KN}$$

Le calcul de l'acrotère fait en flexion composée pour une bande de 1 m

Tableau 22 : combinaison d'actions de l'acrotère.

Cas	M(KN.m)	N(KN.m)	T(KN)
ELU	1,5	2,86	1,5
ELS	1	2,125	1

4.3. Ferrailage de l'acrotère

❖ ELU

Le travail consiste à étudier une section rectangulaire avec

$$h = 10 \text{ cm ; } \quad b = 100 \text{ cm ; } \quad c = 2 \text{ cm ; } d = 8 \text{ cm}$$

calcul de l'excentricité à l'état limite ultime

$$e = \frac{M}{N} = \frac{1,5}{2,86} = 0,524 \text{ m} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un

$$\text{moment } M_1 \text{ qui est égal à } M_1 = N' \cdot \left(e + \frac{h}{2} - c \right) = 1,441 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1441}{100 \cdot 8^2 \cdot 14,20} = 0,015 < 0,041$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,41 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{28.60}{435} = 0,344 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,0006.10.100 = 0,6 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 0,6 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures

$$A_s = 5\text{HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } S_t = 100/5 = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

Armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,63 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures

$$A_r = 5 \text{ HA}8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

$$\text{Avec un espacement de } S_t = (60-2,5) / 2 = 25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

❖ ELS

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}} \text{ et } \sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\sigma_b = 0,6. f_{c28} = 0,6.25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110. \sqrt{\eta. f_{t28}} \right) = \min \left(\frac{2 \cdot 500}{3} ; 110. \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 1 \text{ kN.m}$$

$$N_s = 2,125 \text{ kN}$$

$$e = \frac{1}{2,125} = 0,47 \text{ m donc, le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section (SPC).}$$

$$c = -e - h/2 = -0,47 - 0,1/2 = -0,42 \text{ m}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) = -5279,95 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 = 147573,6 \text{ cm}^3$$

y_2 est la racine de l'équation $y_2^3 + p.y_2 + q = 0$, la solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 et après itération on trouve :

$$\Delta = q^2 + \frac{4}{27} \times p^3 = (147573,6)^2 + \frac{4}{27} \times (-5279,95)^3 = -28694156,86$$

$$\Delta < 0 \rightarrow \cos \varphi = \frac{3q}{2p} \sqrt{\frac{-3}{p}} = \frac{3 \cdot (147573,6)}{2 \cdot (-5279,95)} \cdot \sqrt{\frac{-3}{-5279,95}} = -0,99 \rightarrow \varphi = 171,89^\circ$$

Avec

$$a = 2\sqrt{-p/3} = 83,90$$

$$Y_{2,1} = a \cos (\varphi /3) = 45,33 \text{ cm}$$

$$Y_{2,2} = a \cos (\varphi /3 + 240^\circ) = 38,47 \text{ cm}$$

$$Y_{2,3} = a \cos (\varphi /3 + 120) = -83,80 \text{ cm}$$

La solution qui convient est $y_2 = 45,33 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c = 45,33 - 42 = 3,33 \text{ cm} \ll h = 10 \text{ cm}$$

Alors, la position de l'axe neutre est $y_1 = 3,33 \text{ cm}$

Calcul du moment statique de la section

$$S = \frac{by_{SER}^2}{2} - 15A_S(d - y_{SER})^2 = \frac{100 \times 3,33^2}{2} - 15 \times 2,51 \times (8 - 3,33) = 193,80 \text{ cm}^3$$

Contrainte du béton

$$\sigma_c = K \cdot y_{ser} \leq \bar{\sigma}_b \text{ avec } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

$$K = \frac{N_{SER}}{S} = \frac{2125}{100 \cdot 193,80} = 0,10$$

$$\sigma_c = 0,10 \times 3,33 = 0,333 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = 0,333 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification au cisaillement

$$T_u = 1 \text{ kN}$$

Fissuration préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{1000}{1000 \cdot 90} = 0,011 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

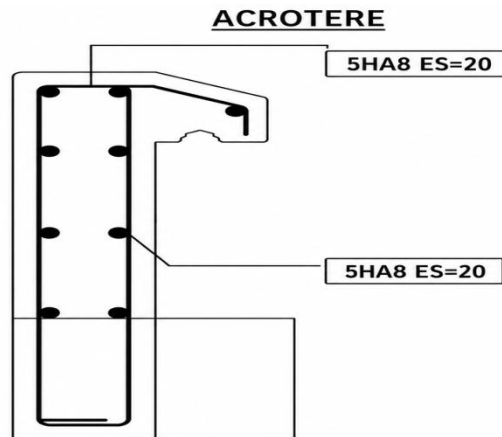


Figure 30 : ferrailage de l'acrotère.

5. Etude des escaliers

Les escaliers sont des éléments structuraux assurant la circulation entre les différents niveaux d'un bâtiment. Ils sont constitués d'une succession de marches réalisées généralement en béton armé, en bois ou en métal.

5.1. Terminologie

Un escalier se compose d'un nombre de marche, on appelle emmarchement la longueur de ces marches, la partie horizontale d'une marche s'appelle marche et la partie verticale s'appelle contre marche, la distance entre les nés des deux marches successives s'appelle giron. La dalle qui supporte les marches s'appelle la paillasse, ces dernières sont terminées par fois par des paliers de repo et appuyées sur des poutres palières ou limon ou crémaillère.

✓ Détermination des sollicitations

Combinaisons de charges Q

Les charges du palier et de la paillasse ont été calculées en chapitre 2, ce qui permet de déterminer les combinaisons de charges selon le BAEL 91.

➤ ELU

$$q_{\text{palier}} = 1,35 \cdot 5,77 + 1,5 \cdot 2,5 = 11,53 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 1,35 \cdot 7,92 + 1,5 \cdot 2,5 = 14,44 \text{ kN/m}$$

➤ ELS

$$q_{\text{palier}} = 5,77 + 2,5 = 8,27 \text{ kN/m}$$

$$q_{\text{paillasse}} = 7.92 + 2,5 = 10.42 \text{ kN/m}$$

Escalier du Sous-sol et RDC et étage courant

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL

$$0.59 \text{ m} \leq g + 2h \leq 0.66 \text{ m}$$

Avec : **g = 30 cm**

h = 17 cm

$$59 \text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 = 66 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ (Condition vérifié)}$$

- ✓ **Le nombre des marches et contre-marches :** $N_C = 18$
- ✓ **L'angle d'inclinaison :** $\alpha = 29,53 < 40$ condition vérifiée
- ✓ **L'épaisseur de la paillasse :** $e_p = 15 \text{ cm}$

5.2. Ferrailage des escaliers

- ✓ Volée 01 et volée 3

ELU

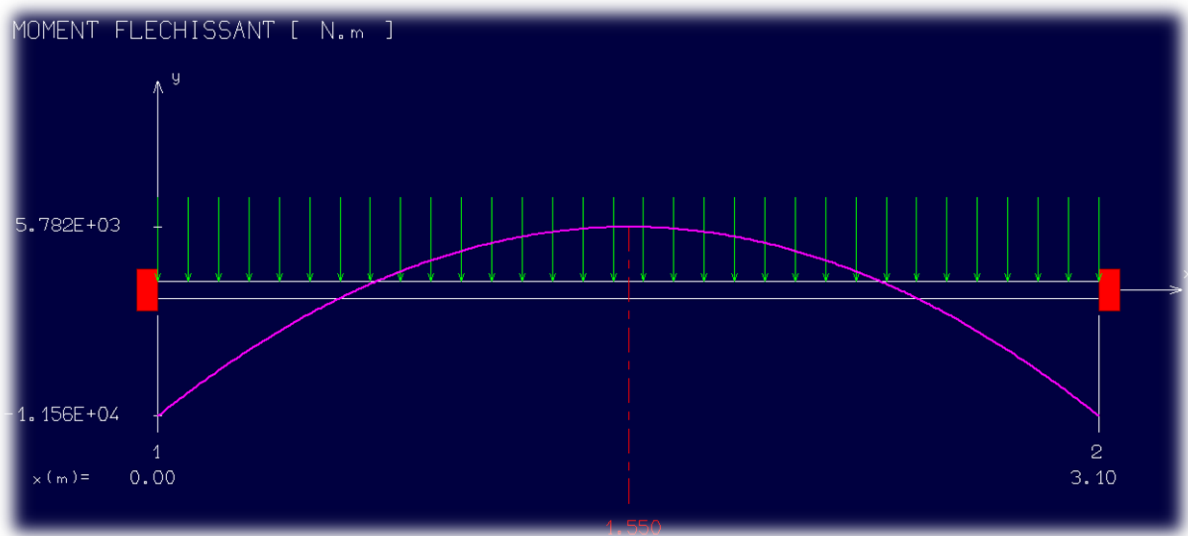


Figure 31: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 01).

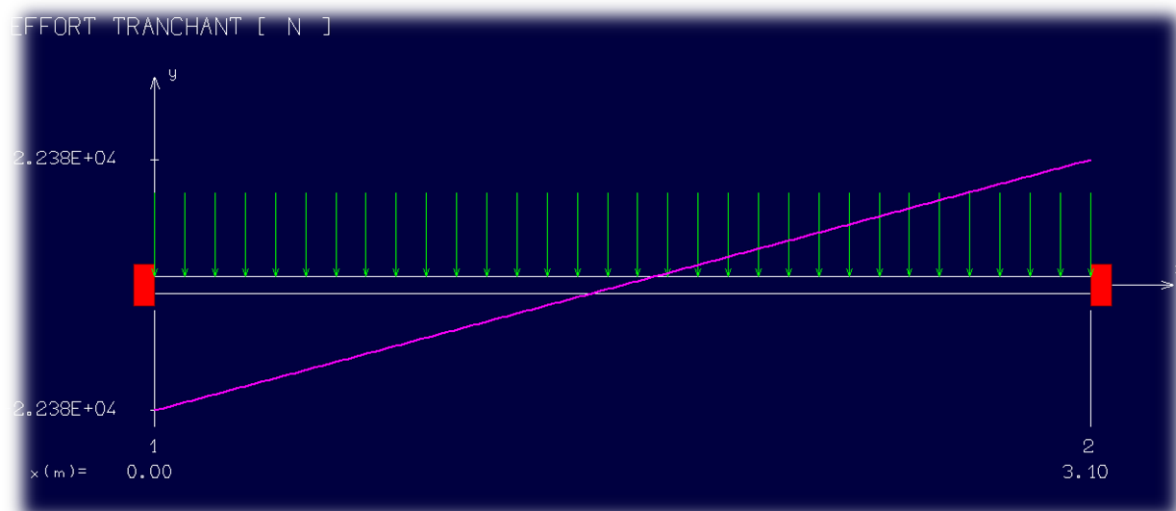


Figure 32: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU (Volé 01).

L'ELS

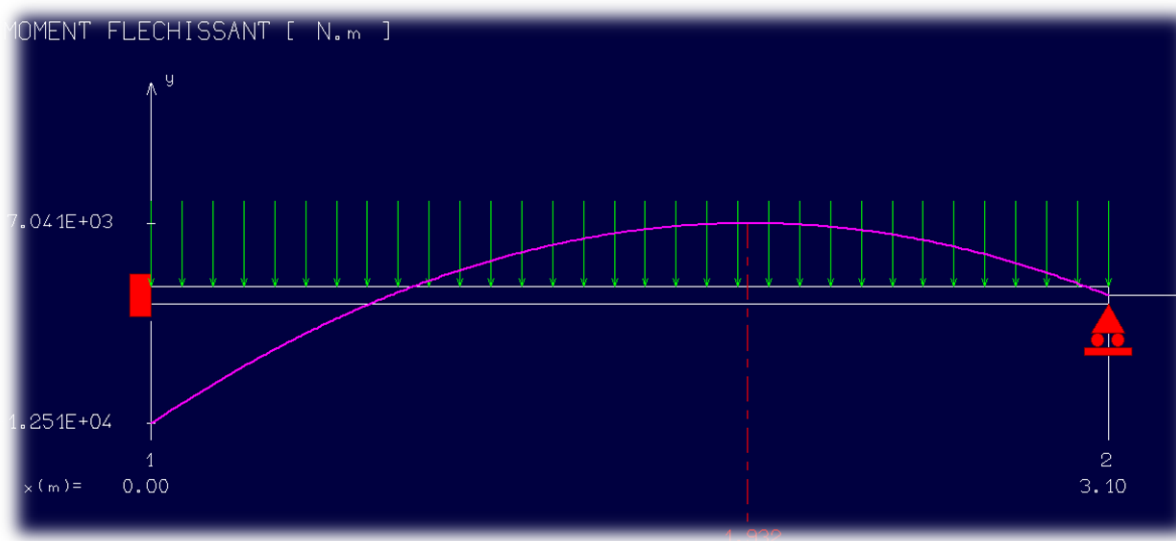


Figure 33: Diagramme du moment fléchissant à l'ELS (Volé 01)

✓ Volée 02

ELU

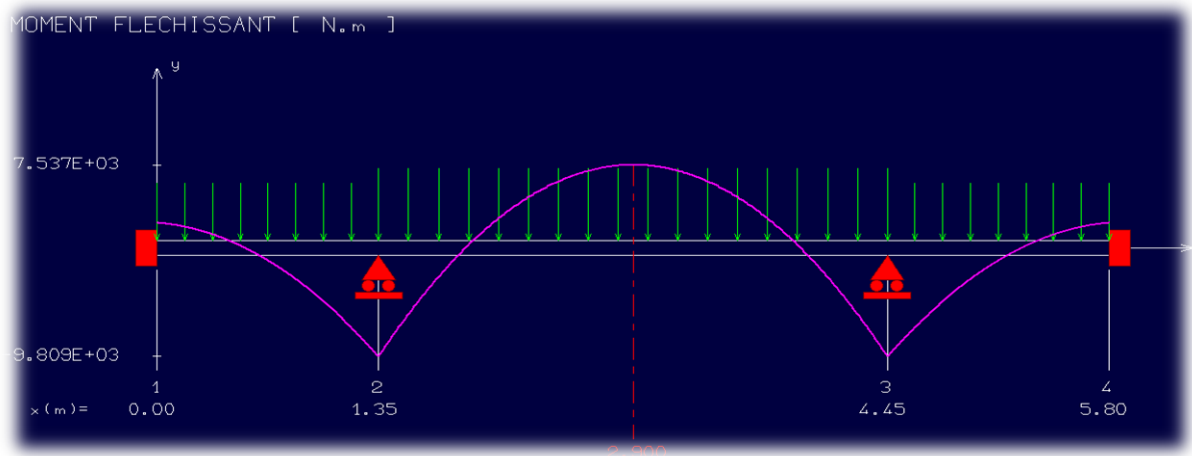


Figure 34: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 02).

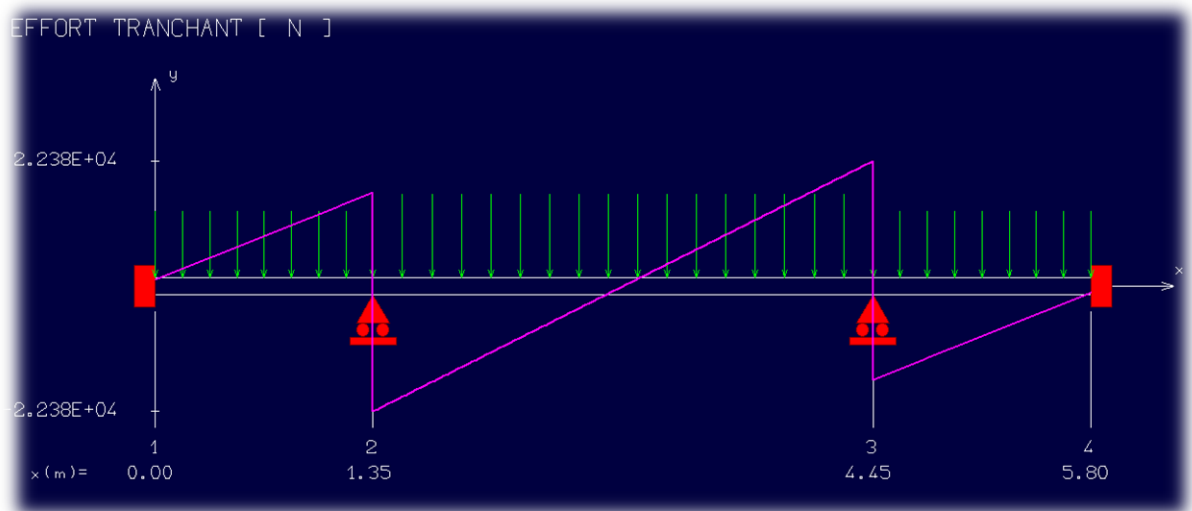


Figure 35: Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS (Volé 02).

L'ELS

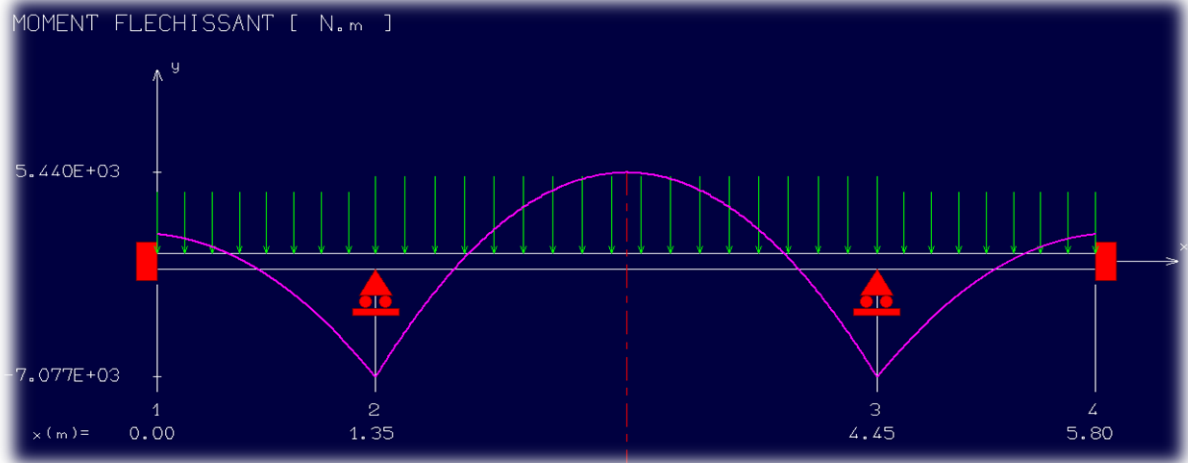


Figure 36: Diagramme du moment fléchissant à l'ELU (Volé 02).

Tableau 23: Les efforts agissent sur le Volée (1et 2 et 3) à L'ELU

		Effort tranchant [KN]	M _{appui} [KN.M]	M _{travée} [KN.M]
RDC	Volée 1 et3	22.38	-11.56	5.782
	Volée 2	22.38	-9.80	7.537

Tableau 24: Les efforts agissent sur le Volée (1et 2 et 3) à L'ELS.

		M _{appui} [KN.M]	M _{travée} [KN.M]
RDC	Volée 1 et3	-12.51	7.041
	Volée 2	-7.077	5.440

❖ En travée

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5782}{100 (13.5)^2 \times 14.2} = 0,022$$

$\mu = 0,022 < \mu_L = 0,432 \Rightarrow$ (acier FeE500) $\Rightarrow$ pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,027$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,989$$

Détermination des armatures

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5782}{435 \times 0,989 \times 13.5} = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{500} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1.3 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$e = 20 \text{ cm} \leq \min(3\Box; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée (DTR CNA 93 a.7.2.4.7 p97)}$

Armatures de répartitions

$$A_r = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte

$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) \text{ cm} = 33 \text{ cm} \rightarrow$
condition vérifiée

❖ **En appui**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{11560}{100 (13.5)^2 \times 14,2} = 0,044$$

$\mu = 0,044 < \mu_L = 0,432 \Rightarrow$ (acier FeE500) $\Rightarrow$ pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\sigma_s} = 435 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.056$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0.977$$

Détermination des armatures

$$A_{\text{cal}} = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11560}{435 \times 0,977 \times 13.5} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1}{400} = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2.01 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$4\text{HA}12 = 3,93 \text{ cm}^2$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33)\text{cm} = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Armatures de répartitions

$$Ar = \frac{A}{4} = 0,98 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte

$$4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(45; 33)\text{cm} = 33\text{cm} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

L'ELS

❖ En travée

On doit vérifier

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \sigma_{s\text{adm}} \\ \sigma_b \leq \sigma_{b\text{adm}} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \rightarrow \sigma_s = \min\left(\frac{2 \times f_{te}}{3}; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\sigma_s = \min\left(\frac{2 \times 500}{3}; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1}\right) = \min(333,33; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,589 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 13,5 \times 0,589 = 15,90 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,589 + \sqrt{0,589^2 + 15,90} = 2,37 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (2,37)^3}{3} + 15 \times 3,93 \times (13,5 - 2,37)^2 = 7746,27 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{7041 \times 10^2}{14214,17} = 90,89 \text{ N/cm}^3$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 90,89 \times 10^{-2} \times 2,37 = 2,154 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2,154 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \text{La contrainte de compression du béton est vérifiée}$$

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 90,89 \times 10^{-2} \times (13,5 - 2,154) = 154,68 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 58,71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \dots$ La condition de traction des aciers est vérifiée donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS

Fissuration peut nuisible

Vérification pour $\sigma_s \rightarrow$ les armatures calculées à l'ELU seront maintenues à l'ELS

$$\gamma = \frac{5,782}{7,041} = 0,82$$

$$\alpha = 0,027 < 0,16 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

❖ En appui

$$M_u = -11,56 \text{ kN.m}$$

$$M_s = -12,51 \text{ kN.m}$$

$$\gamma = \frac{11,56}{12,51} = 0,92$$

$$\alpha = 0,056 < 0,102 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S

5.3 Vérification de la flèche

Pour une poutre simplement appuyée, la flèche est :

$$f = \frac{Ml^2}{10.E_v.I_{Fv}} \text{ (Art : annexe DCBA 93) et } f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \text{ (L < 2m Art B.6.5.3 CBA 93)}$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1,0,15^3}{12} = 0,000281 \text{ m}^4$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \cdot \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 5782 \text{ N.m}$$

$$f = \frac{Ml^2}{10.E_v.I_{Fv}} = \frac{5782 \cdot 3,95^2}{10 \cdot 10818,87 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0,002 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0,79 \text{ cm}$$

$$f = 0,02 \text{ cm} < \bar{f} = 0,79 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

5.4 Vérification L'effort tranchant

$$\tau = \frac{T_u}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u \text{ (A.5.1.2.1.1 CBA 93)}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_u = \left(\min 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 ; 5) \quad \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

$$T_u = 22.38 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{22380}{1000 \cdot 135} = 0,165 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Tableau 25 : récapitulatif du ferrailage d'escaliers

		Armatures longitudinales (cm ²)	Armature de répartition (cm ²)	Vérification de la flèche	Vérification de l'effort tranchant
Volée 1, 2 et 3	Appui	4HA 12 = 3,93	4HA8 = 2,01	Condition vérifié	Condition vérifié
	Travée	5HA10 = 3,93	4HA8 = 2,01		

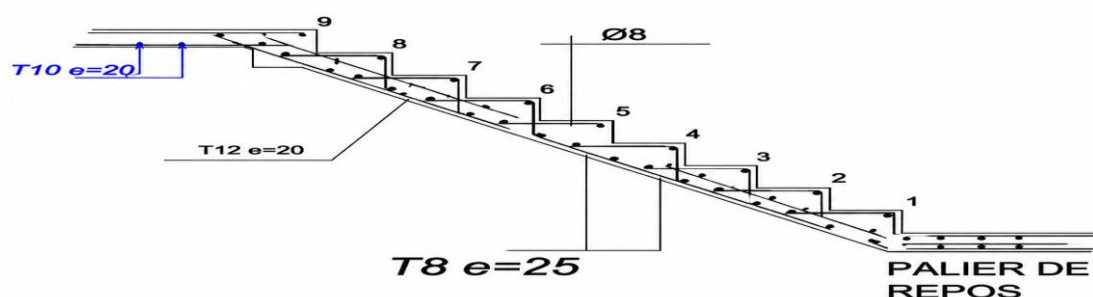


Figure 37 : ferrailage d'escalier.

6. Concluions

Dans ce chapitre, les éléments secondaires de la structure ont été étudiés et dimensionnés conformément aux règlements en vigueur. Les vérifications effectuées ont montré que ces éléments répondent aux exigences de résistance, de stabilité et de sécurité, garantissant ainsi leur bon fonctionnement au sein de l'ouvrage.

CHAPITRE 4 :

ETUDE DYNAMIQUE

1. Introduction

L'étude dynamique permet d'analyser le comportement du bâtiment face aux actions sismique. Elle prend en compte la caractéristique de la structure telle que la masse, la rigidité et l'amortissement. Cette analyse permet de déterminer les modes de vibration et les efforts induits. Elle est réalisée conformément aux exigences du RPA2024 afin d'assurer la sécurité et la stabilité de la structure.

2. Modélisation de la structure

La modélisation constitue une étape fondamentale dans l'analyse dynamique des structures. Elle consiste à remplacer le système réel, caractérisé par un nombre infini de degrés de liberté, par un modèle simplifié à degrés de liberté finis, tout en conservant fidèlement ses paramètres essentiels, à savoir la masse, la rigidité et l'amortissement. Cette démarche permet d'approcher au mieux le comportement réel de la structure en tenant compte de la répartition des masses et de la raideur des différents éléments structuraux. Compte tenu de la complexité des calculs liés à ce type d'analyse, le recours à des outils informatiques spécialisés est indispensable. À cet effet, la modélisation et l'analyse ont été réalisées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, permettant d'obtenir des résultats fiables pour l'évaluation du comportement global de la structure.

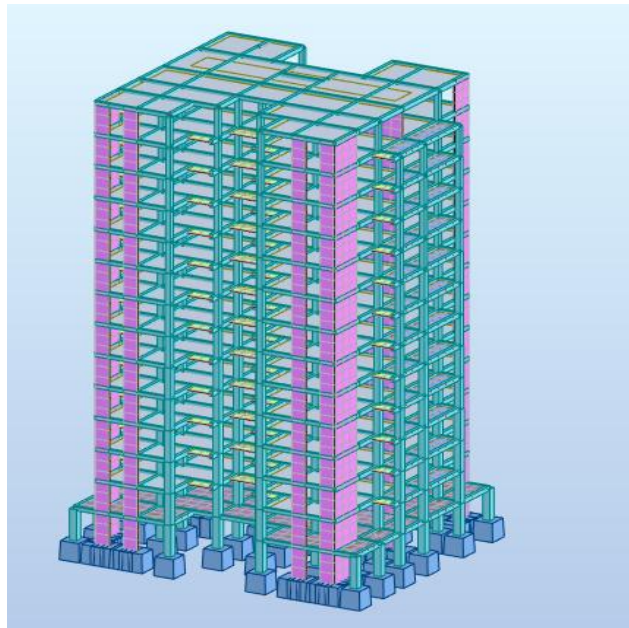


Figure 38: Modèle 3D de la structure.

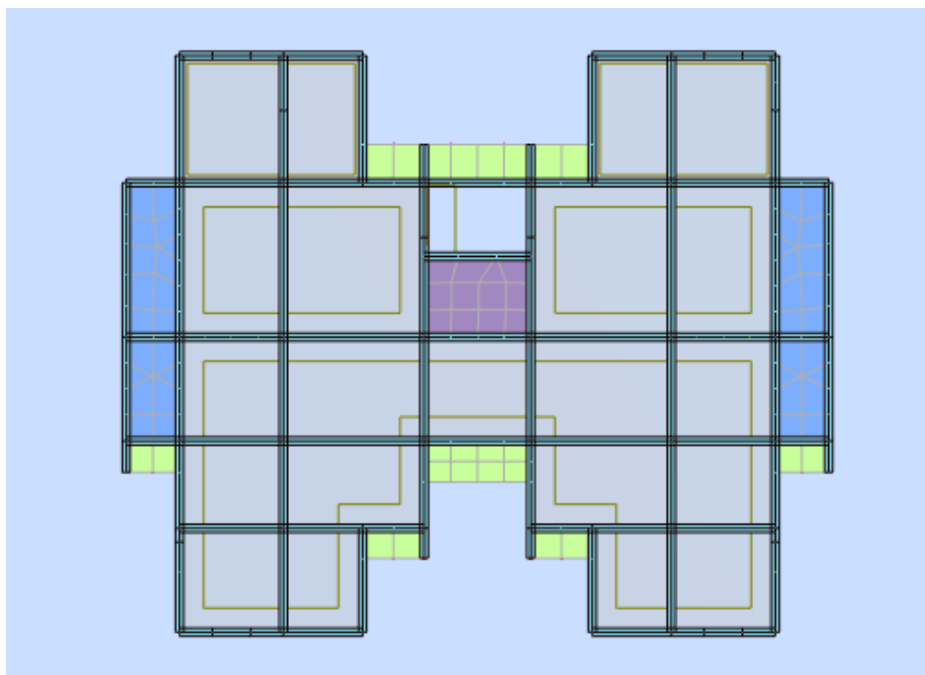


Figure 37: coupe en plan de la structure.

3. Classification de la structure

Classification des zones sismiques Le territoire national est divisé en sept (07) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité, cf. Figure (3.1), et l'Annexe A du RPA 2024 qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit :

Tableau 26: Classification des zones sismiques

Sismicité	Zone
Très faible	0
Faible	I
Faible à moyenne	II
Moyenne	III
Moyenne à élevée	IV
Elevée	V & VI

Mostaganem est classée de zone « V » forte de sismicité

Périmètres de calcul sismique

Tableau27 : caractéristique sismique du bâtiment.

Zone sismique	Groupe d'usage	Site
V	2	S3

4. Facteur de qualité Q

a. Régularité en plan

- ✓ Le bâtiment présent une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales. **C.V**
- ✓ A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, l'excentricité ne doit pas dépasser 15% de la dimension du bâtiment
- ✓ La forme du bâtiment est compacte avec un rapport longueur / largeur du plancher ou égale $4 \rightarrow \frac{26,20}{23,4} = 1,2 < 4$ **C.V**
- ✓ La somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du Bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du battement dans cette direction $\rightarrow \frac{L_1+L_2}{L}, \frac{4,65+6}{26,20} = 0,40 > 0,25$ **C.N.V**

b. Régularité en élévation

La structure est classée régulièrement en élévation

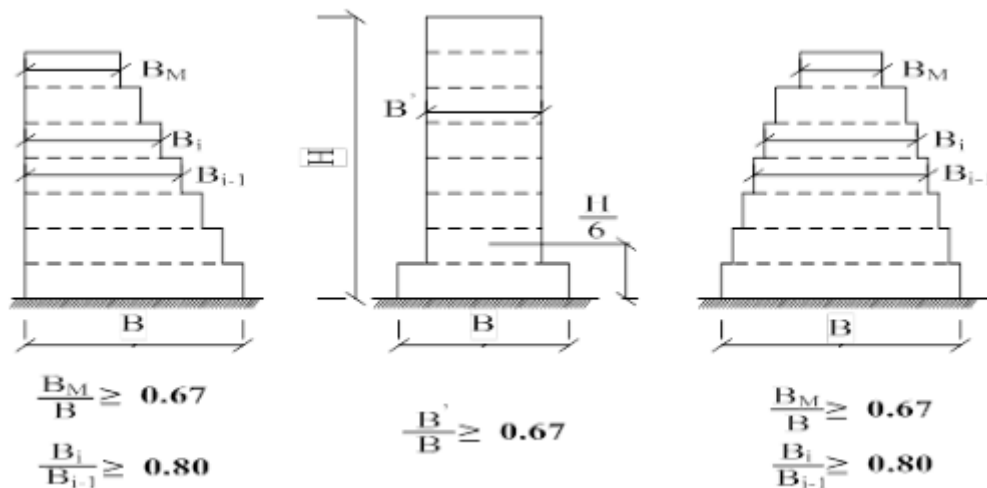


Figure 40 : limite des décrochements en élévation.

$$\frac{B'}{B} \geq 0,67 \rightarrow \frac{21,3}{26,20} = 0,81 \geq 0,67$$

c. Redondance en plan

Nous avons des voiles en dans sens X et sens Y

La valeur de **Q** est déterminée par la formule suivante :

$$Q_f = 1 \pm \sum_{q=1}^{q=i} P_q$$

Tableau 28 : les conditions du facteur de qualité.

Critère, q	P _q
Régularité en plan	0,05
Régularité en élévation	0
Redondance en plan	0

$$Q_F = 1 \pm \sum P_q \rightarrow Q = 1 + 0,05 = 1,05$$

❖ **Facteur de correction d'amortissement 'η'**

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ(%) : Le pourcentage d'amortissement (**10%**)

$$\eta = 0,8 \geq 0,7$$

❖ **Coefficient de comportement R**

Système à contreventement mixte, équivalent à des voiles R = 4.5 (b)

5. Choix de la méthode de calcul

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

5.1 La méthode statique équivalente

✓ Principe

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (a) car la hauteur dépasse 32 mètres en zone (V) pour les groupes d'usages 2.

5.1. Méthode d'analyse modale spectrale

✓ Principe

Par cette méthode, il est recherché, pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés, dans la structure, par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul (cf. § 3.3.3). Ces effets sont, par la suite, combinés pour obtenir la réponse de la structure.

6. Méthode Analyse modale

6.1. Calcul spectre de réponse

Combinions d'action

ELU : $1,35G + 1,5 Q$

ELS : $G+Q$

Accidentelle : $G+Q \mp E$

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (**RPA 2024. Page 54**)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si } 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) & \text{si } T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \cdot \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si } T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \cdot \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 T_3}{T} \right) & \text{si } T_3 \leq T < 4_s \end{cases}$$

6.2. Période fondamentale de la structure

Selon le RPA 2024, la formule de la période fondamentale est :

$$T_{empirique} = C_t \square_n^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base jusqu'au dernier niveau $h_N = 39,78$ m

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.3 du RPA2024. $C_T = 0,05$.

T= 0,8 s

6.4. Vérification de la période

Selon le RPA, la valeur de $T_{calculée}$ obtenu par la méthode numérique ne doit pas dépasser de plus de 30% celle estimée à partir des formules empiriques appropriées. Le tableau présent la vérification de cette condition

Tableau 29: comparaison entre la période et la période empirique

T(s)	1,3 T(s)	T_{dym}	Condition du RPA
0 ,8	1,04	1,24	Vérifiée

Tableau 30 : valeur de la période (T_0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

Cas	période à utiliser
$T_{Calcul} < 1,3 T_{empirique}$	$T_0 = T_{calcul}$
$T_{Calcul} \geq 1,3 T_{empirique}$	$T_0 = 1,3 T_{empirique}$

Don selon le RPA 2024 $T_{calcul} = 1,24$ on prend $T_0 = 1,3 T_{empirique} = 1,04$ s

Tableau 31 : les paramètres sismiques utilisés dans le calcul

A : Coefficient d'accélération de calcul pour un sol de classe S3	0,25
I : Coefficient d'importance	1
S_3 : Coefficient de site	1 ,3
T : période de vibration d'un système linéaire à un seul degré de liberté	0,8
T_1 : Limite inférieure des périodes	0,15
T_2 : Limite supérieur des périodes	0,60
T_3 : Début de la brancher à déplacement spectral constant	2
G : Accélération de la pesanteur	9,81

Donc : A.I.S. $\left[2,5 \cdot \frac{Q_f}{R} \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) \right] \text{ Car } T_2 \leq T \leq T_3$

$$\frac{S_{ad}}{g} = 0,25 \times 1 \times 1,3 \times \left(2,5 \times \frac{1,05}{4,5} \times \frac{0,60}{0,80} \right) = 0,142$$

6.5. La force sismique totale V

Cette force V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales par la formule suivante

$$v = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W$$

Avec

T_0 : période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 : \text{si } T_0 \leq (2.T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

$$\lambda = 0,85$$

6.6. Poids total W de la structure

D'après le RPA 2024, le poids total de structure

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$$W = \sum W_l = W_i + W_{Gi} + \psi W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du charge permanentes à et à celles ses équipements fixes éventuels, solidaire de la structure

W_{Qi} : charge d'exploitation

Ψ : coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée tableau.

Tableau 32: les valeurs du coefficient d'accompagnement.

Cas	Type d'ouvrage	ψ
1	-Bâtiment d'habitations, bureaux ou assimilés	0,20
2	-Bâtiment recevant du public temporairement	
2a	-Salles d'exposition, de sport, lieux de culte, salles de réunions avec places debout	0,30
2b	-Salles de classes, restaurants, dortoirs, salles de réunions avec places assises	0,40
3	-Entrepôts hangars	0,50
4	-Archives, bibliothèques, réservoirs et ouvrages assimilés	1
5	-Autres locaux non visés ci-dessus	0,60

Selon le programme Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2024 le poids de la structure est : **W = 69325,25 KN**

$$V = 0,85 \times 0,142 \times 6932,25$$

$$V_x = V_y = 8367,55 \text{ KN}$$

6.7. Vérifications du taux de participation modale

Le tableau 33 des résultats dynamiques ci-dessous montre que l'absorption de 90% de la masse est atteinte

Tableau 33 : taux de participation modale.

Cas/Mode	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.UX [kg]	Tot.mas.UY [kg]
7/ 1	1.24	61.37	5.50	61.37	5.50	6932525.00	6932525.00
7/ 2	1.20	66.86	66.78	5.50	61.28	6932525.00	6932525.00
7/ 3	1.00	67.01	67.48	0.15	0.70	6932525.00	6932525.00
7/ 4	0.36	76.07	71.70	9.05	4.22	6932525.00	6932525.00
7/ 5	0.35	81.05	80.74	4.98	9.04	6932525.00	6932525.00
7/ 6	0.29	81.27	80.92	0.22	0.18	6932525.00	6932525.00
7/ 7	0.18	84.85	83.01	3.58	2.10	6932525.00	6932525.00
7/ 8	0.16	86.99	86.88	2.14	3.87	6932525.00	6932525.00
7/ 9	0.14	87.06	87.00	0.07	0.12	6932525.00	6932525.00
7/ 10	0.11	89.73	87.87	2.67	0.88	6932525.00	6932525.00
7/ 11	0.10	90.65	90.68	0.93	2.81	6932525.00	6932525.00
7/ 12	0.08	90.70	90.77	0.04	0.09	6932525.00	6932525.00
7/ 13	0.07	92.74	91.32	2.04	0.55	6932525.00	6932525.00
7/ 14	0.07	93.33	93.43	0.59	2.11	6932525.00	6932525.00
7/ 15	0.06	93.35	93.50	0.02	0.07	6932525.00	6932525.00

Le calcul terminé, nous avons d'après les résultats : $T_{\text{emp}} < T_{\text{dym}} < 1,3T_{\text{emp}}$

- Le premier mode est une translation suivant y
- Le deuxième, une translation suivant x
- Le troisième, une torsion
- Les facteurs de participation massiques dépassent les 90% au 11ème mode sens x et sens y.

6.8. Vérification de la résultante des forces sismiques de calcul

D'après le RPA 2024, La résultante des forces sismiques à la base, V_t , obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V , donnée par Eqn. (4.1) pour une valeur de la période fondamentale donnée par Eqn. (4.4).

Si ($V_t \leq 0.8V$), il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, etc.) dans le rapport : $r = \left(\frac{0.80V}{V_t}\right)$

Tableau 34 : résultante des forces sismique 2024.

Sens	V (kN)	0,8. V (kN)	V_t (kN)	$\frac{0.8V}{V_t}$	Vérification
X	8367,55	6694,04	6708 ,06	0,99	OK
Y	8302.72	6694,04	9079,92	0.73	OK

7. Evaluation des excentricités

Selon les RPA on doit calculer deux types d'excentricités

✓ Excentricités théoriques

$$\begin{cases} Ex = X_m - X_t \\ Ey = Y_m - Y_t \end{cases}$$

X_m ; Y_m : coordonnées du centre de masse

X_t ; Y_t : coordonnées du centre de torsion

✓ Excentricité accidentelle

$$Eaccx = 0.05 \times \max (L_x, L_y) = 0.2825m$$

$$Eaccy = 0.05 \times \max (L_x, L_y) = 0.2825 m$$

L_x, L_y : dimensions de la structure en plan (3.90 m ; 5.65 m)

Tableau 35: Evaluation des excentricités 2024.

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G (x,y,z) [m]	ex0 [m]	ey0 [m]
3/ 1	Etage 1	542208.55	12.91 10.84 -0.5	0.22	0.08
3/ 2	Etage 2	268259.05	12.96 10.63 2.1	0.17	0.14
3/ 3	Etage 3	268259.05	12.96 10.63 5.2	0.17	0.14
3/ 4	Etage 4	268259.05	12.96 10.63 8.3	0.17	0.14
3/ 5	Etage 5	256375.95	12.96 10.66 11.	0.18	0.12
3/ 6	Etage 6	256375.95	12.96 10.66 14.	0.18	0.12
3/ 7	Etage 7	242770.65	12.87 10.57 17.	0.26	0.08
3/ 8	Etage 8	245526.16	12.95 10.69 20.	0.18	0.10
3/ 9	Etage 9	245526.16	12.95 10.69 23.	0.18	0.10
3/ 10	Etage 10	235709.68	12.95 10.71 26.	0.18	0.08
3/ 11	Etage 11	235709.68	12.95 10.71 29.	0.18	0.08
3/ 12	Etage 12	235709.68	12.95 10.71 32.	0.18	0.08
3/ 13	Etage 13	226926.52	12.95 10.74 35.	0.19	0.06
3/ 14	Etage 14	171723.63	12.98 10.36 38.	0.16	0.40

8. Vérification de la Structure

8.1. Combinaisons d'actions

Les composantes de l'action sismique, E_x et E_y , agissant suivant les deux directions horizontales, sont supposées indépendantes mais représentées par le même spectre de réponse.

Les actions sismiques de dimensionnement des structures sont combinées aux actions permanentes et aux actions variables par le biais des Eqn

$$\begin{cases} G + \psi \cdot Q + E_1 \\ G + \psi \cdot Q + E_2 \end{cases}$$

- G : charges permanentes

- Q : charges d'exploitation, non pondérées

- Ψ : Coefficient d'accompagnement

Et :

$$\begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y \\ E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y \end{cases}$$

8.2. Justification vis-à-vis de la résistance

La condition de résistance suivante doit être vérifiée pour l'ensemble des éléments structuraux, leurs assemblages, ainsi que pour les éléments non structuraux critiques :

$$S_d \leq R_d$$

Où :

S_d : sollicitation agissante de calcul résultant des combinaisons des équations précédentes, incluant éventuellement les effets du 2° ordre.

R_d : sollicitation résistante de calcul de l'élément, calculée en fonction des propriétés du matériau constitutif.

8.3. Justification vis-à-vis de la ductilité

Les exigences relatives à la ductilité minimale sont réputées satisfaites lorsque sont respectées l'ensemble des dispositions constructives relatives aux matériaux et aux éléments structuraux, telles que mentionnées dans les chapitres de ce document technique réglementaire.

8.4. Justification vis-à-vis de l'équilibre d'ensemble

La condition de vérification de la stabilité générale de l'ouvrage, soumis aux effets de renversement et/ou de glissement vis-à-vis des sollicitations par les différentes combinaisons d'actions, est : Tout bâtiment doit être vérifié pour sa stabilité au renversement au niveau de ses fondations. Le moment de renversement au niveau des fondations est défini comme étant la somme des forces latérales appliquées à chaque niveau multiplié par la hauteur à laquelle ces forces agissent, mesurée à partir du niveau des fondations. Le coefficient de sécurité au renversement sera au minimum égal à 1,3.

Le moment stabilisateur est précisé sur la base des charges verticales prises en compte dans le calcul de la force sismique horizontale. En ce sens, peuvent alors être intégrées aussi bien les charges verticales que le poids de la fondation et du sol sus-jacent. Il faut définir par rapport au bord extrême de la base de la fondation. Concernant la vérification de stabilité au glissement, s'il y a lieu, le coefficient de sécurité minimal à prendre en compte est égal à 1,25. La vérification du renversement de la structure s'effectue à travers l'application de la formule suivante :

Tableau 36 : Vérification au renversement direction x.

ETAGE	V _x (KN)	h (m)	W (KN)	X _g (m)	M _r (KN.m)	M _s (KN.m)
1	6713.61	0	69325.25	13.1	0	908160.775
2	6606.86	3.06			570.384	
3	6420.46	6.12			1738.325	
4	6136.42	9.18			3100.912	
5	5798.63	12.24			4433.206	
6	5436.44	15.3			5694.354	
7	5064.26	18.36			7011.684	
8	4682.36	21.42			8682.597	
9	4277.01	24.48			10674.75	
10	3840.95	27.54			13583.83	
11	3347.71	30.6			18204.55	
12	2752.79	33.66			2014.551	
13	2006.64	36.72			60282.12	
14	1051.27	39.78			41819.52	
				SOMME	177810.8	OK

Tableau 37: Vérification au renversement direction y.

ETAGE	V _y (KN)	h (m)	W (KN)	Y _g (m)	M _r (KN.m)	M _s (KN.m)
1	9086.4	0	69325.25	10.8	0	748712.7
2	8949.69	3.06			732.4416	
3	8710.33	6.12			2245.183	
4	8343.47	9.18			4043.882	
5	7902.96	12.24			5868.958	
6	7423.47	15.3			7704.009	
7	6919.94	18.36			9722.722	
8	6390.38	21.42			12258.67	
9	5818.08	24.48			15102.94	
10	5201.13	27.54			18953.58	
11	4512.91	30.6			24901.06	
12	3699.15	33.66			33869.03	
	2692.94	36.72			47089.36	
	1410.55	39.78			56111.68	
				SOMME	238603.5	OK

9. Vérification des déplacements inter-étages

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon $\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$ réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, Δ_k , données dans le Tableau (5.2) de L'RPA 2024 et $V \cdot \Delta_K \leq \Delta_k$

Tableau 38: Valeurs limites des déplacements inter-étages.

Type de Structure	Déplacement limite Δ_k
Bâtiments en Acier	0.0100 h _K
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h _K
Bâtiment en PAF	0.0050 h _K
Bâtiments en Bois	0.0075 h _K

Δ_K : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" h_K : la hauteur du niveau « k »

V_A : Le coefficient réducteur il est pris égal à 0.5

Tableau 39 : Valeurs limites des déplacements inter-étages x-x

Niveaux	H (cm)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{ekx} = R \cdot \delta_{ekx}$ (cm)	$\Delta_{kx} = \delta_{ekx} - \delta_{k-1x}$ (cm)	$V_k \cdot \Delta_{kx}$ $= 0,5 \cdot \Delta_{kx}$ (cm)	0,75h (cm)	OBS $V_x \cdot \Delta_{kx} <$ 0,0075h
1	3.06	0.142	0.60857143	0.43452	0.21726	2.295	Vérifiée
2	3.06	0.348	1.49142857	1.06488	0.53244	2.295	Vérifiée
3	3.06	0.484	2.07428571	1.48104	0.74052	2.295	Vérifiée
4	3.06	0.561	2.40428571	1.71666	0.85833	2.295	Vérifiée
5	3.06	0.608	2.60571429	1.86048	0.93024	2.295	Vérifiée
6	3.06	0.627	2.68714286	1.91862	0.95931	2.295	Vérifiée
7	3.06	0.637	2.73	1.94922	0.97461	2.295	Vérifiée
8	3.06	0.624	2.67428571	1.90944	0.95472	2.295	Vérifiée
9	3.06	0.604	2.58857143	1.84824	0.92412	2.295	Vérifiée
10	3.06	0.579	2.48142857	1.77174	0.88587	2.295	Vérifiée
11	3.06	0.544	2.33142857	1.66464	0.83232	2.295	Vérifiée
12	3.06	0.506	2.16857143	1.54836	0.77418	2.295	Vérifiée
13	3.06	0.473	2.02714286	1.44738	0.72369	2.295	Vérifiée
14	3.06	0.405	1.73571429	1.2393	0.61965	2.295	Vérifiée

Tableau 40 : Valeurs limites des déplacements inter-étages y-y

Niveau x	h (cm)	δ_{ekx} (cm)	$\delta_{ky} = R \cdot \delta_{eky}$ (cm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (cm)	$V_k \cdot \Delta_{ky}$ $= 0,5 \cdot \Delta_{ky}$ (cm)	0,075h (cm)	OBS $V_y \cdot \Delta_{ky} <$ 0,0075h
1	3.06	0.185	0.79285714	0.5661	0.28305	2.295	Vérifiée
2	3.06	0.451	1.93285714	1.38006	0.69003	2.295	Vérifiée
3	3.06	0.628	2.69142857	1.92168	0.96084	2.295	Vérifiée
4	3.06	0.731	3.13285714	2.23686	1.11843	2.295	Vérifiée
5	3.06	0.794	3.40285714	2.42964	1.21482	2.295	Vérifiée
6	3.06	0.816	3.49714286	2.49696	1.24848	2.295	Vérifiée
7	3.06	0.821	3.51857143	2.51226	1.25613	2.295	Vérifiée
8	3.06	0.799	3.42428571	2.44494	1.22247	2.295	Vérifiée
9	3.06	0.764	3.27428571	2.33784	1.16892	2.295	Vérifiée
10	3.06	0.725	3.10714286	2.2185	1.10925	2.295	Vérifiée
11	3.06	0.673	2.88428571	2.05938	1.02969	2.295	Vérifiée
12	3.06	0.62	2.65714286	1.8972	0.9486	2.295	Vérifiée
13	3.06	0.578	2.47714286	1.76868	0.88434	2.295	Vérifiée
14	3.06	0.543	2.32714286	1.66158	0.83079	2.295	Vérifiée

10. Vérification effet P-delta

Les effets du 2° ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \left(\frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \right) \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : hauteur du niveau k.

Tableau 41: vérification effets du second ordre sens x-x.

Niveaux	H (cm)	P (kN)	V _x (kN)	Δ_x (cm)	Θ_x	OBS
1	3.06	-67042.61	6713.61	0.43452	-1.41802259	Vérifiée
2	3.06	-59129.55	6606.86	1.06488	-3.11450271	Vérifiée
3	3.06	-54304.28	6420.46	1.48104	-4.09367421	Vérifiée
4	3.06	-49479	6136.42	1.71666	-4.52343858	Vérifiée
5	3.06	-44711.99	5798.63	1.86048	-4.68815736	Vérifiée
6	3.06	-40003.24	5436.44	1.91862	-4.6136868	Vérifiée
7	3.06	-35352.2	5064.26	1.94922	-4.44672102	Vérifiée
8	3.06	-30772.37	4682.36	1.90944	-4.10091468	Vérifiée
9	3.06	-26170.03	4277.01	1.84824	-3.6957356	Vérifiée
10	3.06	-21615.82	3840.95	1.77174	-3.25845423	Vérifiée
11	3.06	-17109.74	3347.71	1.66464	-2.78031806	Vérifiée
12	3.06	-12603.66	2752.79	1.54836	-2.31672302	Vérifiée
13	3.06	-8140.65	2006.64	1.44738	-1.918893	Vérifiée
14	3.06	-3758.47	1051.27	1.2393	-1.44794425	Vérifiée

Tableau 42: vérification effets du second ordre sens Y-Y2024.

Niveaux	H (cm)	P (KN)	V _Y (kN)	Δ _Y (mm)	Θ _Y	OBS
1	3.06	-67042.61	9086.4	0.5661	-1.36499415	Vérifiée
2	3.06	-59129.55	8949.69	1.38006	-2.979704	Vérifiée
3	3.06	-54304.28	8710.33	1.92168	-3.91524636	Vérifiée
4	3.06	-49479	8343.47	2.23686	-4.33502476	Vérifiée
5	3.06	-44711.99	7902.96	2.42964	-4.49215485	Vérifiée
6	3.06	-40003.24	7423.47	2.49696	-4.39722176	Vérifiée
7	3.06	-35352.2	6919.94	2.51226	-4.19427859	Vérifiée
8	3.06	-30772.37	6390.38	2.44494	-3.84752137	Vérifiée
9	3.06	-26170.03	5818.08	2.33784	-3.4365122	Vérifiée
10	3.06	-21615.82	5201.13	2.2185	-3.01308937	Vérifiée
11	3.06	-17109.74	4512.91	2.05938	-2.5515366	Vérifiée
12	3.06	-12603.66	3699.15	1.8972	-2.11244994	Vérifiée
13	3.06	-8140.65	2692.94	1.76868	-1.7472709	Vérifiée
14	3.06	-3758.47	1410.55	1.66158	-1.44684641	Vérifiée

11. Conclusion

L'analyse dynamique effectuée conformément au RPA 2024 a permis d'étudier la réponse sismique de la structure face aux actions horizontales. Les vérifications réalisées montrent que les déplacements, les dérives inter- étages et les périodes propres respectant les limites règlement. Par conséquent, la structure présente un comportement satisfaisant en termes de stabilité et de rigidité sous l'effet du séisme.

Chapitre 5 :

Étude élément structuraux

1. Introduction

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamant dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaire à la, résistance et a la stabilité té des éléments constructifs de notre ouvrage. Ferrailage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé (BAEL 91, RPA 2024)

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

2. Etude des poutres

Les poutres sont les éléments horizontaux ayant pour rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux et aux voiles. Les poutres seront calculées en flexion simple en se référant aux règles du BAEL 91 et du RPA 2024 pour la vérification.

❖ Coffrage

$b \geq 20 \text{ cm}$: En zone I, II et III

$b \geq 25 \text{ cm}$: En zone V, V et VI

$$\square \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{\square}{b} \leq 4$$

$$b_{\text{max}} \leq (1,5\square; b_1)$$

Où : h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

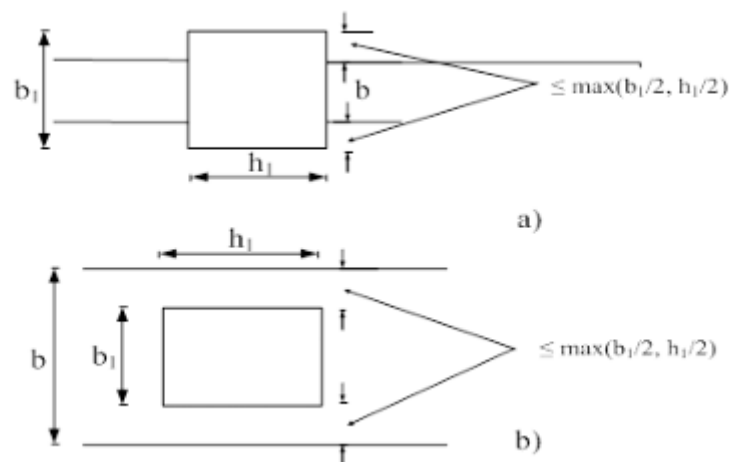


Figure 41: dimension à respecter pour les poutres.

2.1 Recommandation pour les poutres selon le RPA2024

Armatures longitudinales

- ✓ Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux sur toute la largeur de la poutre doit être de 0,5% de toute section.
- ✓ Le pourcentage maximal est de 4% en zone courante, et 6% en zone de recouvrement.
- ✓ La longueur minimale de recouvrement est de 60ϕ (zone V)
- ✓ Les cadres des nœuds, disposés comme armatures transversales des poteaux, sont Constitués de 2 U superposés formant un carré ou un rectangle.

Armatures transversales

- ✓ La quantité des armatures transversales est de : $A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$
- ✓ L'espacement maximal entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires, le RPA 2024 exige un minimum de $(h/4, 12\phi)$
 - En dehors de la zone nodale l'espacement doit être de $s \leq h/2$.

2.2 Ferrailage des poutres

Combinaisons fondamentales selon le B.A.E.L 91:

- ✓ ELU : $1,35G + 1,5Q$
- ✓ ELS : $G + Q$

Combinaisons accidentelles selon le RPA 2024 :

- ✓ $G + \psi \cdot Q + E_1$
- ✓ $G + \psi \cdot Q + E_2$

$$E_1 = \pm E_x \pm 0,3 E_y$$

$$E_2 = \pm 0,3 E_x \pm E_y$$

Le ferrailage est calculé à l'état limité ultime sous l'effet du moment le plus défavorable

Poutre principal (30x45)

- Sollicitations de calcul : ELU

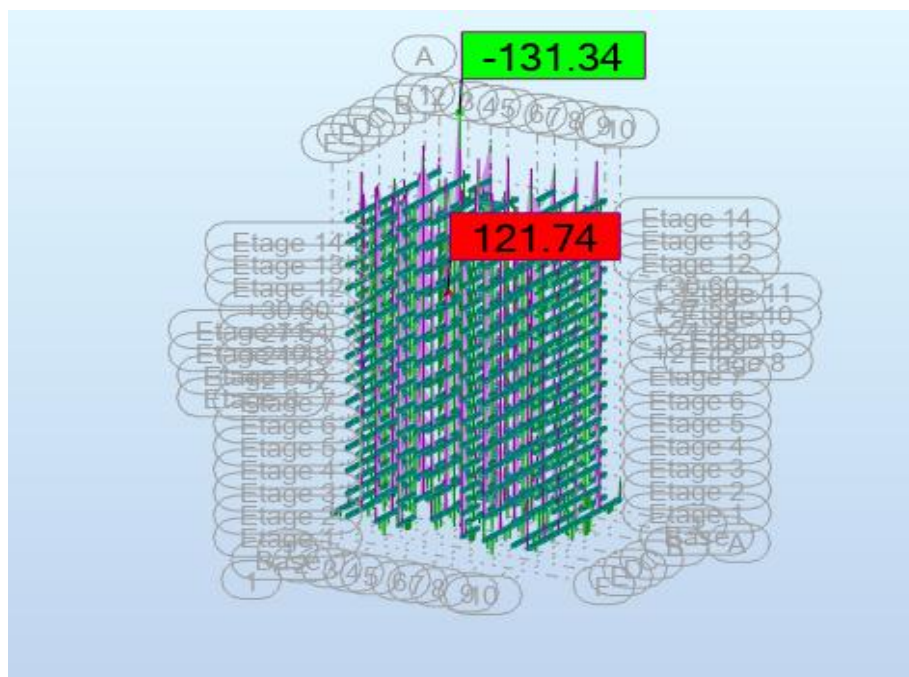


Figure 42: diagramme des moments fléchissant de la poutre principale à L'ELU.

➤ **Sollicitations de calcul : ELS**

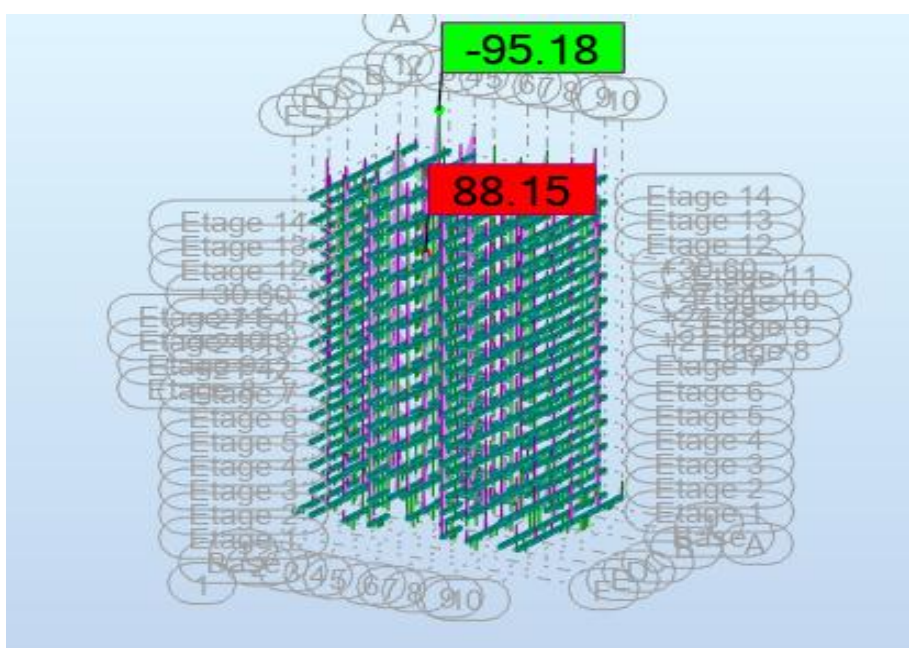


Figure 43: diagramme des moments fléchissant de la poutre principale à L'ELS.

➤ Sollicitations de calcul : ELA

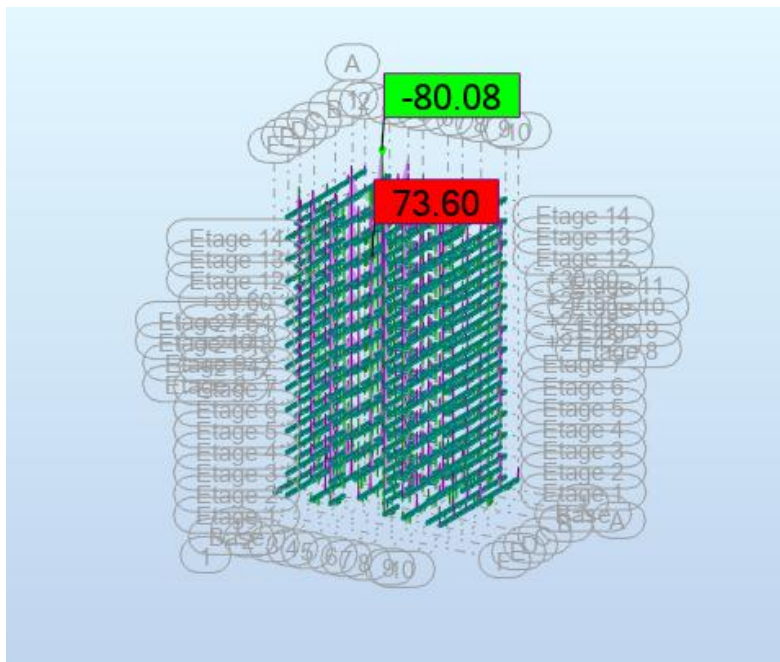


Figure 44 : digramme des moments fléchissant de la poutre principale à ELA.

Tableaux 43 : récapitulatif des moments maximaux des poutres.

	En appuis			En travée		
	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)	M_{ELU} (KN.m)	M_{ELS} (KN.m)	M_{ACC} (KN.m)
Poutre principale	-131,34	-95,18	-80,80	121,74	88,15	/
			73,60			
Chinage	-119,01	-86,96	-78,32	100,99	73,82	/
			66,74			

2.3 Exemple de Calcul d'une section de poutre en flexion simple

Situation durable et transitoire (SDT)

✓ **Béton** : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{ub} = 14,2\text{ MPa}$

✓ **Acier** : $\gamma_s = 1,15$; $f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 435\text{ MPa}$

Situation accidentelle (SA)

✓ **Béton** : $\gamma_b = 1,2$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$; $f_{ub} = 18\text{ MPa}$

✓ **Acier** : $\gamma_s = 1$; $f_e = 500\text{MPa}$; $\sigma_s = 500\text{ MPa}$

❖ En travée

$$b = 30 \text{ cm} ; h = 40 \text{ cm} ; d = 40,5 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{121740}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 14,2} = 0,174$$

$\mu = 0,174 < \mu_L = 0,432 \Rightarrow$ (acier FeE500) $\Rightarrow$ pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 435 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,174}) = 0,240$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,240 = 0,904$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{121740}{435 \cdot 0,904 \cdot 40,5} = 7,64 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_s = \max(A_{min} ; A_{cal} ; A_{RPA}) = 7,64 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA14 ($A = 7,70 \text{ cm}^2$)

En appui

$$\mu = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{80080}{30 \cdot 40,5^2 \cdot 17,7} = 0,091$$

$\mu = 0,091 < \mu_L = 0,432 \Rightarrow$ (acier FeE500) $\Rightarrow$ pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$1000\varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,091}) = 0,119$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,119 = 0,952$$

$$A_{cal} = \frac{M_t}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{80080}{500 \cdot 0,952 \cdot 40,5} = 4,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{F_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 30 \cdot 40,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 1,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} = 0,5\% \cdot b \cdot h = 0,005 \cdot 30 \cdot 45 = 6,75 \text{ cm}^2$$

On prend

$$A_s = \max (A_{\min} ; A_{\text{cal}} ; A_s) = 6,75 \text{ cm}^2$$

Choix : 5HA14 ($A = 7,70 \text{ cm}^2$)

❖ Vérification des contraintes a L'ELS

On doit vérifie

$$\begin{cases} \sigma_s \leq \sigma_{sadm} \\ \sigma_b \leq \sigma_{badm} \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow \sigma_s = \min \left(\frac{2 \times f_{te}}{3} ; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2 \times 500}{3} ; 110 \times \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) = \min (333,33 ; 201,63)$$

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

Calcul des contraintes :

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 8,04}{100} = 1,15 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d \times D = 2 \times 40,5 \times 1,15 = 93,15 \text{ cm}^2$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1,15 + \sqrt{1,15^2 + 93,15} = 10,86 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2 = \frac{100 \times (10,86)^3}{3} + 15 \times 7,70 \times (40,5 - 10,86)^2 = 144164,16 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{88150}{144164,16} = 0,61$$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 = 0,61 \times 10,86 = 6,62 \text{ MPa}$$

$\sigma_b = 6,62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$... La contrainte de compression du béton est vérifiée

Contrainte maximale de traction des aciers :

$$\sigma_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d - y_1) = 15 \times 0,61 \times (40,5 - 10,86) = 180,1 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 180,1 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$... La condition de traction des aciers est vérifiée donc les armatures calculées en ELU conviennent à l'ELS

Selon le “ RPA 2024 ”

✓ **Armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \Phi_{\min} \right) = \min (1,28 ; 3; 1.4) = 1.14 \rightarrow \text{On choisit } \phi_t = 8\text{mm.}$$

✓ La longueur minimale de recouvrement est de 60Φ (zone V)

$$\Phi_1 = 1,4 \text{ cm} \rightarrow L_r = 1,4 \times 60 = 84 \text{ cm, alors on adopte : } L_r = 85 \text{ cm.}$$

L’espacement des armatures transversales

Dans les zones critiques

$$s \leq \min \left(\frac{h}{4}; 24\phi_t; 17,5; 6\phi_1 \right) = \min(11,25; 19,2; 17,5; 8,4) = 8.4 \text{ cm. On choisit } S_t = 10 \text{ cm}$$

En dehors de la zone critique

$$\bullet s' \leq \frac{\square}{2}$$

$$\text{Avec } s' = \min \left(\frac{\square}{4}; 12\phi_l \right) = \min (11,25 ; 16,8) = 11,25 \text{ cm} \rightarrow \text{on choisit } S_t = 15\text{cm.}$$

Le tableau 44 résume le ferrailage des poutres principales et des poutres secondaires

Tableau 44 : récapitulatif du ferrailage des poutres.

Désignation	A _{calculée} (cm ²)		A _{min} (cm ²)	A _{min RPA} (cm ²)	Choix	
	A _t	A _a			En travée	En appui
Poutre principale (30.45)	7,64	4,15	1,17	6 ,75	5HA14 = 7,70cm ²	5HA14= 7,70 cm ²
Poutres secondaire (30.35)	7,7	5,2	1	5,2	4HA16 = 8 ,04 cm ²	3HA16= 6,03 cm ²

Poutre principale (30× 45)

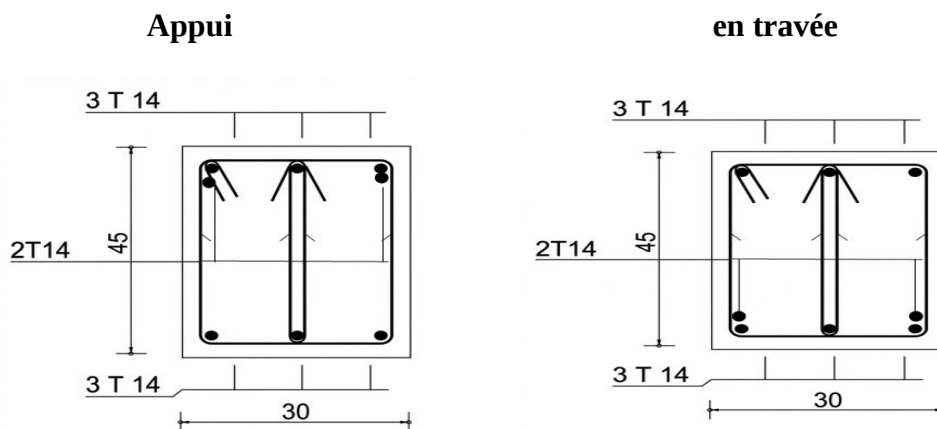


Figure45 : ferrailage de la poutre principale 30×45.

Poutre secondaire 30×35

Appui

en travée

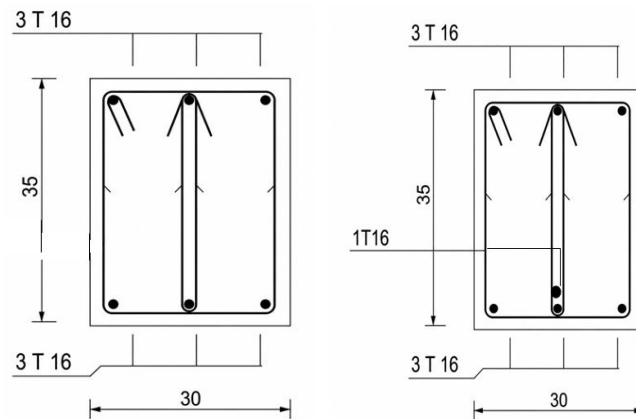


Figure 46 : ferrailages de la poutre secondaire 30×35.

2.4 Vérification Justifications vis-vis de sollicitations tangentes BAEL91Article

Tableau 45 : vérification les sollicitations des contraintes.

Vérification de la contrainte tangente limite ultime			
τ_u (Mpa)	τ_{uadm} (Mpa)	Vérification	
0,779	3,333	OK	
Vérification de la contrainte de compression (bielle)			
V_u (N)	0,267. b.a. Fc28 (N)	Vérification	
94660,000	510637,500	OK	
Vérification des armatures inférieures tra			
A_s (cm ²)	$V_u/(f_e/\gamma_s)$ [cm ²]	Vérification	
4.62	2,084	OK	
Vérification de la contrainte moyenne de compression			
R_u (N)	σ_{mb} (MPa)	$1,3 F_{c28} / \gamma_s$	Vérification
181240.000	2,369	21.667	OK

2.5 Vérification de la flèche

Valeur limite de la flèche : (Article B.6.5.3 BAEL91)

$$f_{admissible} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 0,505 \text{ cm} > 0,314 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Avec $L=5,27\text{m}$

3. Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs assurant la transmission des charges vers les fondations, soumis à des efforts normaux, des moments fléchissant et des efforts tranchants, ils sont calculés en flexion composée. Leur ferrailage est déterminé à l'ELU en considérant les sollicitations et les combinaisons d'actions les plus défavorables afin d'assurer la stabilité et la résistance de la structure.

Coffrage

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois (cf. Figure (7.1)).

Les dés de calage sont interdits

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm} \end{array} & \text{En zone I, II et III} \\ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{array} & \begin{array}{l} \text{En zone IV, V et VI} \\ \text{Quelle que soit la zone} \end{array} \end{array} \right.$$

Pour les poteaux circulaires, le diamètre. Devra satisfaire les conditions ci-dessous :

$$\left\{ \begin{array}{l} D \geq 25\text{cm} \\ D \geq 30\text{cm} \\ D \geq 35\text{cm} \\ D \geq \frac{l_{cl}}{20} \end{array} \right.$$

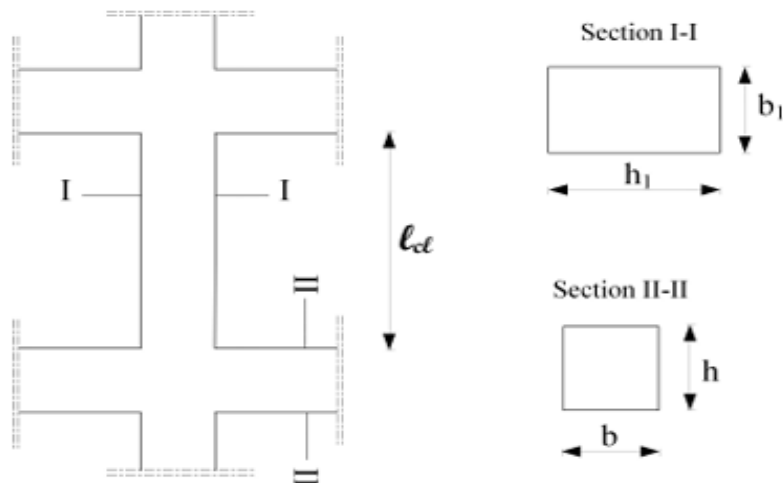


Figure 47 : coffrage des poteaux

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivant :

3.1. Vérifications spécifiques

Sollicitations normales

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou imiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression de calcul des poteaux est limité par la condition suivant :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,35$$

V : l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section en (N)

B_c : section du poteau en (mm^2)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

Tableau 46: Vérification de l'effort normal réduit poteaux 65 × 65.

N_d (KN)	3690,53
B_c (mm^2)	422500
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,34

$V_d = 0,34 \leq 0,35 \rightarrow \text{condition vérifiée}$

Tableau 47 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 60 × 60.

N_d (KN)	3326,28
B_C (mm²)	360000
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,35

V_d = 0,35 ≤ 0,35 → condition vérifiée

Tableau 48: Vérification de l'effort normal réduit poteaux 55 × 55.

N_d (KN)	2265,11
B_C (mm²)	302500
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,29

V_d = 0,29 ≤ 0,35 → condition vérifiée

Tableau 49 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 50 × 50.

N_d (KN)	1573,99
B_C (mm²)	250000
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,25

V_d = 0,25 ≤ 0,35 → condition vérifiée

Tableau 50 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 45 × 45.

N_d (KN)	855,11
B_C (mm²)	202500
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,16

V_d = 0,16 < 0,35 → condition vérifiée

Tableau 51 : Vérification de l'effort normal réduit poteaux 40 × 40.

N_d (KN)	293,10
B_C (mm²)	160000
F_{c28}(MPa)	25
V_d	0,07

V_d = 0,07 < 0,35 → condition vérifiée

➤ **Poteaux 65 × 65**

Tableau 52: Sollicitations de calcul du poteau 65× 65

Combinaisons	Poteaux 65×65		
	N(KN)	M_y(KN)	M_z(KN)
1,35G+1,5Q (N _{max})	3179,66	33,48	1,86
G+Q+E (N _{max})	3690,53	240,46	300,18
G+Q+E(M _{y_max})	255,81	339,44	324,47
G+Q+E (M _{z_max})	272,09	259,85	408,16
G+Q+E(N _{min})	-1453,13	-229,74	-289,61

3.2. Calcul du ferrailage des poteaux

L'exemple choisi est le ferrailage du poteau de dimensions 65 x 65 cm² du sous-sol

- ✓ **Béton :** $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- ✓ **Acier :** $f_e = 500 \text{ MPa}$
- ✓ Fissuration non préjudiciable
- ✓ Pas de prise en compte des dispositions sismiques
- ✓ Calcul suivant BEAL 91

b = 65 cm ; h = 65 cm ; d = 58,5 cm

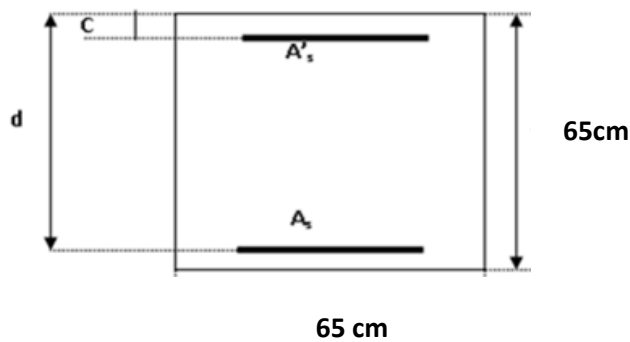


Figure 48 : Coupe du poteau 65 x 65 cm².

$$N_{\text{Max}} = 3179,66 \text{ kN}; M_{y_{\text{corr}}} = 33,48 \text{ kN.m}$$

Position du point application de l'effort normal N :

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{33,48 \times 100}{3179,66} = 1,05 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 5,41 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'intérieur de la moitié de la hauteur de noyau central (compression excentrée).

Vérification de l'utilisation de la méthode simplifiée

$$\frac{l_f}{\square} \leq \max \left[15; \frac{20 \cdot e_0}{\square} \right]$$

Poteau faisant partie d'un bâtiment $\rightarrow l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 3,06 = 2,14 \text{ m}$

$$\frac{l_f}{\square} = \frac{2,14}{0,65} = 3,29 < \max[15; 0,32] = 15$$

Le calcul de la section se fera en flexion composée par la majoration des sollicitations comme suit :

$$\begin{aligned} N' &= N \\ M' &= N \cdot (e_0 + e_a + e_2) \end{aligned}$$

Calcul excentricité additionnelle

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

Calcul de l'excentricité du 1^{er} ordre

$$e_2 = \frac{3.l_f^2}{10^4.h} \cdot [2 + \alpha' . \emptyset] \quad \text{avec } \emptyset = 2$$

$$\alpha' = \frac{M_g}{M_g + M_q} = \frac{12,84}{12,84 + 4,14} = 0,756$$

$$e_2 = \frac{3.2,14^2}{10^4.0,65} [2 + 0,756.2] = 0,7 \text{ cm}$$

Efforts majorés

$$N' = 3179,66 \text{ kN}$$

$$M' = 3179,66. (1,05 + 2 + 0,74). 10^{-2} = 119,23 \text{ kN.m}$$

Position du point d'application de l'effort N'

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = 3,75 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{65}{2} = 32,5 \text{ cm}$$

L'effort normal de compression N' se trouve à l'intérieur de la section.

Vérification si la section est entièrement comprimée

$$(0,337h - 0,81c_1). \sigma_b. b. h \leq N'(d - c_1) - M'_1$$

Moment par rapport aux armatures les moins comprimées

$$M'_1 = M' + N' \left(d - \frac{h}{2} \right) = 119,23 + 3179,66. \left(0,585 - \frac{0,65}{2} \right) = 945,94 \text{ kN.m}$$

$$N'(d - c_1) - M'_1 = 3179,66. (0,585 - 0,065) - 945,94 = 707,48 \text{ kN.m}$$

$$(0,337h - 0,81c_1). \sigma_b. b. h = (0,337.65 - 0,81.6,5). 14,2.65.65 = 998,3 \text{ kN.m} > 707,48$$

La section partiellement comprimée, alors le calcul se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendues.

Vérification de l'existence de l'armature comprimée

$$\mu = \frac{M'_1}{b.d^2.\sigma_{bc}} = \frac{945940}{65.58,5^2.14,2} = 0,300$$

$\mu = 0,300 < 0,432 \Rightarrow$ (acier FeE500) pivot B, donc les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

Calcul des armatures par la méthode de la superposition des états

Moment limite : $M'_{11} = \mu_L \cdot \sigma_b \cdot b \cdot d^2 = 0,372 \cdot 14,2 \cdot 65 \cdot 58,5^2 = 1175,050 \text{ kN.m}$

Moment résiduel : $\Delta M'_1 = M'_1 - M'_{11} = -229,11 \text{ kN.m}$

$\Delta M' = -229,11 \text{ kN.m} < 0,4 M'_1 = 378,37 \text{ kN.m}$

$$1000 \varepsilon_L = \frac{f_e}{200 \gamma_s} = 2,17$$

$$\alpha_L = \frac{3,5}{3,5 + 2,17} = 0,617$$

$$\beta_L = 1 - 0,4 \alpha_L = 0,753$$

$$A_{11} = \frac{M'_{11}}{\sigma_s \cdot \beta_L \cdot d} = 61,32 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{12} = \frac{\Delta M'}{\sigma_s \cdot (d - \delta' d)} = \frac{-1175050}{435 \cdot (58,5 - 0,111)} = -9,02 \text{ cm}^2$$

$$A' = 0 \text{ et } A_1 = A_{11} + A_{12} = 61,32$$

En flexion composée

$$A' = 0 \text{ et } A = A_1 - \frac{N'_1}{100 \cdot \sigma_s} = \frac{3179660}{100 \cdot 435} - 61,32 = 11,77 \text{ cm}^2$$

Situation accidentelle (SA) $N = 3690,53 \text{ kN}$ et $M = 240,46 \text{ kN.m}$

Position du point application de l'effort normal de traction N

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6,51 \text{ cm} < \frac{h}{2} - \delta' d = \frac{65}{2} - 5 = 27,5 \text{ cm}$$

L'effort normal de traction N est appliqué entre les armatures (section entièrement tendue).

Détermination des armatures

$$A_1 = \frac{N \cdot a}{100 \cdot \sigma_{10} \cdot (d - c_1)} \text{ et } A_2 = \frac{N}{100 \cdot \sigma_{10}} - A_1$$

$$a = d - \frac{h}{2} - e_0 = 58,5 - 32,5 - 6,51 = 19,5 \text{ cm}$$

$$A_1 = \frac{3690530 \cdot 19,5}{100 \cdot 400 \cdot (58,5 - 6,5)} = 1,77 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{369053}{100.400} - 1,77 = 7,45 \text{ cm}^2$$

Ferraillage minimal (BAEL)

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 65 \cdot 58,5 \cdot \frac{2,1}{500} = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,77; 3,67) = 3,67 \text{ cm}^2$$

Conclusion

$$A_{\text{sup}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 11,77 \text{ cm}^2; 3,65)$$

$$A_{\text{inf}} = \max(A_{\text{sdt}}; A_{\text{SA}}; A_{\text{cnf}}) = \max(0; 7,45 \text{ cm}^2; 3,67)$$

$$A_{\text{sup}} = 11,77 \text{ cm}^2 \text{ et } A_{\text{inf}} = 7,45 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures de ferraillage

$$4 \text{ HA } 20 \rightarrow A_{\text{sup}} = A_{\text{inf}} = 12,57 \text{ cm}^2$$

➤ Poteau 60×60

Tableau 53 : Sollicitations de calcul du poteau 60×60.

Combinaisons	Poteaux 65×65		
	N(KN)	M _y (KN)	M _z (KN)
1,35G+1,5Q (N _{max})	2808,13	23,11	8,95
G+Q+E (N _{max})	3326,28	205,71	252,57
G+Q+E(M _{y_max})	1374,36	214,88	217,53
G+Q+E (M _{z_max})	2154,97	143,47	362,37
G+Q+E(N _{min})	-2154,97	-204,13	-241,43

Par Robot Expert BAEL99 on calcul les sections de ferraillage en déviée composée

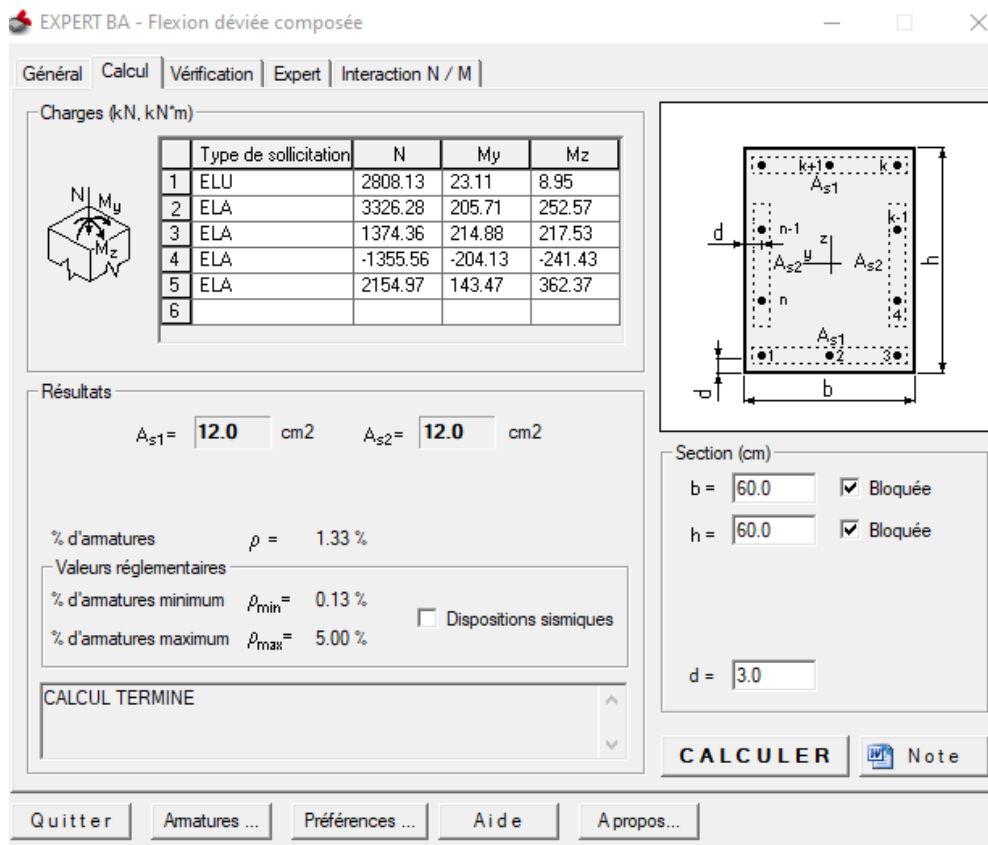


Figure 49 : résultats du calcul de ferrailage en appui sous flexion déviée composée

➤ **Poteau 55 × 55**

Tableau 54 : Sollicitations de calcul du poteau 55×55.

Combinaisons	Poteaux 55×55		
	N(KN)	My(KN)	Mz(KN)
1,35G+1,5Q (N _{max})	2063,54	17,58	17,17
G+Q+E (N _{max})	2265,11	170,06	245,24
G+Q+E(M _{y_max})	1169,04	206,93	114,28
G+Q+E (M _{z_max})	1632,23	152,12	394,49
G+Q+E(N _{min})	-801,53	-168,43	-252,03

Par Robot Expert BAEI99 on calcul les sections de ferrailage en déviée composée

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général | Calcul | Vérification | Expert | Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	2063.54	17.58	17.17
2	ELA	2265.11	170.06	245.24
3	ELA	1169.04	206.93	114.28
4	ELA	-801.53	-168.43	-252.03
5	ELA	1632.23	152.12	394.49
6				

Résultats

$A_{s1} = 9.2 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 10.4 \text{ cm}^2$

% d'amatures $\rho = 1.30 \%$

Valeurs réglementaires

% d'amatures minimum $\rho_{min} = 0.15 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'amatures maximum $\rho_{max} = 5.00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 55.0 ☒ Bloquée

h = 55.0 ☒ Bloquée

d = 3.0

CALCULER  Note

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

Figure 50 : résultats du calcul de ferrailage en appui sous flexion déviée composée.

➤ Poteaux 50×50

Tableau 55 : Sollicitations de calcul du poteau 50×50

Combinaisons	Poteaux 50 ×50		
	N(KN)	My (KN)	Mz (KN)
1,35G+1,5Q (N _{max})	1600,41	15,90	21,13
G+Q+E (N _{max})	293,10	72,33	71,36
G+Q+E(M _{y_max})	106,94	136,59	85,28
G+Q+E (M _{z_max})	146,23	85,17	208,77
G+Q+E(N _{min})	-35,74	-77,33	-64,50

Par Robot Expert BAE99 on calcul les sections de ferrailage en déviée composée.

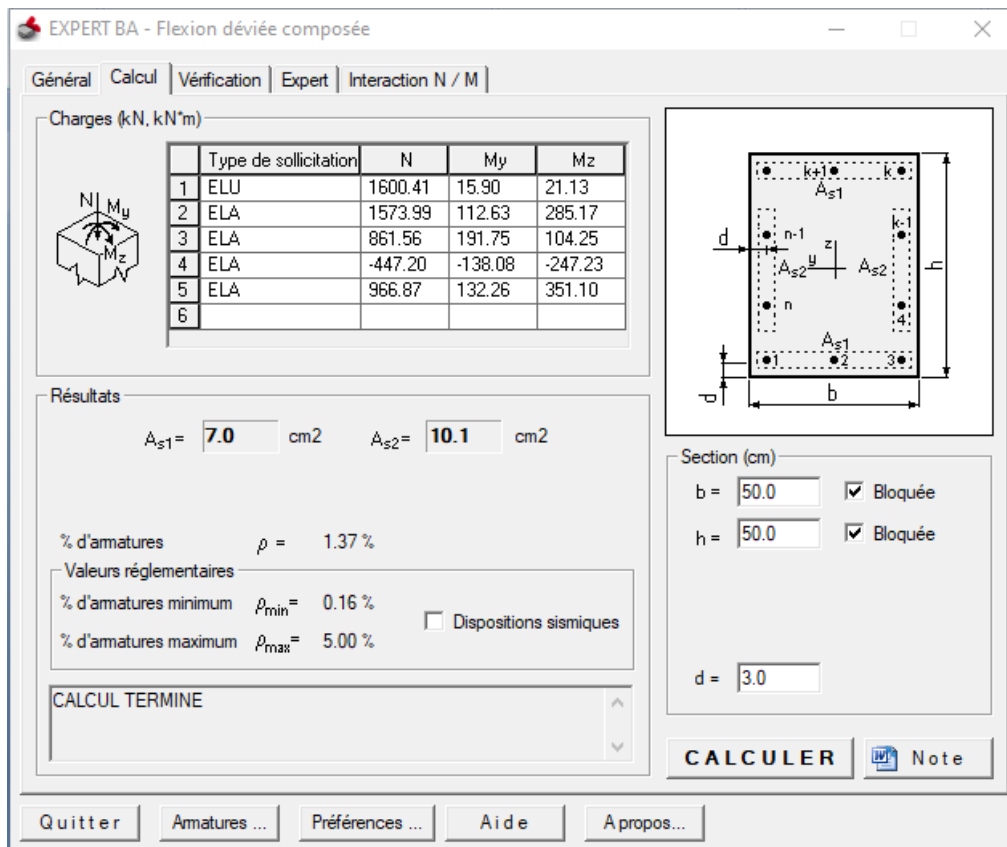


Figure51 : résultats du calcul de ferrailage en appui sous flexion déviée composée

➤ **Poteau 45× 45**

Tableau 56: Sollicitations de calcul du poteau45× 45.

Combinaisons	Poteaux 65×65		
	N(KN)	M _y (KN)	M _z (KN)
1 ,35G+1,5Q (N _{max})	961,54	11,76	25,84
G+Q+E (N _{max})	855,11	101,48	107,76
G+Q+E(M _{y_max})	459,97	161,27	83,61
G+Q+E (M _{z_max})	770,60	102,54	-92,75
G+Q+E(N _{min})	-156,38	-114,85	-92,75

Par Robot Expert BAEI99 on calcul les sections de ferrailage en déviée composée.

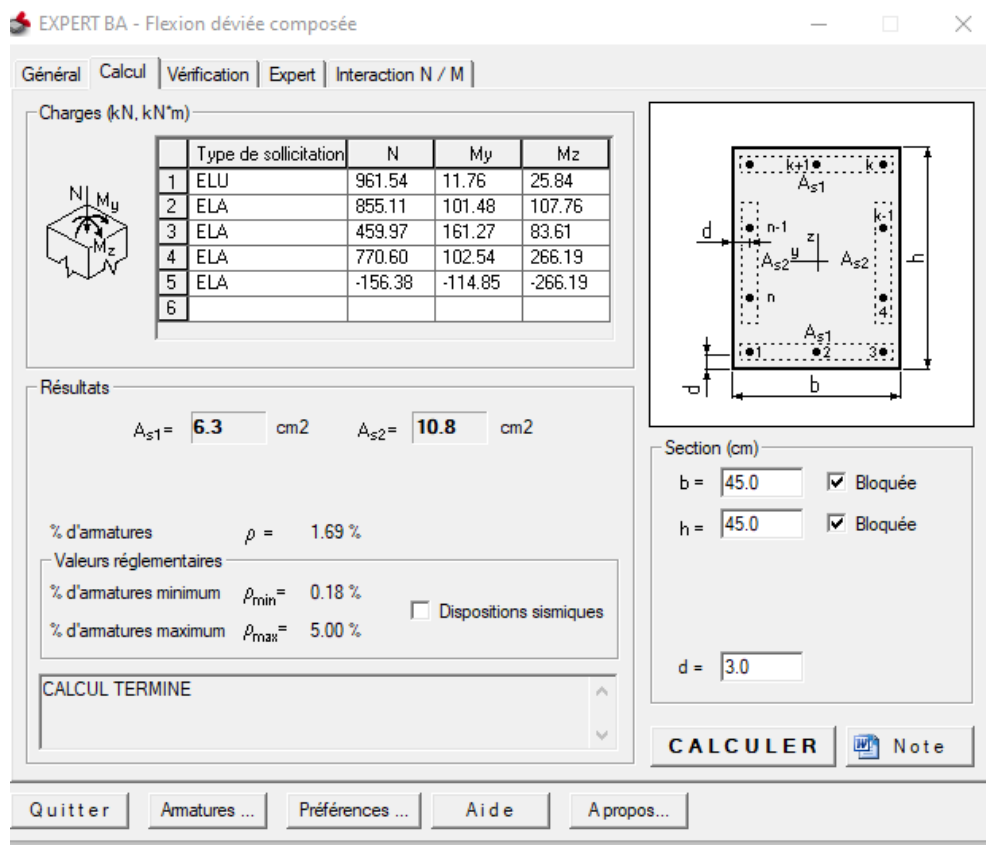


Figure 52: résultats du calcul de ferrailage en appui sous flexion déviée composée.

➤ **Poteaux 40×40**

Tableau57 : Sollicitations de calcul du poteau 40×40.

Combinaisons	Poteaux 40×40		
	N(KN)	My (KN)	Mz (KN)
1,35G+1,5Q (Nmax)	379,93	8,59	24,17
G+Q+E (Nmax)	293,10	72,33	71,36
G+Q+E(My_max)	106,94	136,59	85,28
G+Q+E (Mz_max)	146,23	85,17	208,77
G+Q+E(Nmin)	-35,74	-77,33	-64,50

Par Robot Expert BAEI99 on calcul les sections de ferrailage en déviée composée

EXPERT BA - Flexion déviée composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN.m)

	Type de sollicitation	N	My	Mz
1	ELU	379.10	8.59	24.17
2	ELA	293.10	72.33	71.36
3	ELA	106.94	136.59	85.28
4	ELA	146.23	85.17	208.77
5	ELA	-35.74	-77.33	-64.50
6				

Résultats

$A_{s1} = 7.1 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 6.3 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 1.68 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.20 \%$

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5.00 \%$

☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 40.0 ☒ Bloquée

h = 40.0 ☒ Bloquée

d = 3.0

CALCULER  Note

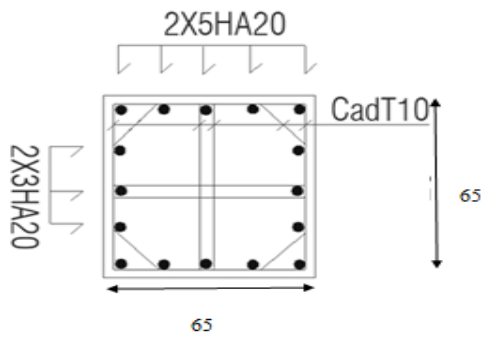
Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure53: résultats du calcul de ferrailage en appui sous flexion déviée composée.

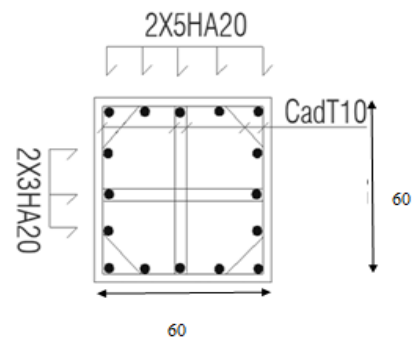
Tableau 58 : choix des armatures des poteaux.

Section (cm ²)	A_t (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\max}$ (cm ²)	Choix de ferrailage
65× 65	48	42,25	48	16HA20=50,27 cm2
60×60	48	36	48	16HA20 = 50,27cm 2
55×55	39,2	30,25	39,2	14HA20= 43,98cm2
50×50	34,2	25	34,2	12HA20=37,70cm2
45×45	34,2	20,25	34,2	12HA20=37,70cm2
40×40	24,96	16	24,96	8HA20= 25,13cm2

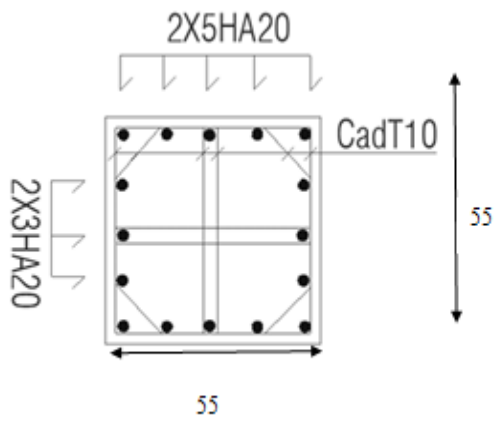
Poteaux 65×65



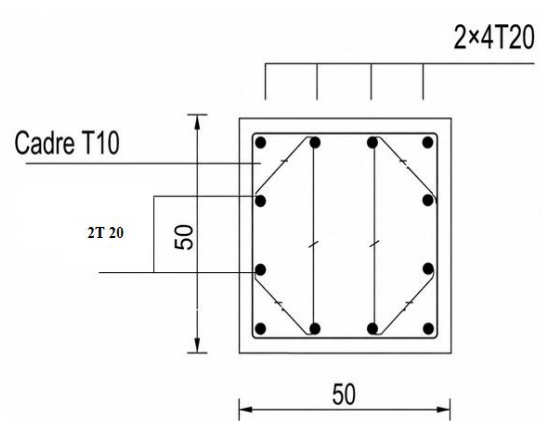
Poteaux 60 ×60



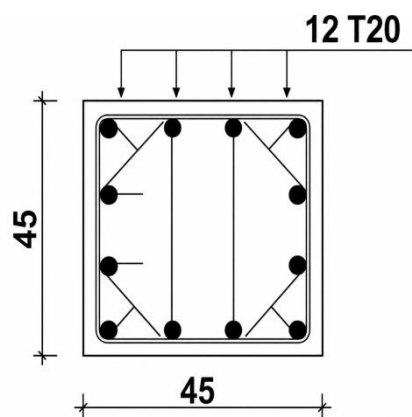
Poteaux 55×55



Poteaux 50×50



Poteaux 45×45



Poteaux 40×40

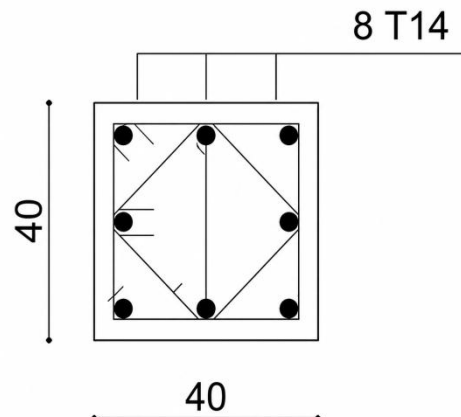


Figure 54 : ferrailage les poteaux.

3.3. Ferrailage transversale

Justification des poteaux vis-à-vis des sollicitations tangentes

❖ Sollicitations tangentes

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite τ_{bu} :

$$\tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où : ρ_d est égal à 0,0075 si l'élançement géométrique. Dans la direction considérée. Est supérieur ou égal à 5 : il est égal à 0,04. Dans le cas contraire.

Dans le cas de remplissage en maçonnerie, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple, la hauteur de calcul de l'élançement géométrique sera celle de l'ouverture.

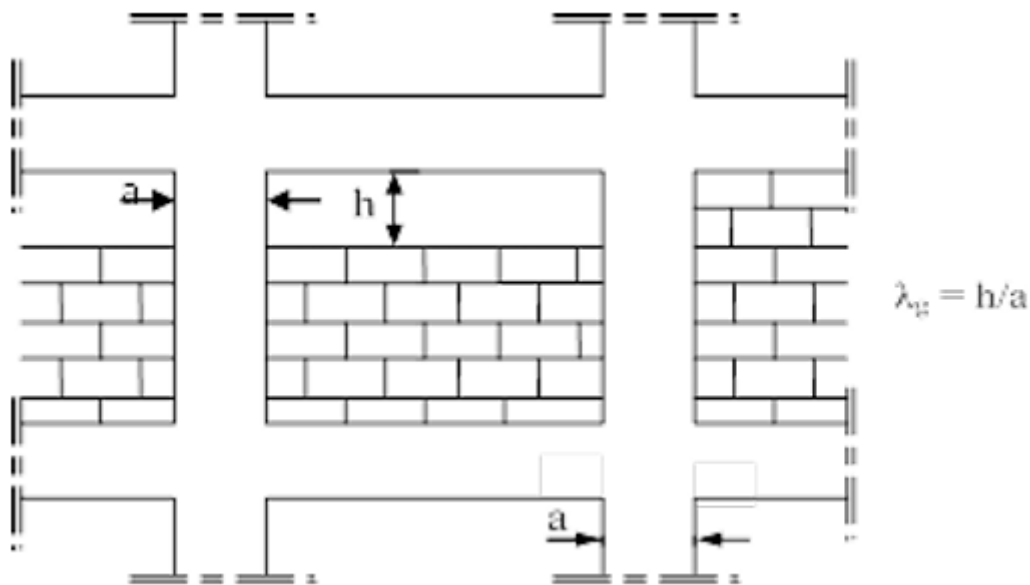


Figure : 55 cas de constitutions de poteaux court, par hauteur insuffisante de la maçonnerie de remplissage.

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m et } \lambda_g = \frac{l_f}{h_c} = \frac{2,142}{0,65} = 3,295$$

Donc $\lambda_g = 3,295 < 5$

$$\rho_d = 0,075 \rightarrow \tau_{buadm} = \rho_d \times f_{c28} = 1,875 \text{ MPa}$$

$$F_{y \max} = 207,88 \text{ KN}$$

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

$$D = 58,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{207,88}{65 \times 58,5} \cdot 10 = 0,57 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

$$F_{z \max} = 156,02 \text{ KN}$$

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

$$D = 58,5 \text{ cm}$$

$$\tau_{b \max} = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{156,02}{65 \cdot 58,5} \cdot 10 = 0,43 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Calcul des armatures transversales :

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

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot v_u}{\alpha_c \cdot f_e}$$

Avec

A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale

V_u : effort tranchant de calcul

H_e : 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'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égale à 5, et égal 3,75, dans le cas contraire.

t : espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée par eqn. Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale (zone critique)

$$t \leq \min(10 \phi_l; 12,5 \text{ cm}) : \text{en zone I, II et III}$$

$$t \leq \min(b_0/3; 10 \text{ cm}; 6\phi_l): \text{ en zone IV, V et VI}$$

Où : b_0 est la dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l \text{ en zone I, II et III}$$

$$t' \leq \min(b_c/2; \sigma_c/2; 10\phi_l): \text{ en zone IV, V et VI}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

La quantité d'armatures transversale minimale ($\frac{A_t}{t.b_1}$) en % est donnée comme suite

$$0,3\% \text{ si } : \lambda_g \geq 5$$

$$0,8\% \text{ si } : \lambda_g \leq 3$$

Interpoler entre les 2 valeurs limites précédents si : $3 < \lambda_g < 5$

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

Avec :

A, b dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée

l_f : longueur de flambement du poteau

Nous avons opté pour des diamètres d 8 mm avec un espacement de 8 cm en zone nodale et 10 cm en zone courante :

Sens transversal de la section (65cm) la plus défavorable

$$\frac{\rho_a \cdot v_u}{\sigma_c \cdot f_e} = \frac{2,50 \times 207,88}{65.500 \cdot 10^{-1}} = 0,159 \text{ cm}$$

Zone nodale :

$$4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_t}{t} = \frac{2,01}{8} = 0,251 \text{ cm} > 0,155$$

Zone courante :

$$4\emptyset 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$$

Tableau 59: ferrailage transversale des poteaux

Section (cm ²)	65× 65	60× 60	55× 55	50× 50	45× 45	40× 40
$\emptyset_l$ (cm)	2	2	2	2	2	2
L ₀ (m)	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
L _f (m)	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	3,295	3,57	3,894	4,284	4,76	5,355
ρ	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
T _{zon nodal} (cm)	10	10	10	10	10	10
T _{zone} courante (cm)	15	15	15	15	15	15
V _u (KN)	207,88	228,24	233,07	198,93	151,98	207,88
A _t (mm ²)	235,5	285	316,5	262,5	252	238,5
A _{tmin} (mm ²)	408	347,76	292,21	241,5	195,61	154,56
Choix A _T	6HA10= 4,71	5HA10= 3,93	4HA10= 3,14	4HA10= 3,14	3HA10= 2,36	2HA10=1,57

4. Etude les voiles

Les murs de refend des éléments verticaux en béton armé sont dimensionnés en fonction de leurs dimensions extérieures. Ils jouent un rôle crucial dans la stabilité et la rigidité se la structure

Les fonctions des murs de refend sont les suivantes :

- Supporter les charges permanentes d'exploitation provenant du plancher
- Contribuer au renforcement de la structure (résistance au vent et aux séismes)

- Servir de cloison de séparation entre locaux

Les murs de refend sont utilisés en façade, en pignon ou à quatre fois son épaisseur est considérée comme un mur de refend. Qu'ils soient armés ou non, les murs de refend en béton présentent un niveau d'armature minimal aux endroits suivants :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes)
- A leur jonction avec les planchers
- A leurs extrémités

4.1. Procédure de ferrailage

Le voile en béton armé est généralement assimilé à une console encastrée la base, soumise à un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant M maximal au niveau de l'encastrement. Les voiles jouent un rôle essentiel dans la reprise des charges verticales et des actions horizontales dues au vent et au séisme.

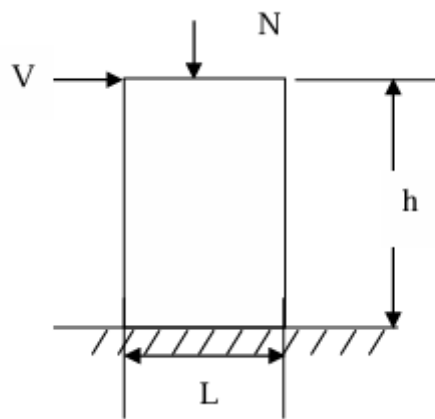


Figure 56: schéma d'un voile.

Le ferrailage des voiles selon le RPA2024 vise à assurer la résistance, la rigidité et la ductilité de la structure. Il comprend principalement des armatures verticales concentrées aux extrémités du voile, des armatures verticales et horizontales réparties uniformément ainsi que

Des armatures verticales et horizontales réparties uniformément ainsi que des armatures transversales assurant le confinement des zones critique. Les armatures extrêmes reprennent les efforts importants de traction et de compression créés par la flexion composée, tandis que les armatures de l'âme participent à la résistance au cisaillement et au contrôle de la fissuration.

Pour le ferrailage des voiles, il est nécessaire de calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux réglemets, le **BAEL91** et le **RPA2024**.

L'apparition de logiciels modern d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures à considérablement aide l'étude du comportement global de la structure. En effet, l'obtention direction des efforts et des contraintes en tout point de la structure. En effet l'obtention direction des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite et permet l'adoption d'un bon ferrailage, bien sûr après une bonne interprétation des résultats obtenus.

Ferrailage des voiles les combinaisons des actions sismiques et des actions dues aux charges verticales à prendre en considération selon le BAEL 91 et le RPA 2024 sont citées ci-dessous.

$$G + \psi. Q + E_1$$

$$G + \psi. Q + E_2$$

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes, sachant que les contraintes maximales $\sigma_{\max}$ et minimales $\sigma_{\min}$ du voile sont déterminées à l'aide de Met N tirés à partir du fichier des résultats de **Robot Structural Analysis Professional 2024**. Les trois types de section qui peuvent être obtenues sont décrits ci-dessous

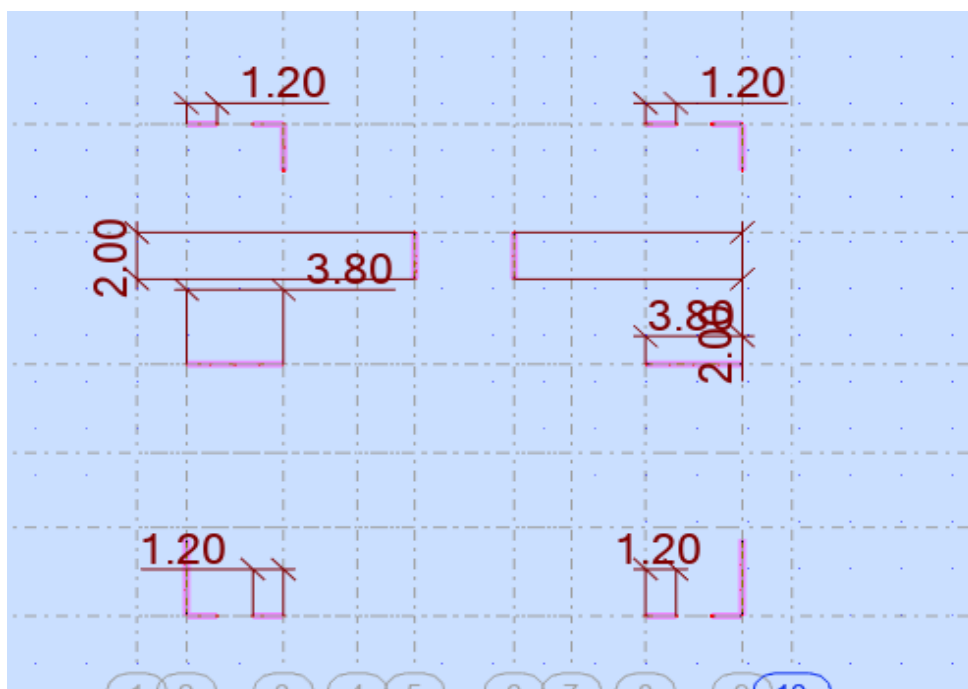


Figure 57 : classification des voiles selon les éléments.

4.2. Recommandation pour les voiles selon le RPA 2024

$$l_{cr} = \max \left(L_w; \frac{l_w}{6} \right)$$

Et

$$2.l_w$$

$$h_{cr} \leq h_e : \text{pour } n \leq 6 \text{ niveaux}$$

$$2.h_e : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}$$

Avec

L_w : la longueur du voile

h_e : la hauteur de chaque niveau

h_{cr} : la hauteur de la zone critique

➤ Voile 1

$$h_{cr} = \max (1,2 ; 6,63) = 6,63 \text{ m}$$

Pour notre cas $n > 6$

$$h_{cr} \leq (2,4 ; 6,12 : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_{cr} = 2,4 \text{ m}$$

➤ Voile 2

$$h_{cr} = \max (3,80; 6,63) = 6.63 \text{ m}$$

Pour notre cas $n > 6$

$$h_{cr} \leq (7,6; 6,12 : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_{cr} = 5,72 \text{ m}$$

➤ Voile 3

$$h_{cr} = \max (2 ; 6,63) = 6,63 \text{ m}$$

Pour notre cas $n > 6$

$$h_{cr} \leq (4 ; 6,12 : \text{pour } n > 6 \text{ niveaux}) \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$h_{cr} = 6,12 \text{ m}$$

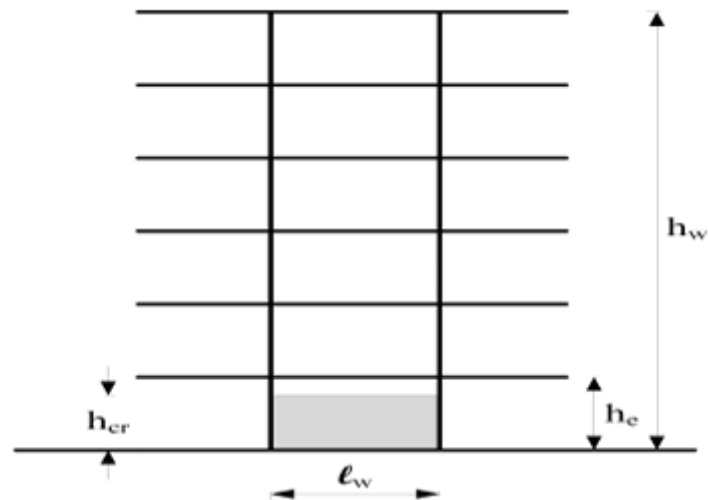


Figure 58 : zone critique à la base du voile

4.3. Evaluation de l'effort normal réduit dans les voiles

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou imiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. L'effort normal de compression des voiles est limité par la condition suivant :

$$v_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,40$$

V : l'effort normal réduit.

N_d : effort normal de calcul s'exerçant sur une section en (N)

B_c : section du poteau en (m^2)

F_{c28} : résistance caractéristique à la compression du béton en (MPa)

Tableau 60: vérification des l'effort normal réduit des voiles

Voile	N_d (KN)	B_c (m^2)	V	$v \leq 0,40$
V (0,30× 1, 2)	3767,26	0,36	0.4	ok
V (0,30× 2)	5732,39	0,6	0.38	ok
V (0,30× 3, 8)	6989,22	1,14	0.24	ok

4.4 Recommandations

❖ Armatures verticales

Salon l'article 7.7 du RPA 2024, les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être 80 supérieurs à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

4.4.1. Élément de rive

La longueur de l'élément de rive doit respecter

$$l_c \geq \max (0,15l_w; 1,5 b_w)$$

Avec

L_w : longueur du voile

b_w : largeur de l'âme du voile

$$l_c \geq \max(0,15 \times 1,2; 1,5 \times 0,3) \rightarrow \max(0,18; 0,45) \rightarrow l_c = 0,45m$$

- Un pourcentage minimal de 0,5% de la surface de la zone confinée.
- Un espacement de : $s_t \leq 20 \text{ cm}$

Avec :

$$\phi_l \geq 12 \text{ mm}$$

4.4.2. L'âme

- Le diamètre maximal, ϕ_l max: $8 \text{ mm} \leq \phi_{lmax} \leq \frac{b_w}{8}$
- L'espacement des armatures d'âme : $s_t \leq 25 \text{ cm}$ ou $25 \times \phi_l$

Armatures horizontales

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher

De flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales

$$s_t \leq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{\square}}{s} \geq \left(\frac{\bar{v}}{z \cdot f_e} \right)$$

Avec

$\bar{v}$: effort tranchet de calcul $\bar{v} = 1,4 V_u$ calcul

Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées

❖ Armatures transversales

Elles ont destiné essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur doit être au minimum à 4 barres/m²

- La section des armatures de confinement dans les éléments de rive(A_1), mesurée dans le sens parallèle a l'épaisseur du voile, doit être présents sur la hauteur (H_{cr}) et doit satisfaire les condition

$$A_t \geq 0,09 \times s_t \times b_0 \times \frac{f_{c28}}{f_e} \text{ (Formule 7.26 RPA2024)}$$

$$A_t \geq 0,3 \times s_t \times b_0 \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \times f_{c28}/f_e$$

Avec

b_0 représente l'épaisseur confinée de l'élément de rive

(A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée

- Espacement $s_t \leq \min(\frac{b_0}{3}, ; 12,5cm; 6. \phi_{lmin})$ (formule 7.25 RPA 2024

Avec

$$\phi_l \geq 12mm$$

- Les longueurs des recouvrements doivent être égales à $60\phi_l$ pour les barres situées dans les zones V

Tableau 61: la longueur de l'élément de rive

	Valeur
L_w (cm)	120
B_w(cm)	30
L_c(cm)	45

4.4.3. Calcul du ferrailage et les sollicitations maximales dans les voiles

Le calcul du ferrailage des voiles été effectué à partir des sollicitations défavorables obtenues par le logiciel ROBOT. Le dimensionnement des armatures verticales a été réalisé au niveau du RDC puis une dégradation progressive du ferrailage a été adoptée dans les étages supérieurs, en fonction de la diminution des efforts normaux et des moments fléchissant le long de la hauteur du bâtiment. Ainsi, la section d'armatures est réduite progressivement tout e respectant les exigences réglementaires et les conditions de résistance imposées par le RPA2024.

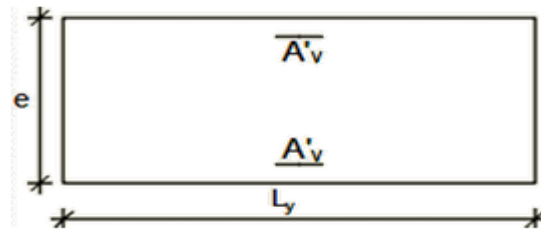


Figure 59: section du ferrailage du voile

4.4.4. Exemple de calcul Voile (30× 120)

Formule :

$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V \\ \sigma_2 = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V \end{cases} \text{ avec } \begin{cases} B = e \times l = 1,2 \times 0,3 = 0,36 \\ V = 0,5 \times l = 0,5 \times 1,2 = 0,6 \\ I = e \times \frac{l^3}{12} = 0,0432 \end{cases}$$

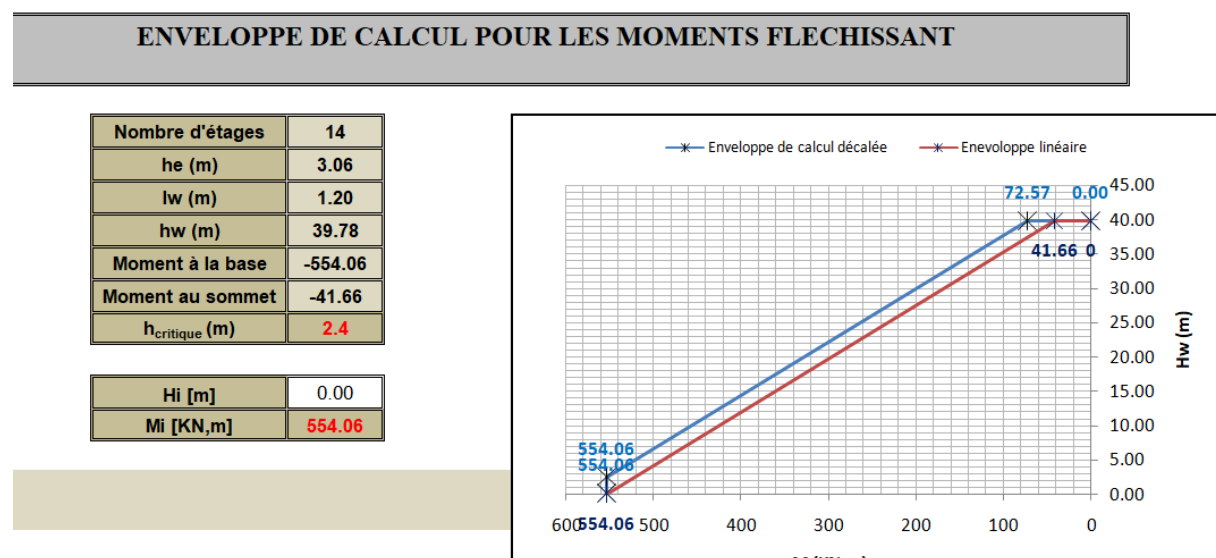


Figure 60: schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du RDC -2^{ème} étage.

Tableau 62 : sollicitation maximale dans le voile 1.2 m.

Panneau N°175 a la base (1 ,2m)					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	1474.66	-10.2	6.86
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	-1689.17	-557.98	287.02
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	-848.43	-511.67	248.05
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	2820.9	496.88	-238.39
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	3661.64	543.19	-277.36
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	-1091.51	-242.81	148.59
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	261.51	73.65	-9.04
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	3063.98	228.02	-138.93
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1710.96	-88.44	18.69

$$\sigma_2 = \frac{-1689,17}{0,36} + \frac{-557,98}{0,0432} \times 0,6 = -12441,86 \text{ kn.m}$$

$$\sigma_1 = \frac{-1689,17}{0,36} - \frac{-557,98}{0,0432} \times 0,6 = 3057,58 \text{ kn.m}$$

$$L_t = l \times \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} = 1,2 \times \frac{12441,86}{3057,58 + 12441,86} = 1 \text{ m}$$

$$T = \frac{\sigma_{min} \times b_0}{2} \times L_t = \frac{12441,86 \times 0,3}{2} \times 1 = 1866,27 \text{ kn}$$

$$A_s = \frac{T}{f_e} = \frac{1866,27}{500} \cdot 10^3 = 3732,54 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 37,32 \text{ cm}^2$$

Voile du 2^{ème} étage – 5^{ème} étage

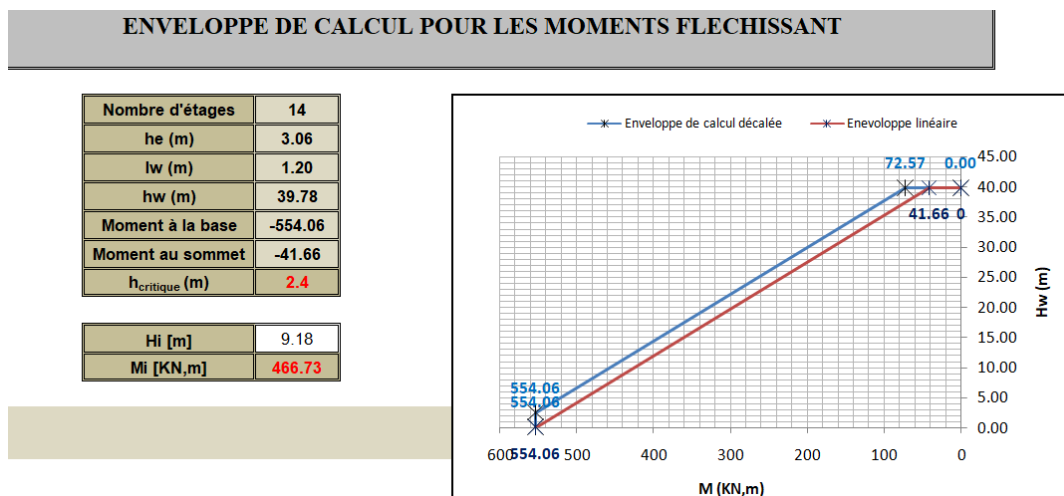


Figure 61 : schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du 2^{ème} -5^{ème} étage

Tableau 63: sollicitation maximale dans le voile 1,2 m

Panneau dégradions 5 ^{ème} étage niv 9,18					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	1166.9	-6.94	-3.7
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	-985.18	-470.33	165.4
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	-373.04	-219.31	146.22
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	1931.08	210.89	-150.17
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	2543.22	237.36	-169.36
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	-678.65	-116.82	77.33
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	196.23	20.18	-17.34
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	2236.69	108.41	-81.29
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1361.81	-28.59	13.38

$$\sigma_2 = -9816,29 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = 324 \text{ 8,47 kN.m}$$

$$L_t = 0,85\text{m}$$

$$A_s = 25,03 \text{ cm}^2$$

Voile du 5^{ème} étage – 9^{ème} étage

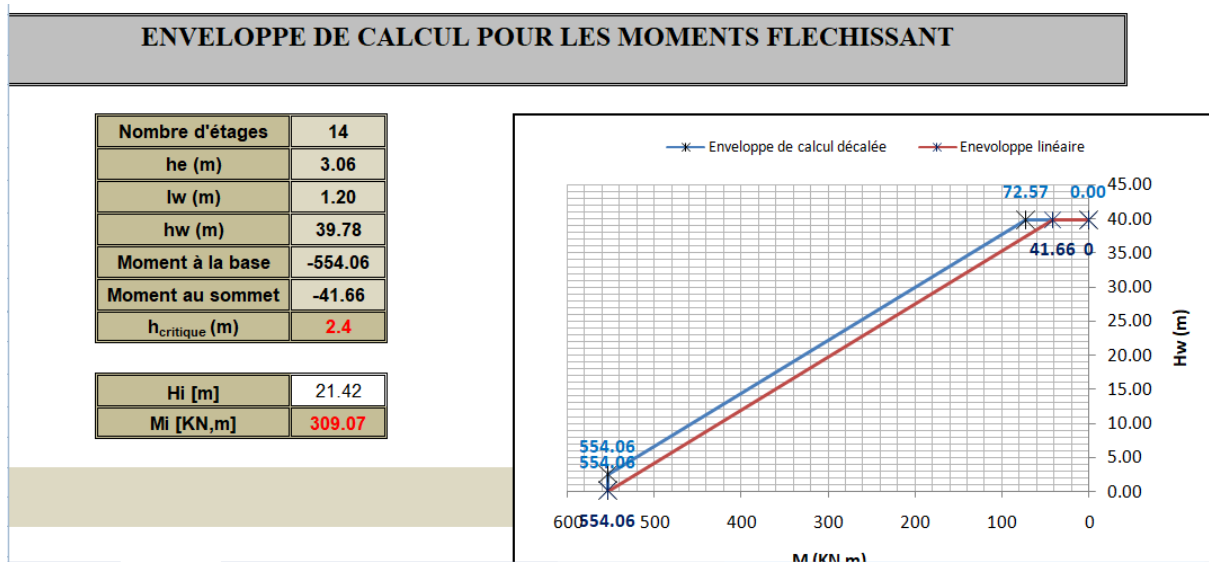


Figure 62: schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du 5^{ème} -9^{ème} étage.

Tableau 64 : sollicitation maximale dans le voile 1,2 m

Panneau dégradions 9 ^{ème} étage niv21, 42					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	721.47	-12.2	-10.22
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	-252.67	-307.17	84.21
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	37.89	-113.69	71.7
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	925.38	98.2	-84.47
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	1215.94	119.43	-96.98
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	-179.33	-78.1	39.77
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	174.08	-8.16	-10.84
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1142.6	62.6	-52.54
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	789.19	-7.33	-1.93

$$\sigma_2 = -4968,11 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 3564,38 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 0,7\text{m}$$

$$A_s = 10,43 \text{ cm}^2$$

Voile du 9^{ème} étage – 14^{ème} étage

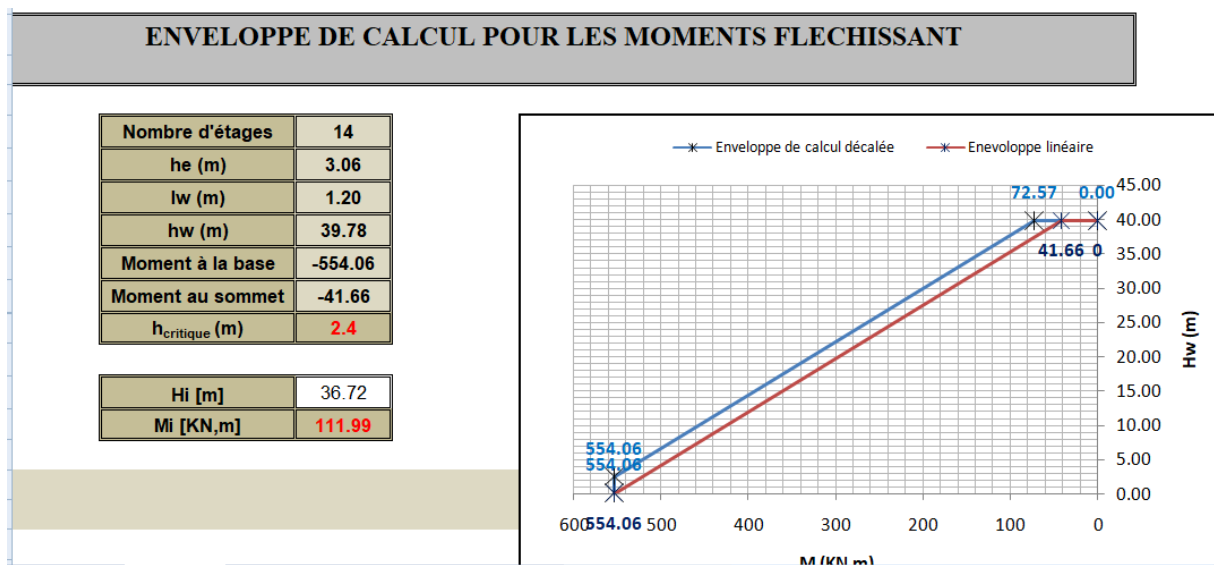


Figure 63 : schéma de majoration du voile 0,3× 1,2 du 9^{ème} -12^{ème} étage.

Tableau 65 : sollicitation maximale dans le voile 1.2 m.

Panneau dégradions 14 ^{ème} étage niv 36,72					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	115.52	-10.77	-9.83
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	17.88	-114.28	25.82
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	43.66	-36.08	21.11
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	113.73	22.64	-33.82
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	139.5	30.25	-38.53
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	21.36	-29.35	10.44
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	50.11	-9.45	-7.45
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	136.02	15.91	-23.15
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	107.27	-3.99	-5.26

$$\sigma_2 = -1954,22 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 2053,55 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 0,58 \text{ m}$$

$$A_s = 34,02 \text{ cm}^2$$

Voile 2 (0,3 × 3,8)

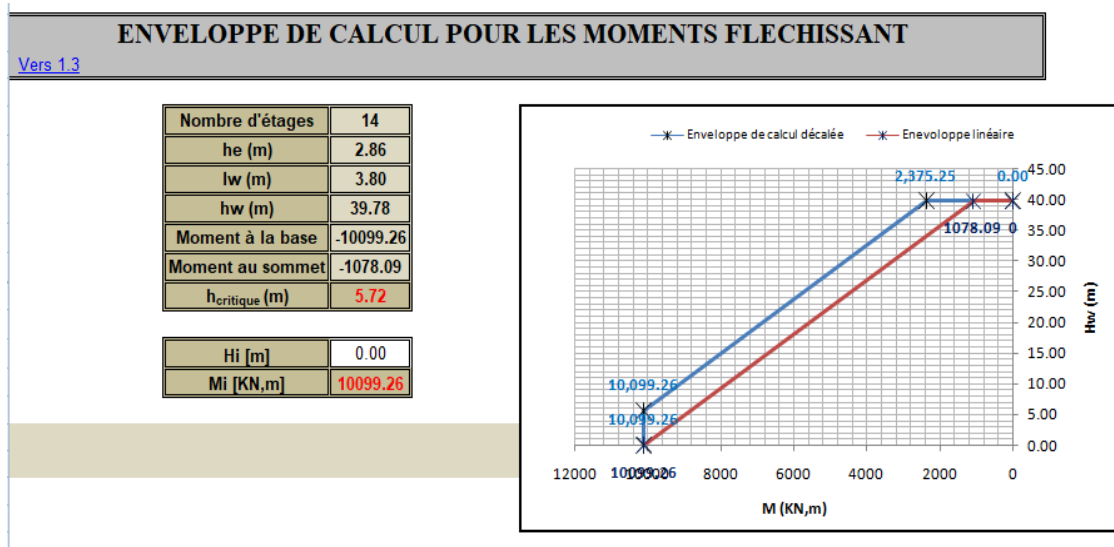


Figure 64: schéma de majoration du voile 0,3× 3,8 du RDC -2^{ème} étage.

Tableau 66 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m.

Panneau N°183 3,8 m					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	6501.29	-238.52	-123.87
2	$G+\psi.Q+Ex+0.3Ey$	ACC	1829.41	-10099.26	1538.57
3	$G+\psi.Q+Ex-0.3Ey$	ACC	2390.07	-9559.5	1425.75
4	$G+\psi.Q-Ex+0.3Ey$	ACC	5832.97	9290.15	-1584.48
5	$G+\psi.Q-Ex-0.3Ey$	ACC	6393.62	9829.91	-1697.3
6	$G+\psi.Q+0.3Ex+Ey$	ACC	2576.56	-3942.69	577.12
7	$G+\psi.Q-0.3Ex+Ey$	ACC	3777.62	1874.13	-359.79
8	$G+\psi.Q-0.3Ex-Ey$	ACC	5646.48	3673.34	-735.86
9	$G+\psi.Q-0.3Ex-Ey$	ACC	4445.41	-2143.48	201.06

$L_t = 1,68 \text{ m}$

$T = 3120,55 \text{ KN}$

$A_s = 62,41 \text{ cm}^2$

Voile du 2^{ème} étage – 5^{ème} étage

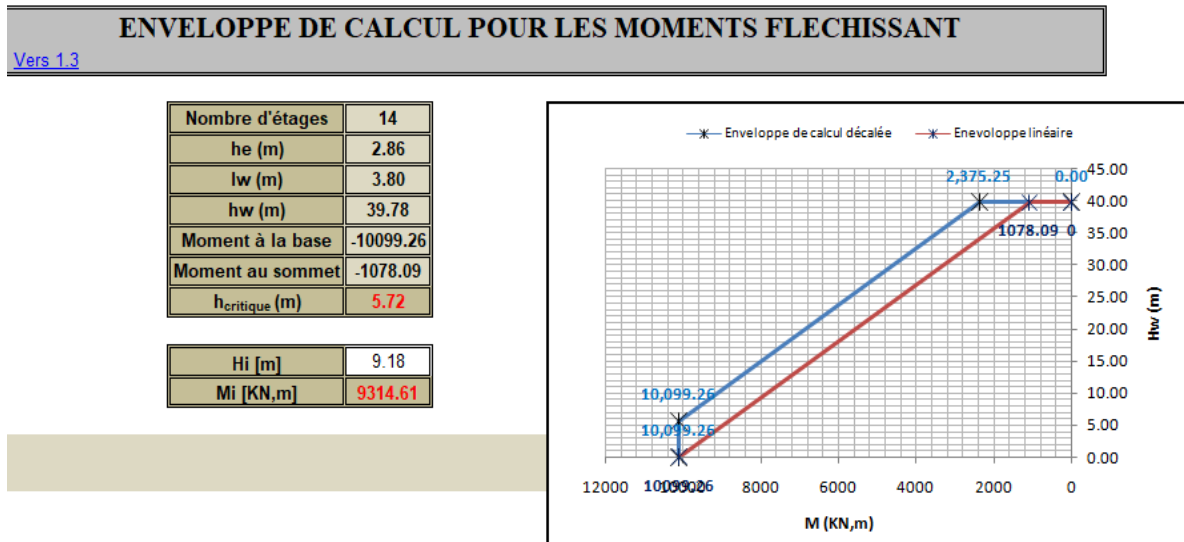


Figure 65 : schéma de majoration du voile 0,3× 3,8 du 2^{ème} -5^{ème} étage.

Tableau 67 : sollicitation maximale dans le voile 3,8 m.

Panneau dégradions 5 ^{ème} étage niv 9,18					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	4539.72	-235.52	-82.45
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	1686.56	-9314.61	627.74
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	2023.43	-2746.25	573.69
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	3723.46	2433.96	-684.6
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	4060.33	2698.56	-738.65
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	2006.47	-1413.87	231.49
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	2617.54	219.58	-162.21
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	3740.42	1101.57	-342.4
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	3129.35	-531.87	51.3

$$\sigma_2 = -11421,68 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 14380,50 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 1,68 \text{ m}$$

$$A_s = 57,56 \text{ cm}^2$$

Voile du 5^{ème} étage – 9^{ème} étage

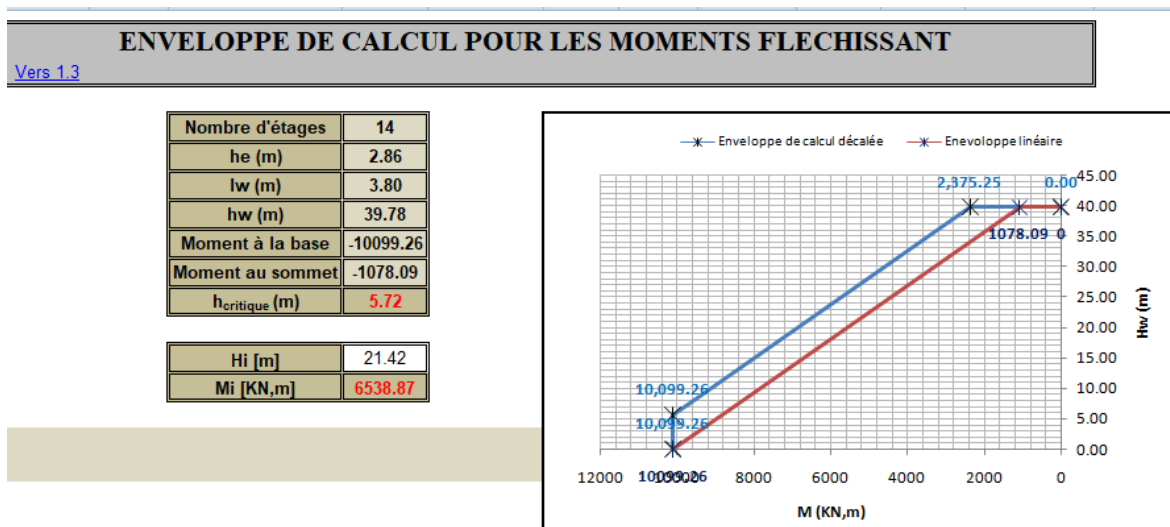


Figure 66 : schéma de majoration du voile 0,3× 3,8 du 5^{ème} -9^{ème} étage.

Tableau 68: sollicitation maximale dans le voile 3,8 m.

Panneau dégradions 9 ^{ème} étage niv21, 42					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	2057.19	-163.19	-124.48
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	1077.4	-6538.87	333.91
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	1169.36	-2049.26	295.05
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	1456.45	1829.82	-463.93
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	1548.4	2057.56	-502.79
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	1102.79	-1105.32	100
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	1216.5	126.73	-139.35
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1523.02	885.88	-268.88
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1409.31	-346.17	-29.53

$$\sigma_2 = -8111,51 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 10001,69 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 1,7$$

$$A_s = 41,36 \text{ cm}^2$$

Voile du 9^{ème} étage – 14^{ème} étage

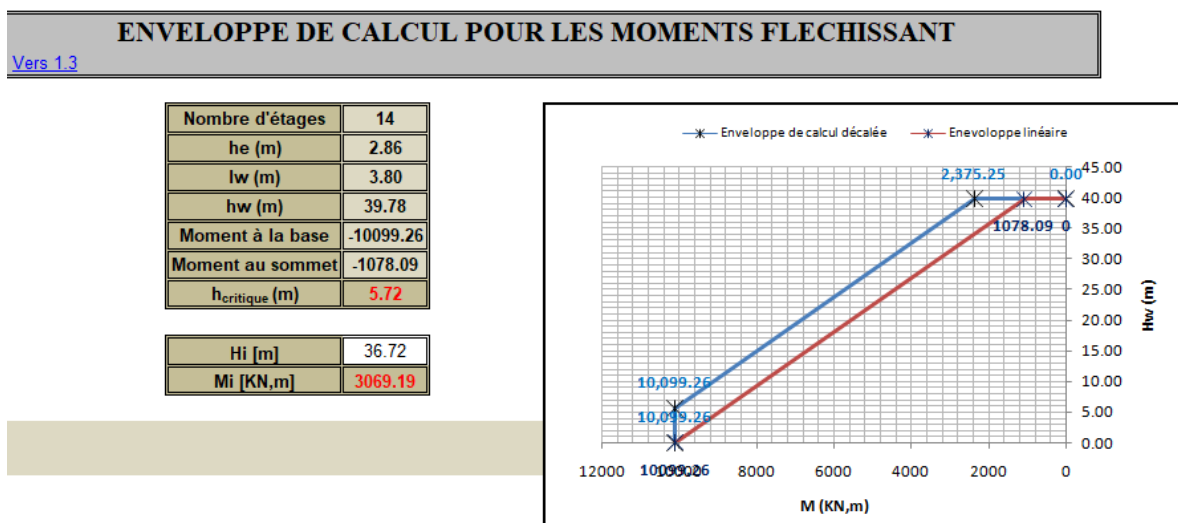


Figure 67 : schéma de majoration du voile 0,3× 3,8 du 9^{ème} -12^{ème} étage.

Tableau 69: sollicitation maximale dans le voile 3,8 m.

Panneau dégradions 14 ^{ème} étage niv 36,72					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	485.39	-102.35	-146.84
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	288.71	-6538.87	241.1
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	294.39	-1001.92	214.82
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	359.52	855.7	-406.86
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	365.21	931.81	-433.14
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	306.86	-490.02	44.96
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	328.1	90.1	-149.42
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	347.06	343.8	-237
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	325.82	-236.32	-42.62

$$\sigma_2 = -8803,35 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_I = 9309,86 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 1,85 \text{ m}$$

$$A_s = 48,85 \text{ cm}^2$$

Voile 3 (0,3×1,2)

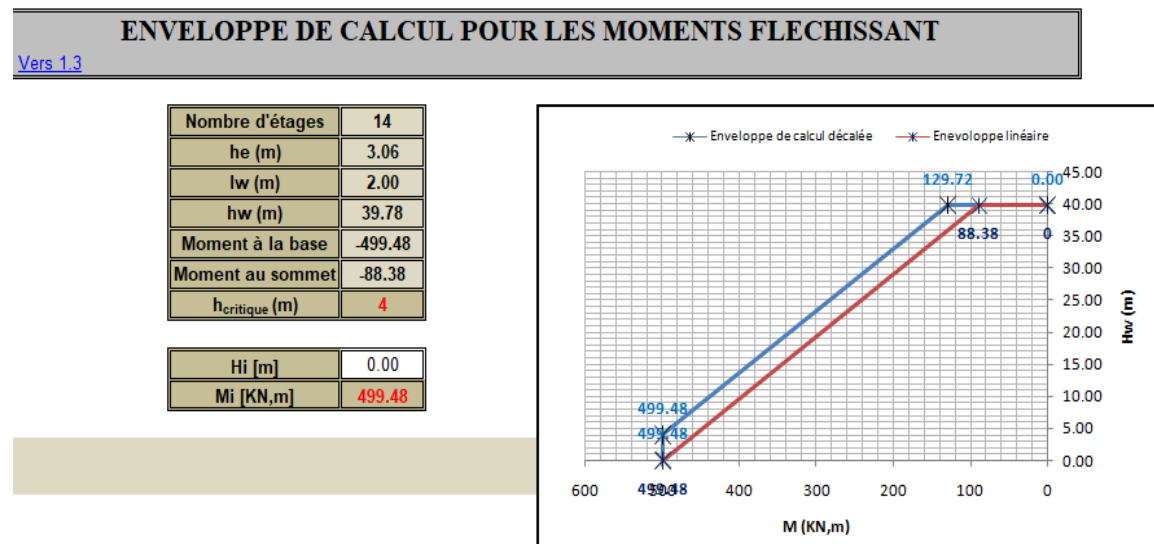


Figure 68 : schéma de majoration du voile 0,3× 2 du RDC -2^{ème} étage.

Tableau 70: sollicitation maximale dans le voile 2m.

Panneau N°181 2m					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	4507.92	97.97	64.29
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	200.81	-499.48	238.18
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	1062.19	279.17	210.64
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	4663.53	-173.64	-145.54
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	5524.91	605.01	-173.08
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	757.82	-1293.86	136
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	2096.63	-1196.11	20.89
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	4967.91	1399.38	-70.9
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	3629.09	1301.63	44.21

$$\sigma_2 = -2162,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 2832,08 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 0,86 \text{ m}$$

$$A_t = 5,57 \text{ cm}^2$$

Voile du 2^{ème} étage – 5^{ème} étage

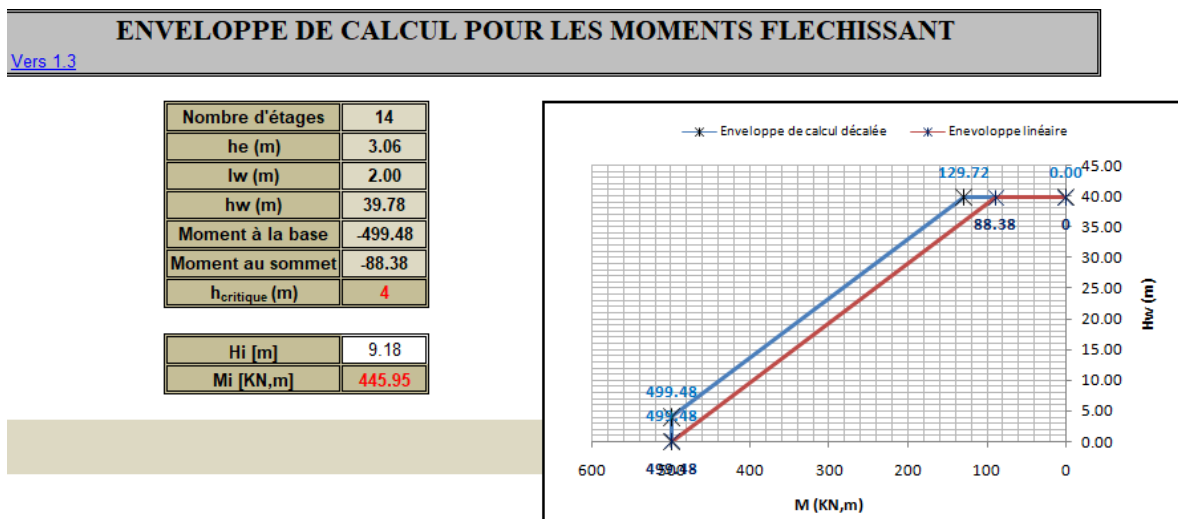


Figure 69 : schéma de majoration du voile 0,3× 2 du 2^{ème}-5^{ème} étage.

Tableau 71 : sollicitation maximale dans le voile 3.

Panneau dégradions 5 ^{ème} étage niv 9,18					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	3438.92	-9.31	81.07
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	116.69	-444.95	478.4
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	856.61	-22.32	312
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	3548.33	10.58	-215.06
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	4288.25	226.13	-381.46
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	454.52	-402.39	429.82
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	1484.02	-327.86	221.78
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	3950.42	390.65	-332.88
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	2920.92	316.12	-124.84

$$\sigma_2 = -2030,26 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 2419,23 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 0,91$$

$$A_s = 5,54 \text{ cm}^2$$

Voile du 5^{ème} étage – 9^{ème} étage

ENVELOPPE DE CALCUL POUR LES MOMENTS FLECHISSANT

Nombre d'étages	14
he (m)	3.06
lw (m)	2.00
hw (m)	39.78
Moment à la base	-499.48
Moment au sommet	-88.38
h _{critique} (m)	4

Hi [m]	21.42
Mi [KN,m]	319.46

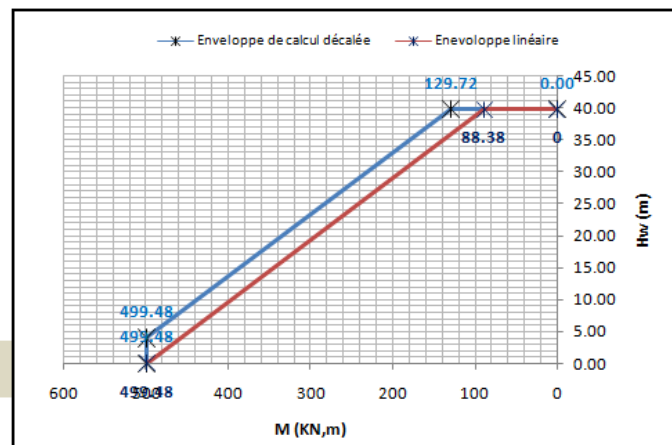


Figure 70 : schéma de majoration du voile 0,3× 2 du 5^{ème} -9^{ème} étage.

Tableau 72 : sollicitation maximale dans le voile 3.

Panneau dégradions 9 ^{ème} étage niv21, 42					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	2127.74	-22.06	132.45
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	380.4	-256.6	477.13
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	740.83	32.79	270.73
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	1993.66	-59.67	-108.62
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	2354.1	229.72	-315.02
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	524.53	-525.29	512.93
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	1008.51	-466.21	337.2
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	2209.97	498.41	-350.81
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	1725.99	439.33	-175.09

$$\sigma_2 = -649 \text{ kN.m}$$

$$\sigma_1 = 1917 \text{ kN.m}$$

$$L_t = 0,51$$

$$A_s = 0,98 \text{ cm}^2$$

Voile du 9^{ème} étage – 14^{ème} étage

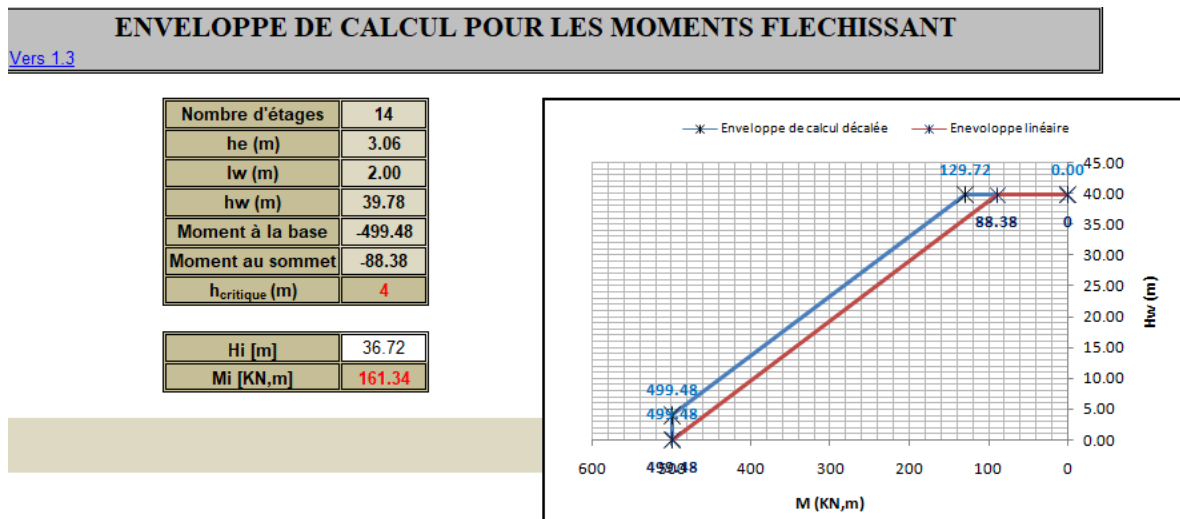


Figure 71: schéma de majoration du voile 0,3× 2 du 9^{ème} -12^{ème} étage.

Tableau 73 : sollicitation maximale dans le voile 3.

Panneau dégradions 14 ^{ème} étage niv 36,72					
			N(KN)	M(KN)	H(KN)
1	ELU	ELU	269.5	-30.38	-14.17
2	G+ψ.Q+Ex+0.3Ey	ACC	135.59	-161.34	8.8
3	G+ψ.Q+Ex-0.3Ey	ACC	146.98	13.77	-9.35
4	G+ψ.Q-Ex+0.3Ey	ACC	219.18	-47.76	-8.07
5	G+ψ.Q-Ex-0.3Ey	ACC	230.57	54.4	-26.22
6	G+ψ.Q+0.3Ex+Ey	ACC	151.56	-193.34	24.07
7	G+ψ.Q-0.3Ex+Ey	ACC	21.36	-29.35	10.44
8	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	214.6	159.36	-41.49
9	G+ψ.Q-0.3Ex-Ey	ACC	189.52	147.17	-36.43

$$\sigma_2 = -580,71 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_1 = 1032.68 \text{ KN.m}$$

$$L_t = 0,72\text{m}$$

$$A_s = 1,25 \text{ cm}^2$$

Tableau 74 : ferrailages les voiles.

Voile 1,2	L _C	L _T	A _C	Choix zone nodale	Choix zone courante
Bass-2 ^{ème} étage	0,45	1	37,32	2×7HA 16 e=10cm	2×3HA16 e = 15 cm
2 ^{ème} -5 ^{ème} étage	0,45	0,85	25,03	2×4HA 16 e=10cm	2×3HA14 e = 15 cm
5 ^{ème} -9 ^{ème} -étagé	0,45	0,7	10,43	2×3HA 12 e=10cm	2×2HA14 e = 15 cm
9 ^{ème} -12 ^{ème} étage	0,45	0,58	34,02	2×7HA 16 e=10cm	2×3HA14 e = 15 cm

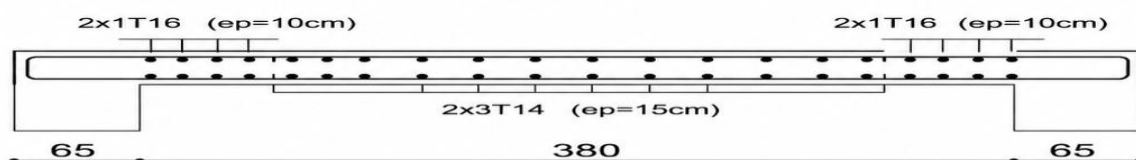
Voile 3,8	L _C	L _T	A _C	Choix zone nodale	Choix zone courante
Bass-2 ^{ème} étage	0,57	1,68	62,41	2×10HA 16 e=10cm	2×8HA14 e = 15 cm
2 ^{ème} -5 ^{ème} étage	0,57	1,68	57,56	2×12HA 16 e=10cm	2×3HA14 e = 15 cm
5 ^{ème} -9 ^{ème} -étagé	0,57	1,7	41,36	2×7HA 16 e=10cm	2×6HA14 e = 15 cm
9 ^{ème} -12 ^{ème} étage	0,57	1,85	48,85	2×7HA 16 e=10cm	2×6HA16 e = 15 cm

Voile 2	L_C	L_T	A_C	Choix zone nodale	Choix zone courante
Bass-2 ^{ème} étage	0,45	0,86	5,57	2×2HA 14e=10cm	2×1HA14 e = 15 cm
2 ^{ème} -5 ^{ème} étage	0,45	0,91	5,54	2×2HA14 e=10cm	2×1HA14 e = 15 cm
5 ^{ème} -9 ^{ème} -étagé	0,45	0,51	1	2×1HA 16 e=10cm	2×1HA14 e = 15 cm
9 ^{ème} -12 ^{ème} étage	0,45	0,72	1,25	2×1HA 16 e=10cm	2×1HA14 e = 15 cm

Choix des armature Voile (30 ×120)



Choix des armature Voile (30 ×380)



Choix des armature Voile (30×200)

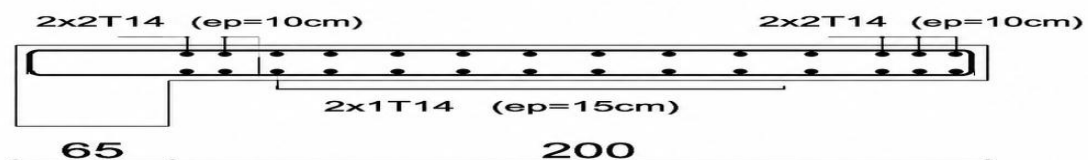


Figure 72 : ferrailages des voiles.

Sollicitations de calcul et vérification des contraintes à L'ELS

A partir des résultats du logiciel on a obtenu la valeur maximale de la contrainte de compression pour tous les panneaux (voiles) :

Convention de signe :

- Effort normal négatif de compression
- Effort normal positif de traction

Tableau 75 : les contraintes de compression.

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	-52.29	51.89	45.49	0.58	0.58	0.14	14.31	30.99
Panneau	2063	2063	2063	2062	2063	2063	2053	2062
Coupe	1092-1093	1092-1093	1092-1093	1090-1091	1092-1093	1092-1093	1006-1007	1020-1021
Cas	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)
MIN	-1255.56	-52.69	-46.25	-3.64	-3.45	-0.15	-22.32	-38.94
Panneau	5	2062	2062	5	5	2062	2062	2062
Coupe	5251-5252	1090-1091	1090-1091	97-98	5251-5252	1090-1091	1020-1021	1090-1091
Cas	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)	5 (C)

Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_{\max} = 3,45\text{MPa} < 0,6f_{c28} = 15\text{MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Vérification des contraintes de cisaillement situation accidentelle :

Le tableau suivant donne les valeurs extrêmes des efforts et contraintes de l'ensemble des voiles de contreventement sous combinaison accidentelles :

Tableau 76 : les contraintes de cisaillement.

	NRx [kN]	MRz [kNm]	TRy [kN]	sRo [MPa]	sRe [MPa]	tR [MPa]	TRz [kN]	MRy [kNm]
MAX	1717.41	579.76	576.50	3.08	12.68	1.83	56.71	101.47
Panneau	175	1	5	366	1	5	978	685
Coupe	171-172	5227-5228	5251-5252	271-272	5227-5228	5251-5252	508-509	390-391
Cas	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	10 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)	14 (C) (CQC)
MIN	-3767.26	-568.59	-613.27	-8.44	-18.36	-1.95	-63.37	-98.21
Panneau	1	1	1	15	1	1	992	991
Coupe	5227-5228	5227-5228	5227-5228	109-110	5227-5228	5227-5228	532-533	600-601
Cas	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	13 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)	16 (C) (CQC)

$$\sigma_{\max} = 1,83\text{MPa} \rightarrow 1,4\sigma_{\max} = 2,562 < 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

5. Etude les Plancher

Nous allons procéder au ferrailage de la dalle pleine des étages à l'aide du logiciel Robot2024 et robot expert 2010. Le calcul se fait en flexion simple.

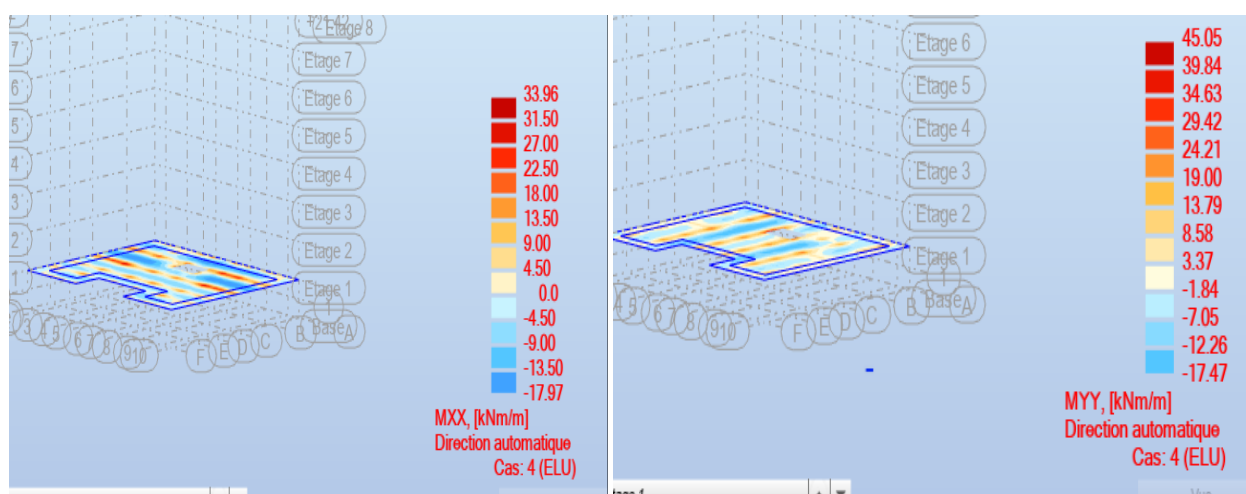


Figure 73: résultats de cartographie (ELU).

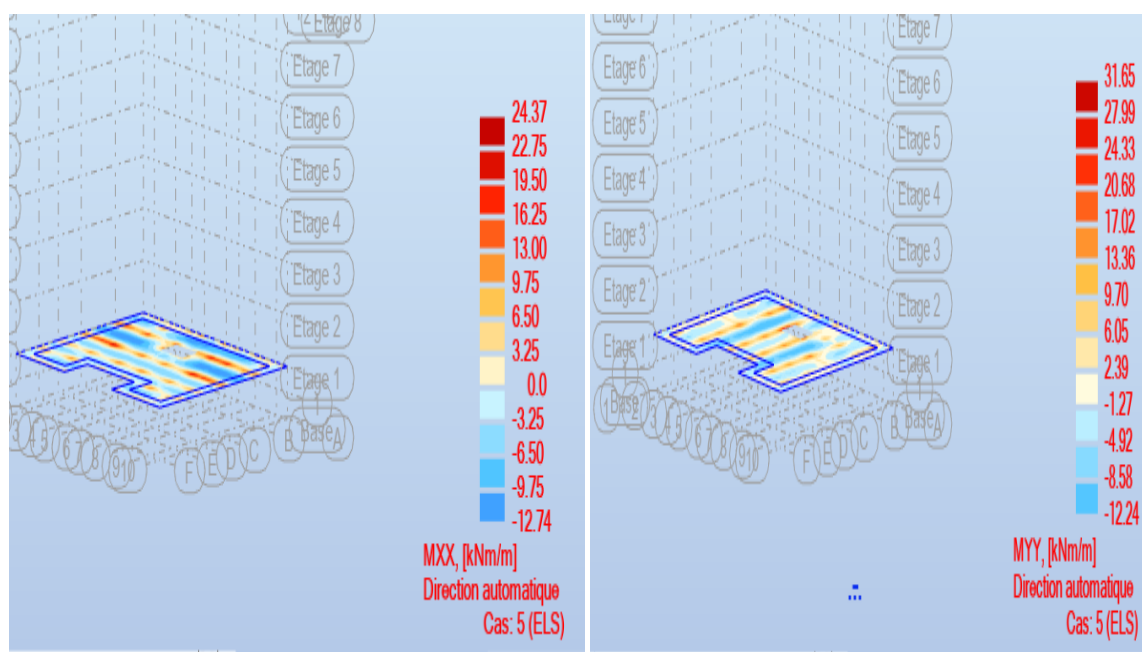


Figure 74: résultats de cartographie (ELS).

Tableau77 : les moments max du plancher.

Sens	ELU(KN.m)		ELS(KN.m)	
	Appui	Travée	Appui	Travée
XX	-17.97	33.96	-12,74	24.37
YY	-17,47	45,05	-12,24	31,65

Tableaux 78: choix des armatures.

Sens	A _{calculé}	A _{min}	Choix	A _{Choix}
X-X	4,6	1,73	3HA14	4,62
Y-Y	6,3	1,73	6 HA14	9,24

$$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{500} = 1,73 \text{ cm}^2$$

6. Conclusion

Ce chapitre a été consacré à l'étude et au dimensionnement des éléments secondaires de la structure. Les calculs réalisés ont permis de déterminer les dimensions et les armatures nécessaires tout en respectant les exigences réglementaires. Les vérifications effectuées ont confirmé la sécurité, la stabilité et le bon fonctionnement de ces éléments, assurant ainsi leur intégration adéquate dans l'ensemble de l'ouvrage.

Chapitre 6 :

Étude

L'INFRASTRUCTURE

1. Introduction

Les fondations sont des éléments structuraux assurant la transmission des charges de la structure vers le sol porteur. Elles jouent un rôle essentiel dans stabilité et la durabilité de l'ouvrage. Le choix du type de fondation dépend principalement de la nature du sol, des charges appliquées et des caractéristiques de la structure.

Dans ce chapitre, il sera procédé au choix du système de fondation le plus approprié, au dimensionnement des différents éléments ainsi qu'au calcul des armatures nécessaires afin d'assurer la sécurité et la stabilité de l'ouvrage.

On distingue

- ✓ Fondations superficielles (semelles isolées, semelles filantes, radier général)
- ✓ Fondations semi-profondes
- ✓ Fondation profondes (fondations sur pieux)

2. Combinaisons de calcul

- ✓ ELS : (G+Q) pour le dimensionnement
- ✓ ELU (1,35 G+1,5Q) pour ferrailage

3. Reconnaissance du sol

Pour projeter correctement une fondation, il est nécessaire d'avoir bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout géotechniques des différentes renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain $\bar{\sigma}_{sol} = 3 \text{ bar}$

- ✓ La profondeur de la fondation doit être supérieure à H/10

Avec H : hauteur totale de la tour $H = 39,78 \text{ m} \rightarrow H/10 = 3,978 \text{ m}$

- ✓ Selon le rapport géotechnique de l'étude de sol du terrain le bon existe à une profondeur de 1,5 m.

Finalement on prend dans les calculs une profondeur des fondations de 4 m.

4. Choix type de fondations

Tenant compte de la capacité portante du sol (contrainte admissible), des charges induites de la structure on détermine les surfaces des fondations des éléments de structure en tant que semelles isolées pour les poteaux et semelles continues pour les voiles

Nous allons procéder à une petite vérification telle que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de surface totale du bâtiment :

$$S_s/S_b < 50\%$$

La surface de la semelle est donnée par $\frac{N}{S_s} \geq \overline{\sigma_{sol}} \rightarrow S_s \leq \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}$

Avec : N : effort normale du aux charges verticale

N = G+Q = 76079,93 KN (donnée par robot)

$\overline{\sigma_{sol}} = 3 \text{ bars} = 300 \text{ KN/m}^2$

$$S_s \leq \frac{76079,93}{300} = 253,59$$

Surface totale du bâtiment = 565,62

Surface totale de semelle = 542,27 m²

$$\frac{S_s}{S_b} = 1,04 > 0,5 \quad \text{condition non vérifiée}$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces derniers. Donc nous sommes amenées à envisager un radier général comme fondation

5. Etude du radier

Le radier est utilisé pour les structures de grande taille ou de charges importantes. il consiste en une dalle de béton armé coulée directement sur le sol avec ou non des nervures, il est considéré comme un plancher renversé.

Le radier général présent plusieurs avantages qui sont

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure
- ✓ La réduction des tassements différentiels
- ✓ Néglige l'hétérogénéité du sol
- ✓ La facilité de son exécution

5.1. Pré dimensionnement du radier

Le radier général est une semelle continue sur tout la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes

- ✓ Condition de rigidité
- ✓ Condition forfaitaire
- ✓ Condition de non cisaillement

✓ Condition de non poinçonnement

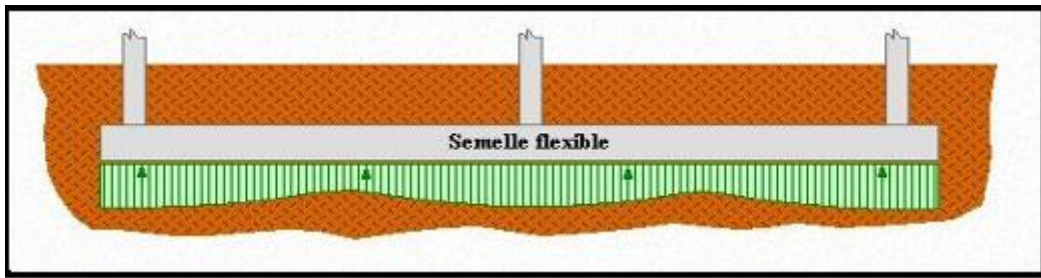


Figure 75 : semelle flexible sur sol homogène.

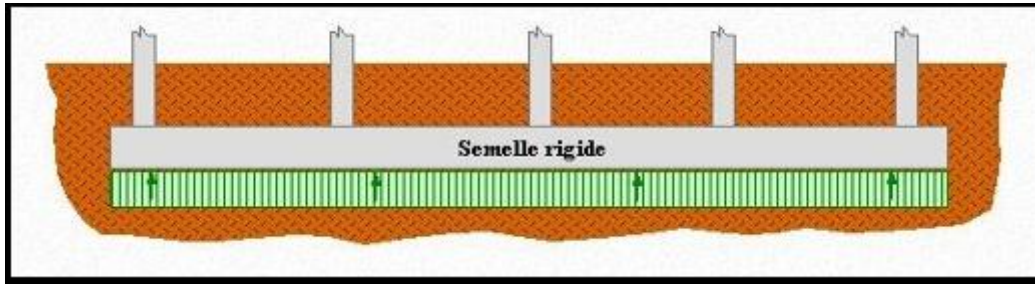


Figure 76: semelle rigide sur sol homogène.

En a choisis un radier rigide pour une transformation des contraintes uniforme et aussi pour éviter le tassement

Condition forfaitaire

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5} \quad 5,65 \text{ m}$$

Avec

L : la plus grande portée du panneau de salle entre axes des poteaux

$$L = 5,65 \text{ m} \rightarrow 70,62 \leq \square \leq 113$$

On prendre $h = 120\text{cm} = 1,2 \text{ m}$

La longueur de radier

L_{radier} : la longueur totale d'étage sous-sol = 25,70 m

La largeur de radier

B_{radier} : la largeur totale d'étage sous-sol = 21,10 m

La surface de radier

$$S_{\text{radier}} = L_{\text{radier}} \times B_{\text{radier}} = 25,70 \times 21,10 = 542,27 \text{ m}^2$$

Coefficient de raideur du sol

$$K = \frac{\overline{\sigma_{\text{sol}}}}{S}$$

$\overline{\sigma_{\text{sol}}}$: La contrainte admissible sur le sol = 3 bars

S : tassement admissible (en à prendre 1,5 cm = 0,015 m)

$$K = 20000 \text{ KN/m}^2$$

3,6 m

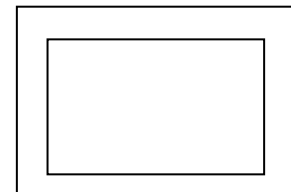


Figure 77: grande surface de panneau

Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide, il faut que

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec

L_e : longueur élastique donnée par :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times B}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol : $k = 20000 \text{ KN/m}^3$

E : module d'Young du béton ($E = 3700 \times \sqrt{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt{25} = 18500 \text{ MPa}$)

I : moment d'inertie du radier $I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1,2^3}{12} = 0,144 \text{ m}^4$

b : largeur du panneau le plus sollicité $b = 3,6 \text{ m}$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times 18500 \times 10^3 \times 0,144}{20000 \times 1}} = 4,80$$

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e = 7,53$$

5.2. Vérification du radier

✓ Vérification de contrainte de sol

Sous l'action du moment de renversement provoqué par le séisme, la répartition des contraintes sous radier devient non uniforme. Dans ce cas, le diagramme des contraintes moyennes transmises au sol doit rester inférieur à la contrainte admissible du terrain, conformément aux différentes combinaisons de charges

ELS : Q+G

ELU : 1.35G+1, 5Q

ELA : $G. \psi Q \pm 1,4 E_x$; $G. \psi Q \pm 1,4 E_y$

Les résultats de contrainte d'après logiciel ROBOT 2024

➤ distribution des contraintes à l'ELU

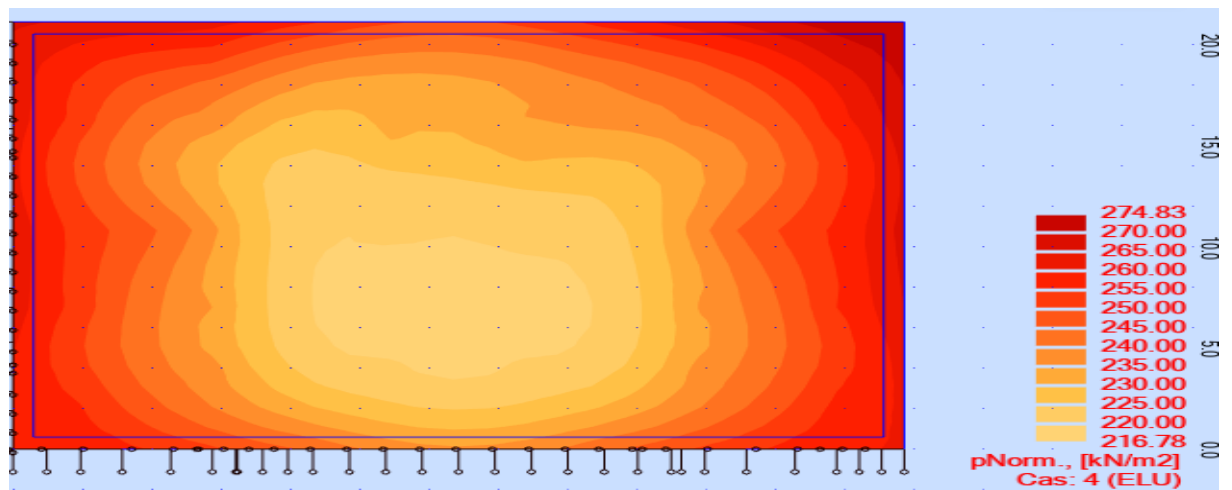


Figure 78: Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELU

$$\sigma_{\max} = 2,74 \text{ bar} ; \sigma_{\min} = 2,16 \text{ bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 2,5 \text{ bar} < 3 \text{ bar} \rightarrow \text{conditions vérifiée}$$

➤ **distribution des contraintes à L'ELS**

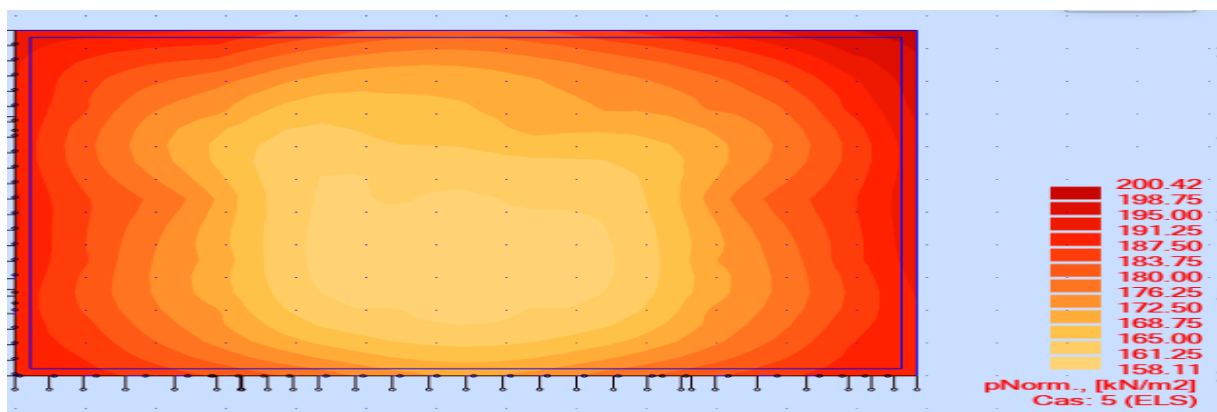


Figure 79: Cartographie de contrainte du radier sur le sol a l'ELS

$$\sigma_{\min} = 1,58 \text{ bar} ; \sigma_{\max} = 2 \text{ bar}$$

Diagramme des contraintes trapézoïdal

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 1,89 \text{ bar} < 3 \text{ bar} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ distribution des contraintes à L'ELA

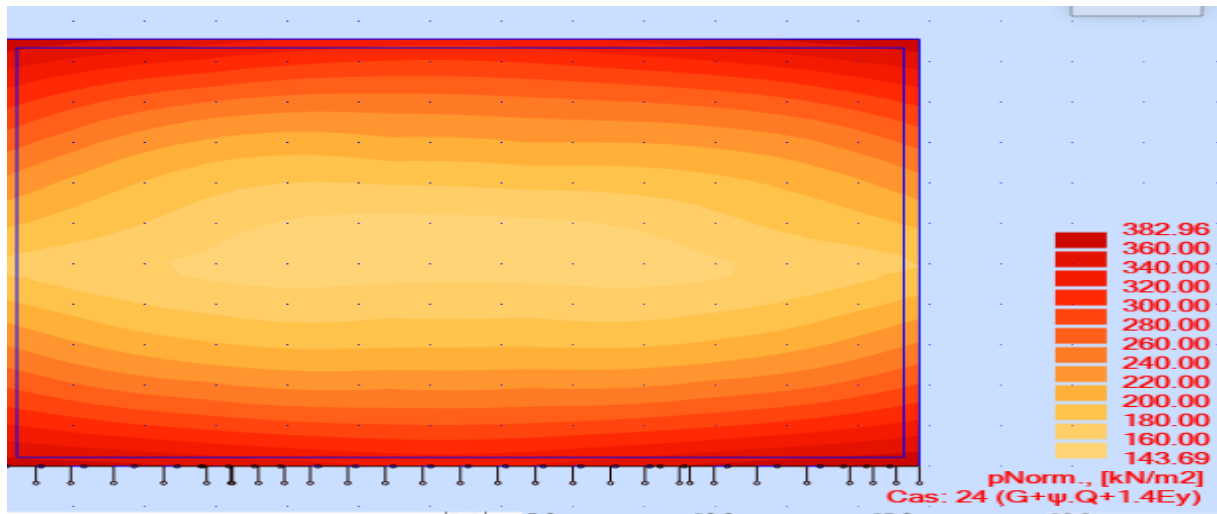


Figure 80: Cartographie de contrainte du radier sur le sol à l'ELA

$$\sigma_{\min} = 1,43 \text{ bar} ; \sigma_{\max} = 3,82 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max}}{4} = 2,86 \text{ bar} < 1,5 \times 3 = 4,5 \text{ bar} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Condition de non poinçonnement

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

P_u : la charge (en a sélectionner le voile par exemple $2 \times 0,3$) et résultat, avancé, résultat réduit pour les panneaux, en trouve les résultats de nos voile ne noire, en a choix la valeur plus grand

a ; b ; dimensions du voile

h : hauteur de la dalle du radier

Tableau79 : impact du voile sur la dalle du radier ELU

Voile 2	
P_u	1037,03 KN
a	0,3 m
b	2m
h	1,2 m
U_c	9,4 m
$0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	10575 KN

5.3. Vérification de la contrainte de cisaillement

On a :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} \quad \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3 \text{ MPa}$$

Les résultats de contrainte du cisaillement d'après logiciel ROBOT 2024

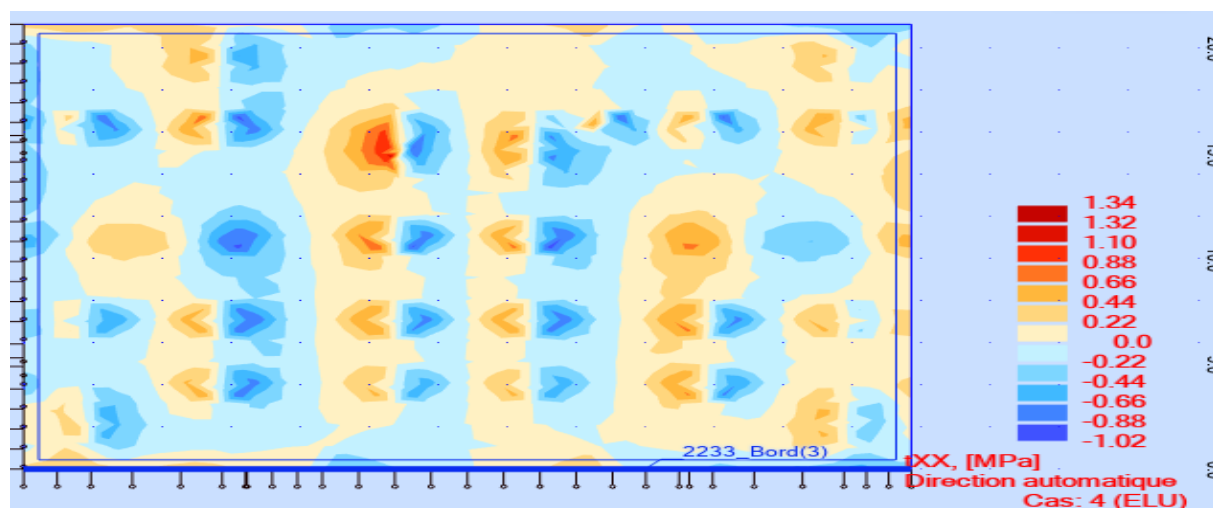


Figure 81: distribution des contraintes de cisaillement τ_{xx}

$$\tau_u = 1,34 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

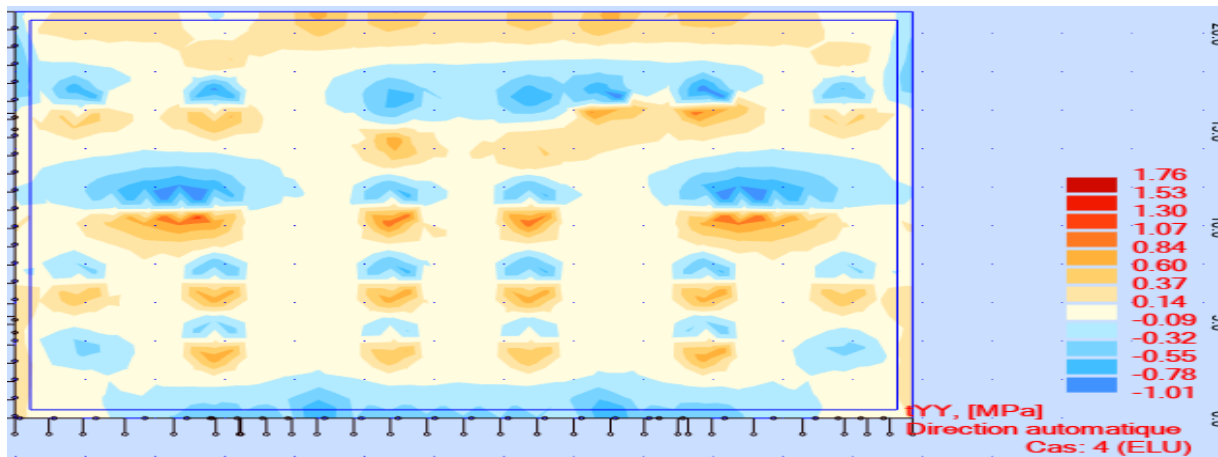


Figure 82: distribution des contraintes de cisaillement τ_{yy}

$$\tau_u = 1,76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

5.4. Ferrailage de radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constituées par les poteaux et les poutre qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage est des surcharges

La fissuration est considérée préjudiciable

Les tableaux suivant représentent les moments M_{xx} et M_{yy} d'après logiciel ROBOT 2024

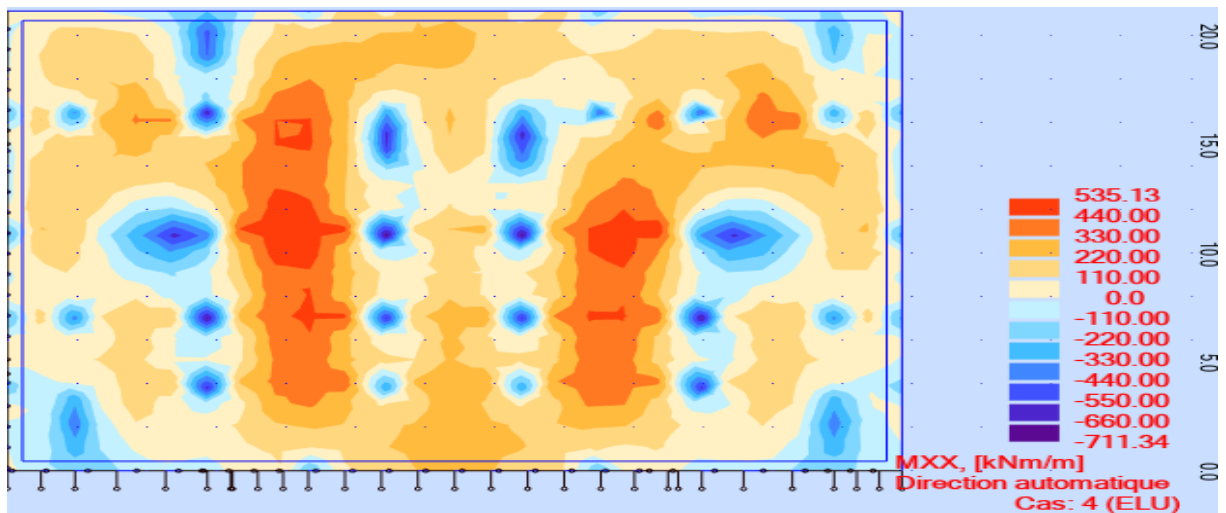


Figure 83: différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} 'ELU')

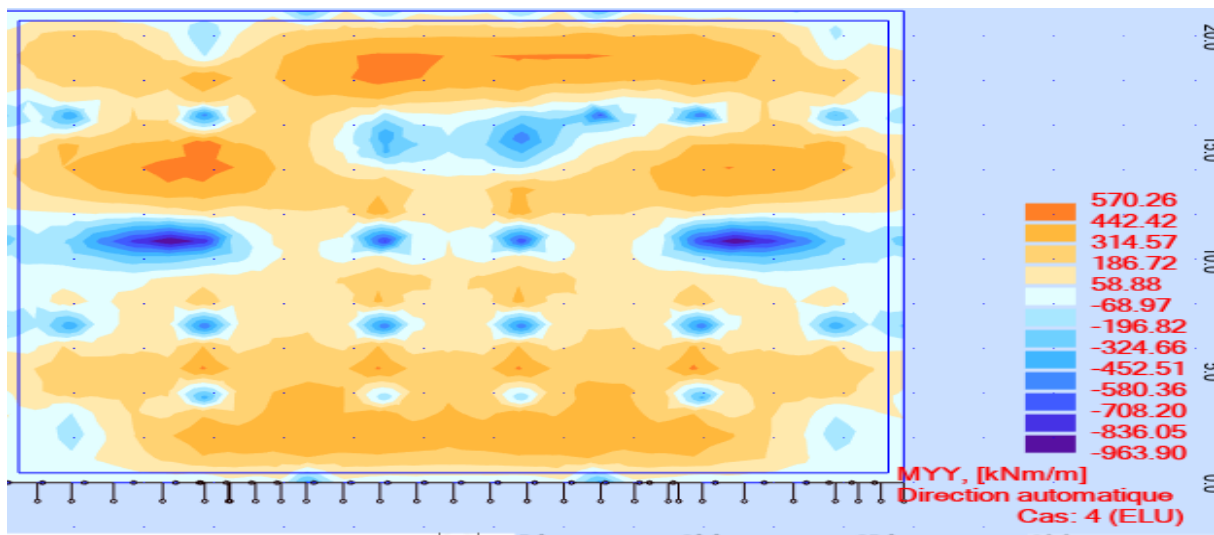


Figure 84: différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{YY} ' ELU')

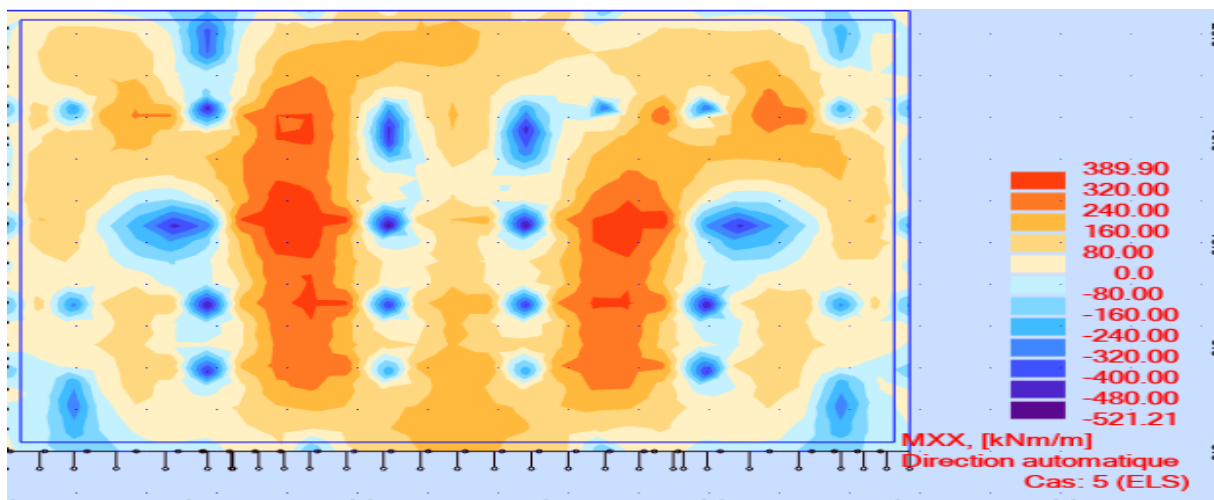


Figure 85: différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} ' ELS')

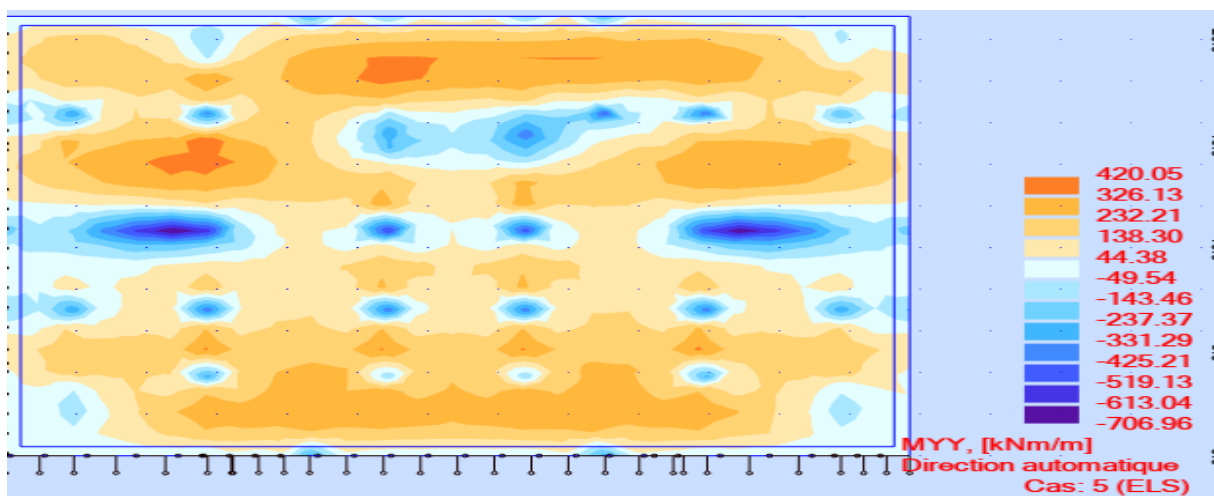


Figure 86: différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{YY} ' ELS')

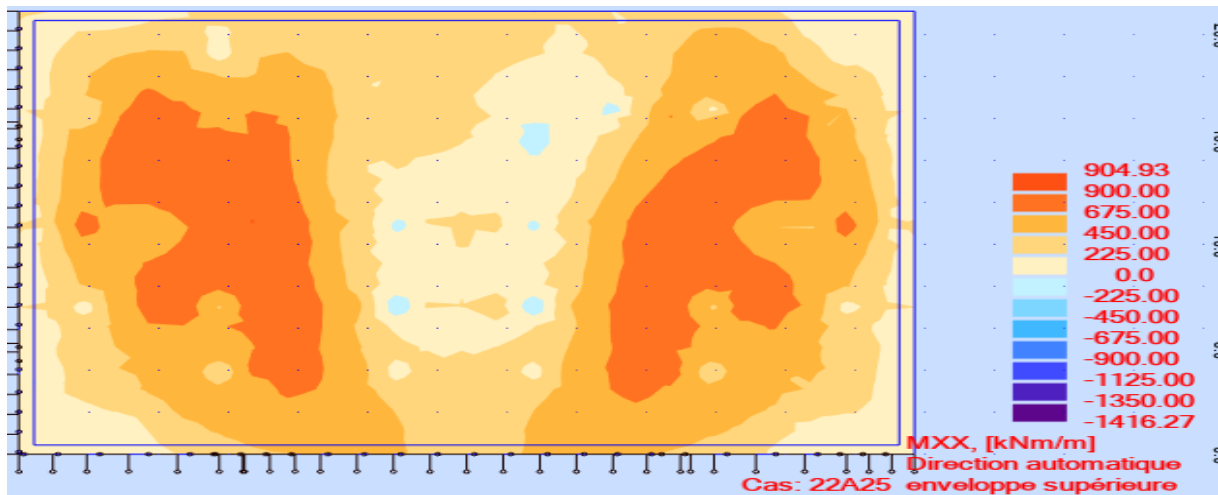


Figure 87: différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{xx} ' ELA ')

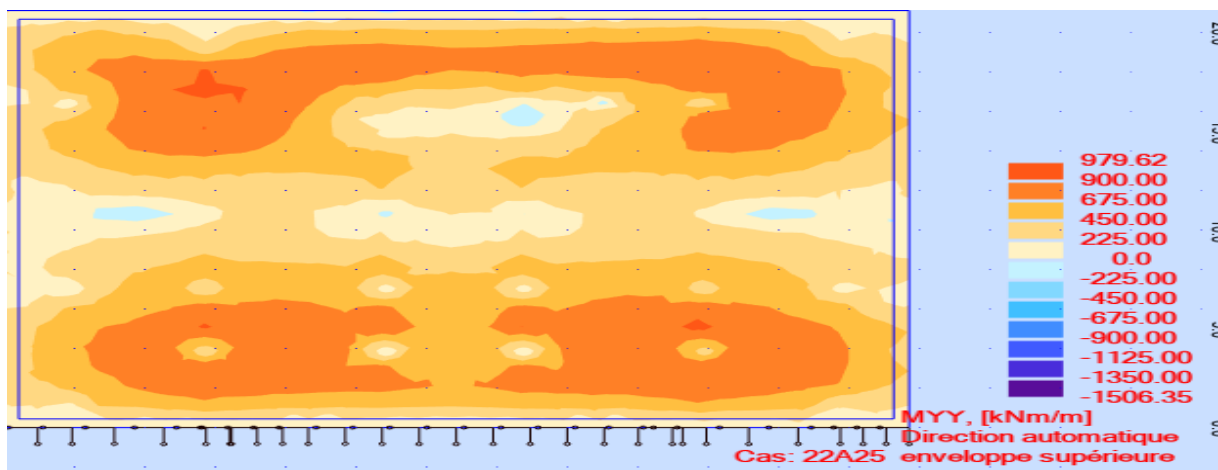


Figure88 : différentes sollicitations agissantes au radier (Moment : M_{yy} ' ELA ')

Tableau 80: récapitulatif des moments M_{xx} (KN. m)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Travée	appui	appui	appui	Travée	appui
Radier	535,13	-711,34	389,90	-521,21	904 ,93	-1416,27

Tableau81 : récapitulatif des moments M_{yy} (KN. m)

Niveau	ELU		ELS		ELA	
	Travée	appui	Travée	appui	Travée	appui
Radier	535,13	-711,34	389,90	-521,21	904 ,93	-1416,27

Calcul des armatures

Le calcul se fera en flexion simple .en calcul le ferrailage le robot expert et les dimensions suivant :

$b=100\text{ cm}$; $h= 100\text{cm}$; enrobage= 10cm

Ferrailage suivant x-x

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Calcul' tab is active. The 'Charges (kN*m)' section shows values for ELU, ELS, and ELA states. The 'Résultats' section displays the calculated reinforcement areas A_{s1} and A_{s2} , the percentage of reinforcement ρ , and the minimum and maximum reinforcement percentages. The 'Section (cm)' section shows the dimensions b and h , and the effective depths d_1 and d_2 . A diagram of the beam section is shown on the right, with the reinforcement areas A_{s1} and A_{s2} indicated. The 'CALCULER' button is visible at the bottom right.

Charges (kN*m)	ELU	ELS	ELA
M_{max}	535.13	389.90	904.93
M_{min}	0.00	0.00	0.00

Résultats	Charges (kN*m)
A_{s1}	15.7 cm ²
A_{s2}	0.0 cm ²
% d'armatures	$\rho = 0.13\%$
% d'armatures minimum	$\rho_{min} = 0.10\%$
% d'armatures maximum	$\rho_{max} = N/A$

Section (cm)	Charges (kN*m)
b	100.0
h	120.0
d_1	2.5
d_2	2.5

Figure 89: section de ferrailage du radier en travée (sens x-x)

On adopte : $8\text{HA}16 = 16,08\text{ cm}^2$

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 711.34$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 521.21$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 1416.27$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 24.8$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.21$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ % ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 120.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER  Note

Quitter | Amatures ... | Préférences ... | Aide | A propos...

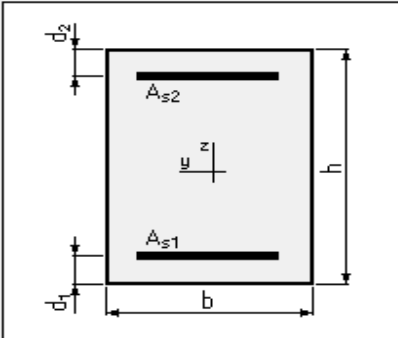


Figure90: section de ferrailage du radier en appui (sens x-x)

On adopte : 8HA20 = 25 ,13 cm²

Ferrailage suivant y-y

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 570.26$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 420.05$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 979.62$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 17.0$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.14$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 120.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 91: section de ferrailage du radier en travée (sens y-y)

On adopte : 9HA16 = 18,10 cm²

EXPERT BA - Flexion simple

Général | Calcul | Vérification | Expert | Flèche

Charges (kN*m)

ELU : $M_{max} = 963.90$ $M_{min} = 0.00$

ELS : $M_{max} = 706.96$ $M_{min} = 0.00$

ELA : $M_{max} = 1506.35$ $M_{min} = 0.00$

Prise en compte des armatures comprimées ☒

Résultats

$A_{s1} = 26.4$ cm² $A_{s2} = 0.0$ cm²

% d'armatures $\rho = 0.23$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

CALCUL TERMINE

Section (cm)

b = 100.0 ☒ Bloquée

h = 120.0 ☒ Bloquée

d₁ = 2.5 d₂ = 2.5

CALCULER Note

Quitter Amatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 92: section de ferrailage du radier en appui (sens y-y)

On adopte : $9\text{HA}20 = 28,27\text{cm}^2$

Espacement des armatures

Pour les deux sens $S_t \leq \min(2e; 25\text{ cm}) = 24 = 25\text{cm}$

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot h \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 11,59\text{ cm}^2$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant

Tableau 82: ferrailage du radier

	Localisation	A_{cal}	Ferrailage
Sens XX	Travée (sup)	15,7	8HA16
	Appui (inf)	24,8	8HA20
Sens YY	Travée (sup)	17	9HA16
	Appui (inf)	26,4	9HA20

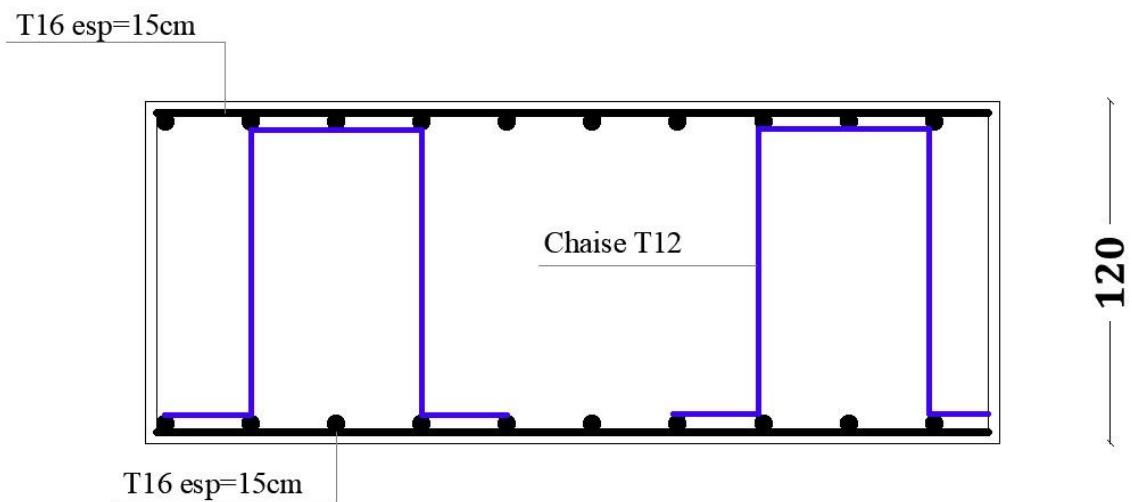


Figure 93 : ferrailage du radier

✓ Vérification à L'ELS

Il faut vérification des contraintes , les résultats de la contrainte sont résumés dans le tableau suivant

The screenshot shows the 'EXPERT BA - Flexion simple' software interface. The 'Vérification' tab is active. The 'Charges ELS (kN*m)' section shows $M_{max} = 389.90$ and $M_{min} = -521.21$. The 'Section des armatures' section shows $A_{s1} = 11.8$ cm² and $A_{s2} = 11.8$ cm², with a reinforcement ratio $\rho = 0.20$ %. The 'Valeurs réglementaires' section shows $\rho_{min} = 0.10$ % and $\rho_{max} = N/A$. The 'Résultats (MPa)' section shows $\sigma_{s'} = 58.6$ and $\sigma_{bc} = 4.6$. The 'Section (cm)' section shows $b = 100.0$ and $h = 120.0$. The 'CALCULER' button is visible.

Charges ELS (kN*m)

$M_{max} = 389.90$ $M_{min} = -521.21$

Amatures comprimées prises en compte ☒

Section des armatures

$A_{s1} = 11.8$ cm² $A_{s2} = 11.8$ cm²

% d'armatures : $\rho = 0.20$ %

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum : $\rho_{min} = 0.10$ %

% d'armatures maximum : $\rho_{max} = N/A$ ☐ Dispositions sismiques

Résultats (MPa)

$\sigma_{s'} = 58.6$ $\sigma_{bc} = 4.6$

$\sigma_s = 395.3$

Section (cm)

$b = 100.0$ $h = 120.0$

$d_1 = 2.5$ $d_2 = 2.5$

CALCULER Note

Buttons at the bottom: Quitter, Amatures ..., Préférences ..., Aide, A propos...

Figure 94: vérification des contraintes x-x

Figure 95: vérification des contraintes y-y

Nous devons vérifier

$$\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \text{ 15 MPa}$$

$$\sigma_s = \overline{\sigma_s} = 201,63 \text{ MPa}$$

Tableau 83 : vérifications a L'ELS

		A	σ_b	σ_s	Vérification
Sens XX	Appui	11,8	4,6	58,6	C.V
	Travée	11,8	4,6	58,6	C.V
SENS YY	Appui	11,8	6	77,6	C.V
	Travée	12,6	6	77,6	C.V

6. Voile périphérique

Le mur voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation D'après le RP V 2024 (Art 10.1.2), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- ✓ L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes,
- ✓ Le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ D'après le BAEL 91 le pourcentage minimal est de 8 fois épaisseur.

6.1. Matériaux de remblaiement (Remblai en Tuf) :

- ✓ Poids volumique : 17KN/m^3
- ✓ Angle de frottement interne : 30°
- ✓ La force de poussée : $F = K_0\gamma H$
- ✓ K_0 = Coefficient de poussée au repos = $1 - \sin\phi = 0.5$
- ✓ $H = 3.06\text{m}$
- ✓ $F = 26.01\text{KN/m}^2$

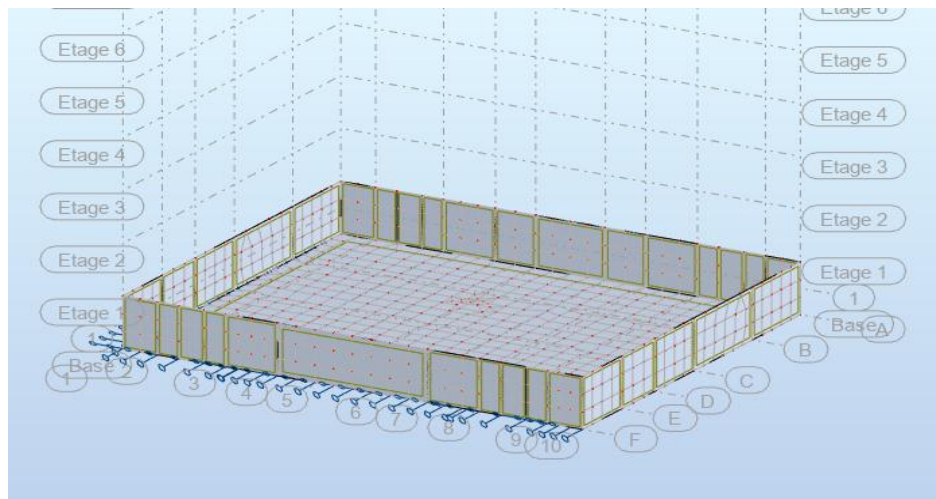


Figure 96 : Chargement de terre sur les voiles périphériques.

6.2. Sollicitations des voiles :

Tableau 84: Sollicitations des voiles.

N°2208 L= 8,4 m					
1	ELU	ELU	2518.26	-39.12	84.37
2	G+ψQ+Ex+0.3Ey	ACC	1204.9	-2145.17	4708.38
3	G+ψQ+0.3Ex+Ey	ACC	2057.51	-1979.94	4431.42
4	G+ψQ+Ex-0.3Ey	ACC	1290.77	1922.28	-4305.77
5	G+ψQ+0.3Ex-Ey	ACC	2143.38	2087.51	-4582.74
6	G+ψQ-Ex+0.3Ey	ACC	240.25	-914.34	1876.55
7	G+ψQ-0.3Ex+Ey	ACC	266.01	305.9	-827.7
8	G+ψQ-Ex-0.3Ey	ACC	3108.04	856.67	-1750.9
9	G+ψQ-0.3Ex-Ey	ACC	3082.28	-363.56	953.34

6.3. Ferrailage

EXPERI BA - Flexion composée

Général Calcul Vérification Expert Interaction N / M

Charges (kN, kN*m)

	Type de sollicitation	N	M
5	ELA	2143.38	2087.51
6	ELA	240.25	-914.34
7	ELA	3108.04	356.67
8	ELA	3082.28	-363.56
9	ELA	266.01	305.90

Calculé en
☐ Poutre ☒ Poteau

Résultats

$A_{s1} = 34.4 \text{ cm}^2$ $A_{s2} = 34.4 \text{ cm}^2$

% d'armatures $\rho = 0.41 \%$

Valeurs réglementaires

% d'armatures minimum $\rho_{\min} = 0.41 \%$ ☐ Dispositions sismiques

% d'armatures maximum $\rho_{\max} = 5.00 \%$

CALCUL TERMINE

Section (cm)

$b = 20.0$ ☒ Bloquée

$h = 840.0$ ☒ Bloquée

$d_1 = 2.0$ $d_2 = 2.0$

CALCULER Note

Quitter Armatures ... Préférences ... Aide A propos...

Figure 97 : Ferrailage robot expert.

Choix des armatures : T12 esp=20cm

6.4. Calcul des armatures transversales de l'âme

Le voile le plus sollicité est V22208 (8,4x0.30) en termes de l'effort tranchant soit égal a 4708.38 KN avec $z = 3.06 \text{ m}$.

$$1.4 \times V = 1.4 \times 1186.35 = 6591,732 \text{ KN}$$

$$A_{\square} > \frac{1660,89 \times 10^3 \times 12}{306 \times 500} = 51,6 > A_{\square} > 1.30 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures 1.30 cm^2 : 2x T10 Esp=12cm

7. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié et dimensionné le radier général de l'ouvrage. Les vérifications effectuées ont montré que les contraintes transmises au sol restent inférieures à la contrainte admissible, assurant ainsi la stabilité de la structure. Le ferrailage du radier a été détruire conformément aux règlements en vigueur. Les résultats obtenus confirment que le radier adopté répond aux exigences de résistance, de sécurité et de durabilité.

CONCLUSION GENERALE

Ce mémoire présente l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment de type clinique en béton armé composé d'un rez-de-chaussée et de douze étages (R+12), implanté dans la wilaya de Mostaganem, classée en zone de forte sismicité (Zone V) conformément aux dispositions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. Réalisé dans le cadre de notre formation en Génie Civil, spécialité Construction, ce travail a pour objectif de mettre en application les connaissances théoriques et pratiques acquises au cours de notre cursus universitaire, tout en respectant les exigences techniques et réglementaires en vigueur. L'étude a couvert l'ensemble des étapes essentielles de la conception structurale, depuis l'analyse architecturale et le pré dimensionnement des éléments porteurs jusqu'à l'étude dynamique et le dimensionnement détaillé des différents éléments de la structure. Les calculs et vérifications ont été effectués à l'aide du **logiciel Robot Structural Analysis Professional**, conformément aux prescriptions du **RPA 2024**, du **CBA 93** et du **BAEL91**. Une attention particulière a été accordée à l'analyse du comportement sismique de l'ouvrage, compte tenu de sa localisation dans une région à forte activité sismique. Cette étude met en évidence l'importance de la réglementation parasismique dans la conception des structures en Algérie, notamment à travers les nouvelles dispositions introduites par le RPA 2024 concernant la classification des ouvrages, les spectres de réponse, les coefficients de comportement et les critères de vérification de la sécurité. Les résultats obtenus montrent que la structure étudiée répond aux exigences de résistance, de stabilité et de sécurité imposées par les règlements en vigueur. Le choix des éléments structuraux, la répartition des charges ainsi que le dimensionnement des fondations ont été validés à travers les vérifications aux états limites ultimes et aux états limites de service. Enfin, ce travail nous a permis de renforcer nos compétences dans l'utilisation des méthodes modernes de calcul et des logiciels de conception

structurale, tout en développant une approche rigoureuse de l'ingénierie des structures. Il constitue une étape importante dans notre parcours de formation et nous prépare à la réalisation de projets réels avec professionnalisme, efficacité et responsabilité.

Bibliographie

Cours :

 Cours du béton armé BAEL91, Jean- pierre MOUGIN, EYROLLES, 1992.

 Polycopie du cours de « 1ère année et 2ème année master » :

- Calcul des structures
- Géotechnique.
- Gestion de projets

Règlements

 Règles parasismiques algériennes « RPA 2024 »

 Document technique règlementaire des charges permanentes et charges d'exploitation DTR.B.C.2.2.

 Règles de conception et de calcul de structures en béton armé, C.B.A.93

 Béton armé aux états limites BAEL91

Logiciel

 AUTOCAD 2023

 **Robot Structural Analysis Professional 2024**

 Office Microsoft (Excel)

 **ROBOT EXPERT B.A 2010.**

 **RDM 6**

Thèses fines d'étude

 Benbouziane Ouafae et Menouer Lina Aicha, Comparaison entre les règlements parasismiques algérienne RPA2003 et RPA2024 à travers l'étude de cas d'un bâtiment RDC+15étage+sous-sol (mémoire fin d'études master structure. Université Abdelhamid Ibn Badis de MOSTAGENM)

 AZZOUZ Mohamed Yahia et AFOUN Hadj Mohamed, ETUDE D'UN BATIMENT R+9 A USAGE D'HABITATION A ORAN SELON LES NORMES ALGERIENNES RPA 2024 (mémoire fin d'études master structure. Université Abdelhamid Ibn Badis de MOSTAGENM)

Annexes

Annexes 1

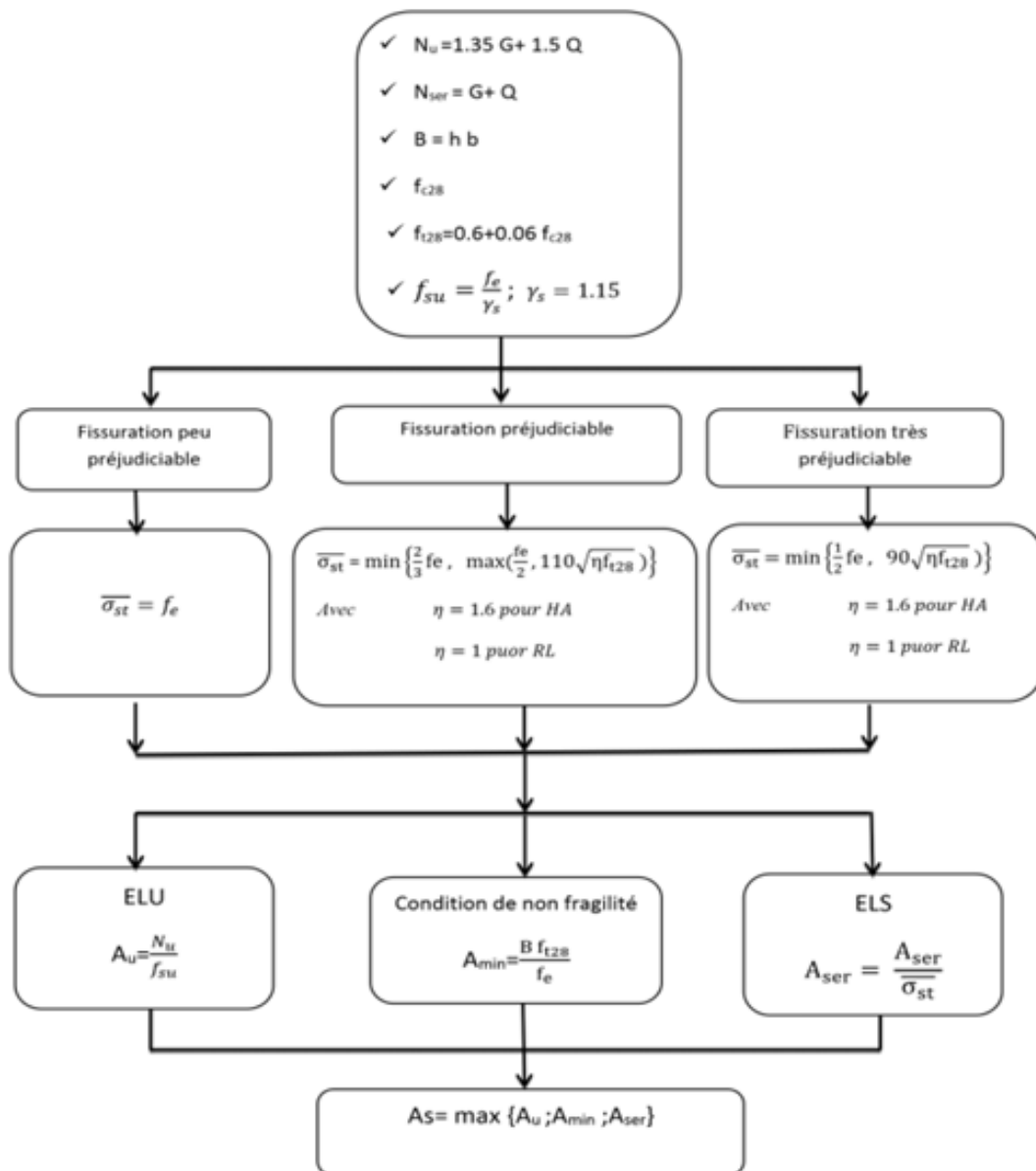
Section réelle d'armatures

Tableau des Armatures
(en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

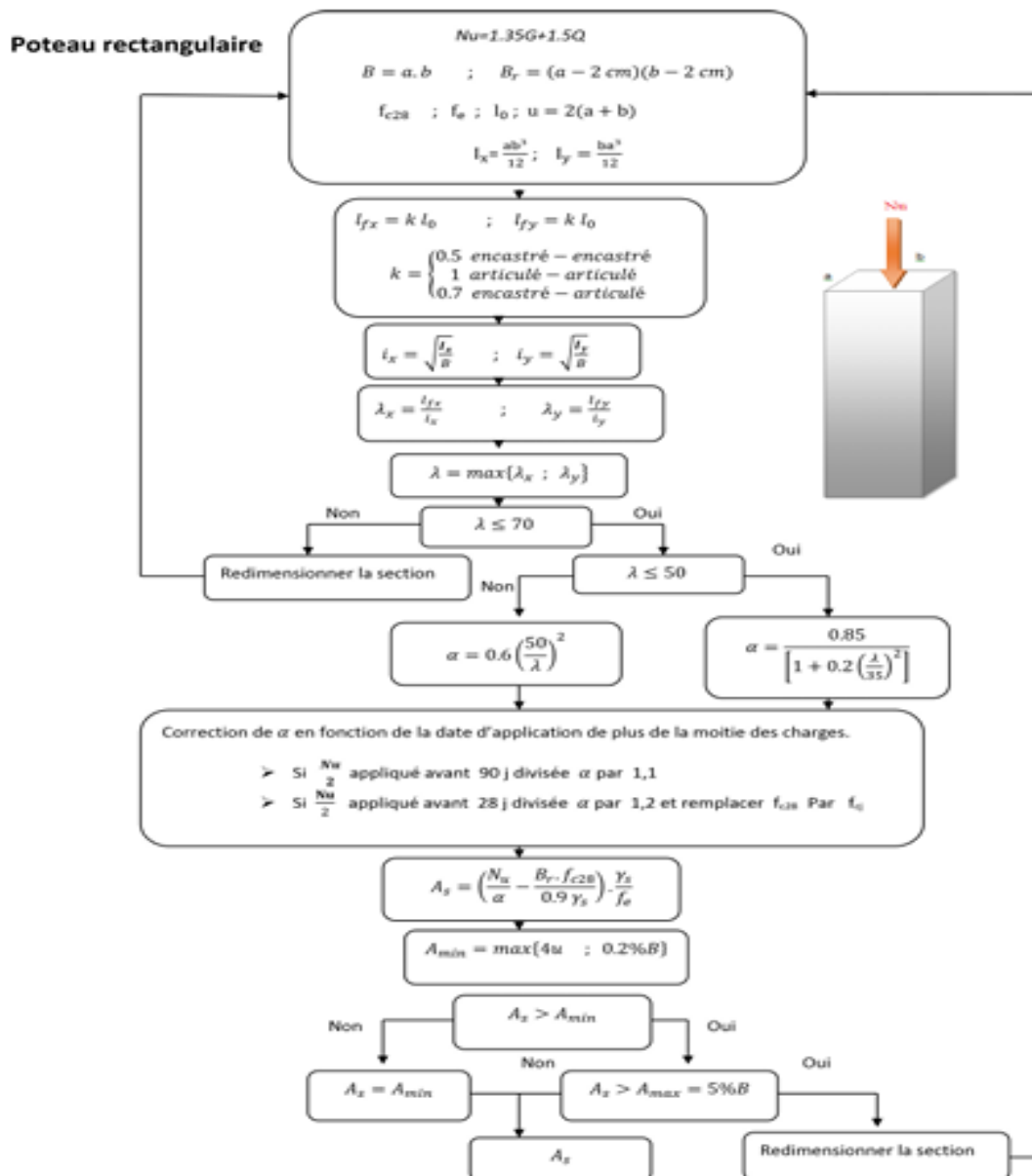
Annexes 2

Organigramme 01 : traction simple-le tirant



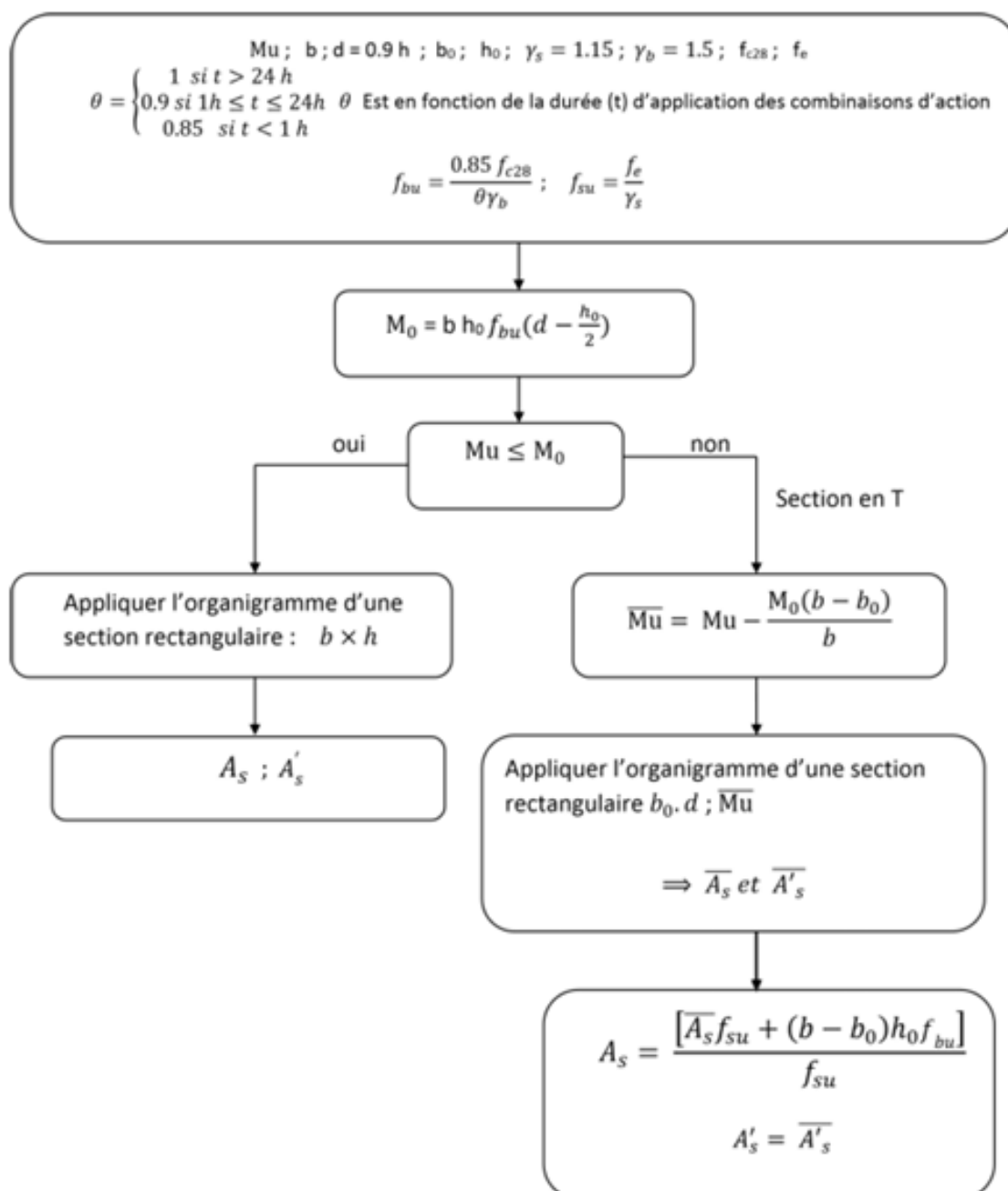
ANNEXES 03 :

Organigramme 02 : compression simple



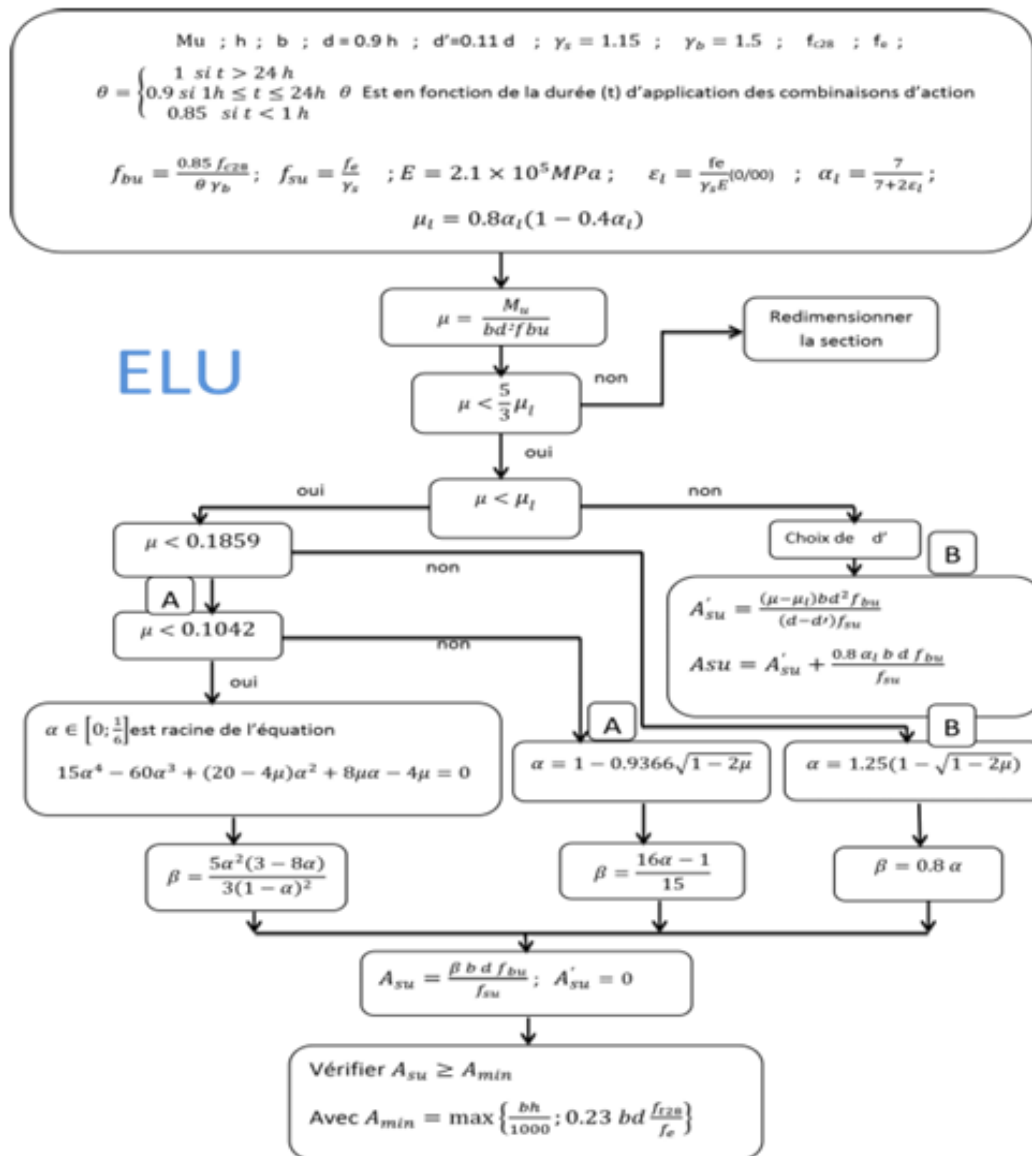
ANNEXES 4 :

Organigramme 03 : section en Té à L'ELU en flexion simple



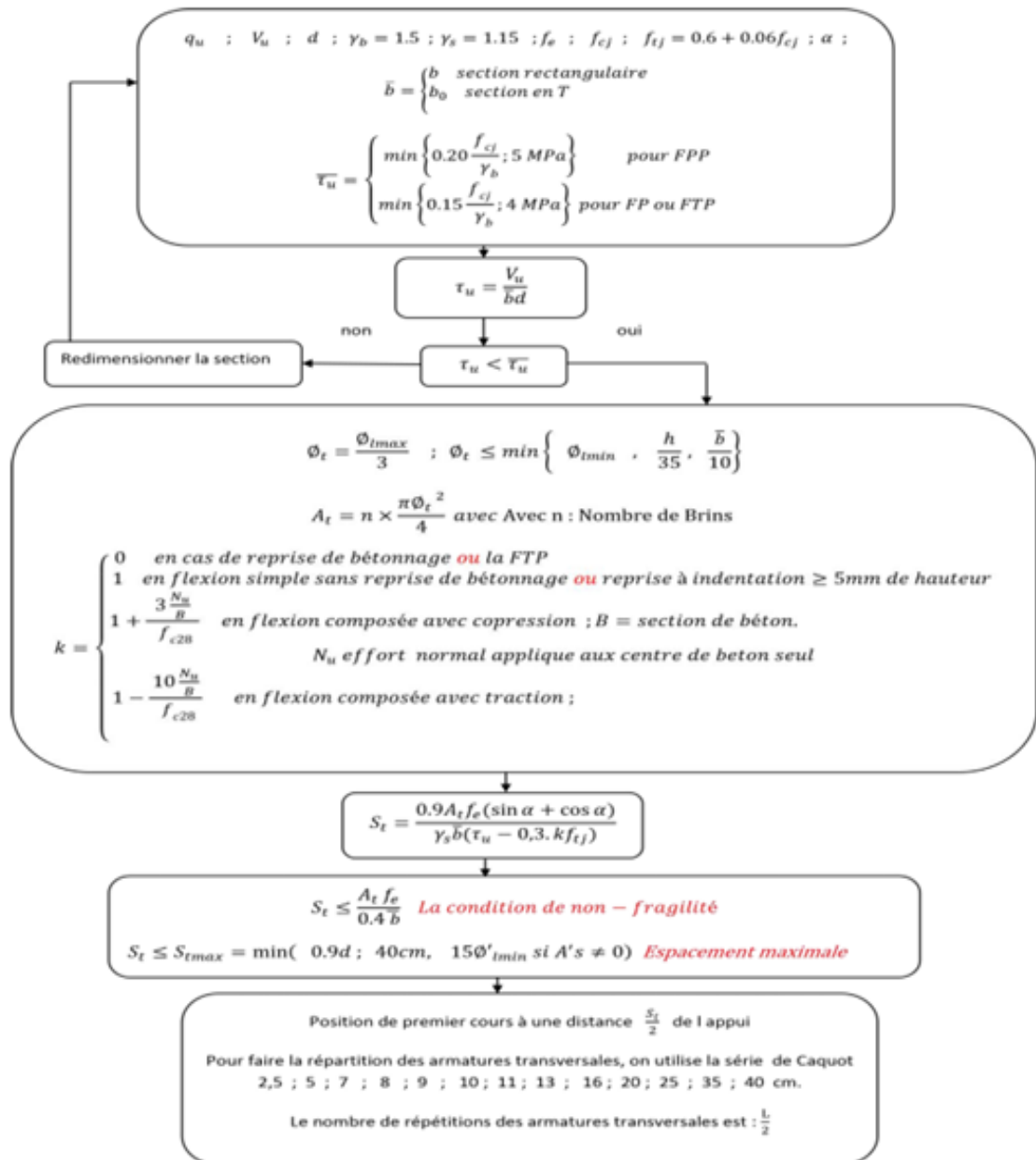
ANNEXES 5 :

Organigramme 04 : section rectangulaire à L'ELU en flexion simple



ANNEXES 6 :

Organigramme 05 : effort tranchant



ANNEXES 8 :

Effort tranchant

Vérification contrainte Tangente limite ultime BAEL A.5.1 :

Pour calculer la contrainte de cisaillement ou contrainte tangente, on applique l'expression suivante :

$$\tau_u = V_u / b.d$$

V_u : effort tranchant en MN

τ_u : contrainte tangentielle en Mpa

b, d : en m

La contrainte tangentielle conventionnelle doit satisfaire aux états limites suivants :

- **Armatures droites ($\alpha = \pi/2$)**
 - fissuration peu nuisible $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.20 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right]$
 - fissuration préjudiciable ou très préjudiciable $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right]$
- **Armatures inclinées à ($\alpha = \pi/4$)**

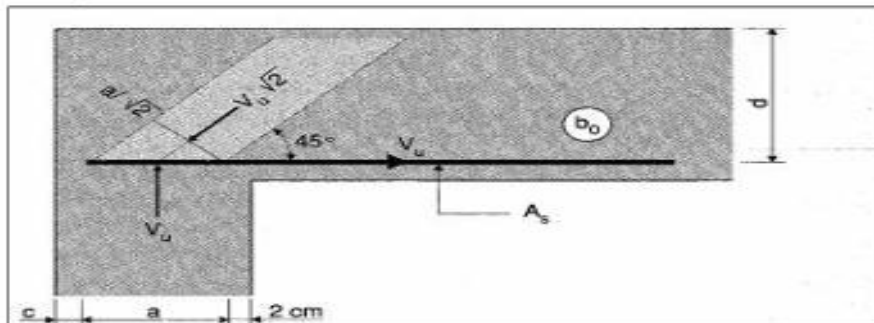
$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min \left[\frac{0.27 f_{c28}}{\gamma_b} ; 7 \text{ Mpa} \right]$$

Vérification de la bielle comprimée BAEL91: A.5.1.313:

$$V_u \leq 0,267 b_0 a f_{cj}$$

Avec :

b_0 : largeur de poutre



Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91: A.5.1.322 :

$$\sigma_{bc} = \frac{V_u \sqrt{2}}{b_0 \cdot \frac{a}{\sqrt{2}}} = \frac{2 V_u}{b_0 a} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

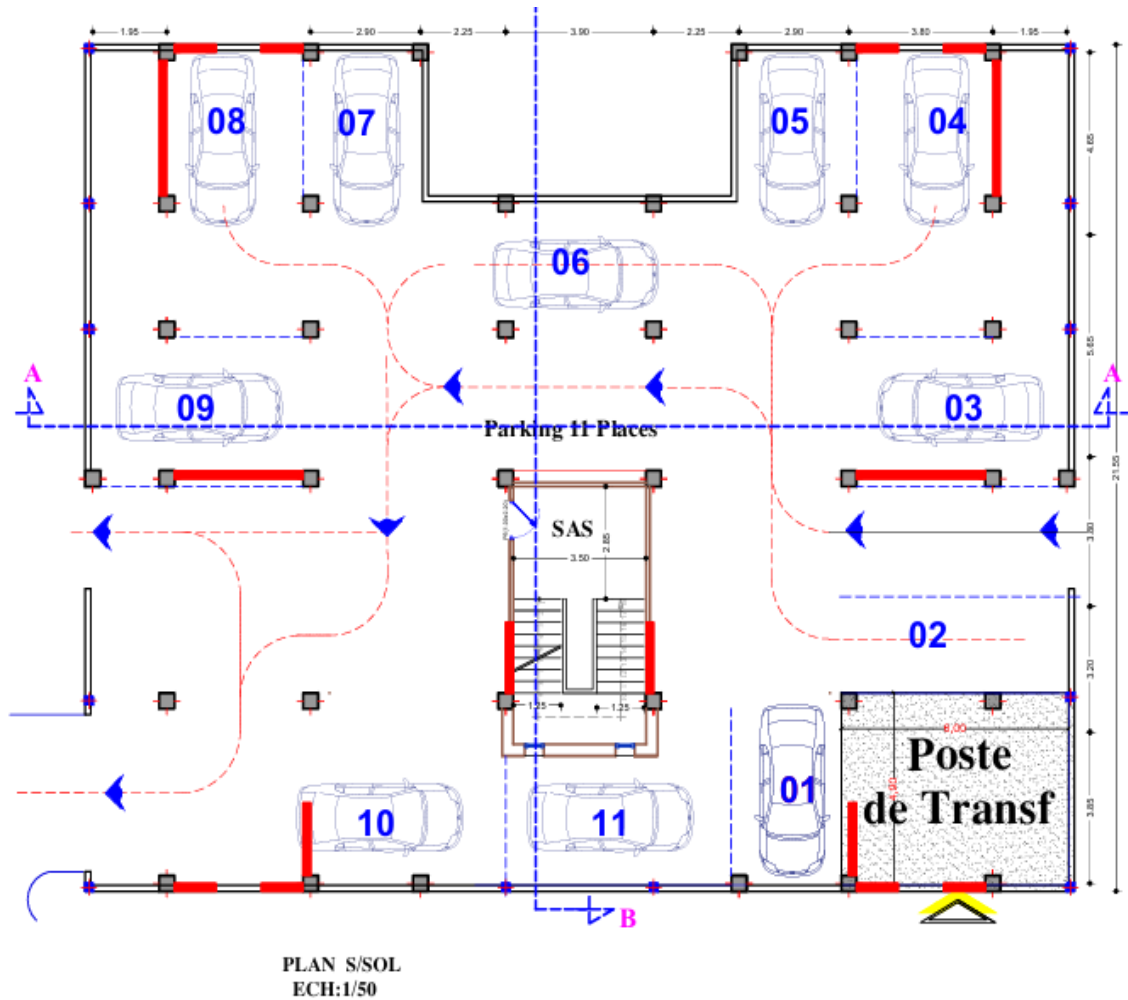
Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 :A.5.1.31 :

$$A_s = \frac{V_u}{f_y \gamma_s}$$

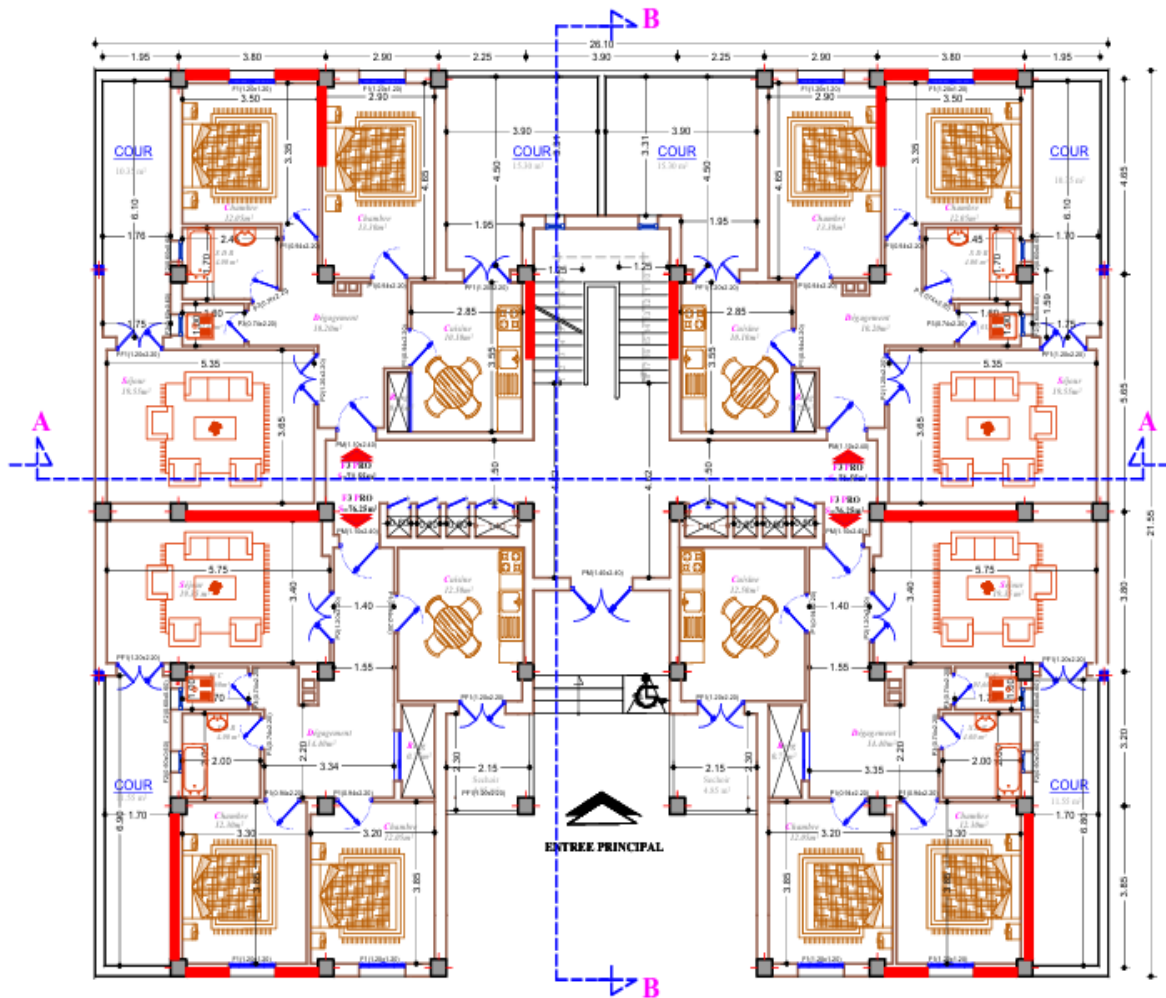
ANNEXES 9 :

Plan de plancher

Sous -sol



RDC



PLAN RDC
ECH:1/50

Etage courant

